



М.Г. Журба Л.И. Соколов Ж.М. Говорова

ВОДОСНАБЖЕНИЕ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ СИСТЕМ И СООРУЖЕНИЙ

в 3 томах

ТОМ 3 системы распределения и подачи воды

Научно-методическое руководство и общая редакция д.т.н., проф. М.Г. Журбы

2-е издание, дополненное и переработанное

**Допущено Министерством образования Российской Федерации
в качестве учебного пособия для студентов высших учебных
заведений, обучающихся по специальности «Водоснабжение
и водоотведение» направления подготовки
дипломированных специалистов
«Строительство»**



Москва 2004

Издательство Ассоциации строительных вузов

ББК 38.761.1.

УДК 628.1

П79

Рецензенты:

д.т.н., проф., академик РААСН *Дикаревский В.С.*,
д.т.н., проф. *Иванов В.Г.* (Санкт-Петербургский государственный университет путей сообщения,
кафедра «Водоснабжение и водоотведение»),
зав. каф., д.т.н., проф. *Стрелков А.К.* (Самарская государственная архитектурно-строительная
академия, кафедра «Водоснабжение и водоотведение»),
инж. *Самохин С.В.* (ГПИ «Союзводоканалпроект»)

Журба М.Г., Соколов Л.И., Говорова Ж.М.

Водоснабжение. Проектирование систем и сооружений: издание второе, переработанное и
дополненное. Учебное пособие. - М.: Издательство АСВ, 2004. - 256 с.

Научно-методическое руководство и общая редакция д.т.н., проф. М.Г. Журбы

ISBN 5-93093-210-7

ISBN 5-93093-278-6

Рекомендовано к изданию Министерством образования РФ по высшему образованию в качестве учебно-
го пособия для студентов высших учебных заведений, обучающихся по направлению "Строительство" спе-
циальности "Водоснабжение и водоотведение".

В пособии приведены назначение, область применения, физико-химическая и биологическая суть мето-
дов и технологий, конструктивные особенности сооружений и устройств систем водоснабжения. Даны методи-
ки их расчета и проектирования, снабженные необходимыми справочными графическими и табличными мате-
риалами.

Уделено должное внимание инвестиционному проектированию, оценке экологической деятельности
предприятий, надежности и оптимизации систем водоснабжения, организации зон санитарной охраны. При-
ведены детальные примеры расчета основных сооружений и установок. Учебно-справочное пособие предиаз-
начено для инженерно-технических работников, преподавателей и студентов вузов, занимающихся проекти-
рованием систем и сооружений водоснабжения.

In the manual the general items of information, purpose, area of application, physical and chemical and biological
essence of methods, technologies, structures and devices of systems of water supply are given. The detailed techniques of
their calculation and designing, supplied with necessary help graphic and tabular materials are presented as well.

The due attention is devoted to ecological and economic aspects of designing and evaluation of reliability of
water supply systems, organization of zones of sanitary protection. In the appendices are given the examples of
calculation of the basic structures and plants. The manual is intended for the engineering and technical workers,
teachers and students of high schools, engaged in designing of systems and structures of water supply.

Компьютерная верстка: *Н.А. Лямаева, Е.В. Орлов, Е.М. Лютова*
Дизайн обложки: *Н.С. Кузнецова*

Лицензия ЛР № 0716188 от 01.04.98. Сдано в набор 30.09.2003

Подписано к печати 18.03.04. Формат 70х100/16.

Бумага офсетная. Гарнитура Таймс. Печать офсетная.

Усл. 16 п. л. Тираж 2000 экз. Заказ № 10301

Издательство Ассоциации строительных вузов (АСВ)

129337, Москва, Ярославское шоссе, 26, оф. 511

тел., факс: 183-57-42

e-mail: iasv@mgsu.ru

Отпечатано в полном соответствии
с качеством предоставленных диалозитивов
в ППП «Типография «Наука»

121099, Москва, Шубинский пер., 6

ISBN 5-93093-210-7

ISBN 5-93093-278-6

© Издательство АСВ, 2004

© Журба М.Г., Соколов Л.И.,

Говорова Ж.М., 2004

СОДЕРЖАНИЕ

Предисловие ко 2-му изданию.....	8
Введение	9
Том 1. СИСТЕМЫ ВОДОСНАБЖЕНИЯ. ВОДОЗАБОРНЫЕ СООРУЖЕНИЯ	
1. ИНВЕСТИЦИОННОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ.....	11
1.1. Классификация инвестиционных проектов.....	11
1.2. Субъекты инвестиционной деятельности.....	12
1.3. Виды источников финансирования инвестиционных проектов	13
1.4. Этапы подготовки и реализации инвестиционного проекта.....	15
1.5. Порядок разработки, согласования и утверждения обоснований инвестиций	19
1.6. Состав и содержание обоснований инвестиций	22
1.7. Разработка проектной документации.....	31
2. ЭКОЛОГИЧЕСКИЕ АСПЕКТЫ ДЕЯТЕЛЬНОСТИ ПРЕДПРИЯТИЙ ВОДОПРОВОДНО-КАНАЛИЗАЦИОННОГО ХОЗЯЙСТВА.....	40
2.1. Экологическое сопровождение и оценка деятельности предприятий	40
2.2. Экологическая оценка объекта строительства.....	43
2.3. Оценка воздействия объектов хозяйствования на окружающую среду.....	47
3. СИСТЕМЫ И СХЕМЫ ХОЗЯЙСТВЕННО-ПИТЬЕВОГО ВОДОСНАБЖЕНИЯ.....	54
3.1. Классификация систем.....	54
3.2. Выбор и очередность развития систем	56
3.3. Проектирование зонных систем водоснабжения	59
3.4. Специфика систем водоснабжения в условиях Севера	62
3.5. Локальные системы водоснабжения.....	69
4. ВОДООБЕСПЕЧЕНИЕ ПРОМЫШЛЕННЫХ ПРЕДПРИЯТИЙ.....	77
4.1. Классификация технической воды по целевому назначению.....	77
4.2. Схемы водообеспечения предприятий	77
4.3. Требования к качеству воды.....	80
4.4. Нормы водопотребления для предприятий.....	92
5. ОЦЕНКА НАДЕЖНОСТИ СИСТЕМ ВОДОСНАБЖЕНИЯ.....	95
5.1. Основные понятия.....	95
5.2. Задачи и методология оценки надежности систем	99
5.3. Основы расчета надежности элементов системы	106
5.4. Расчет надежности стареющих элементов и систем	110
5.5. Надежность функционирования систем подачи и распределения воды.....	115
5.6. Резервирование и оценка надежности насосных станций	124
5.7. Надежность водозаборных сооружений и станций очистки воды	126
6. ГИДРОЛОГИЧЕСКИЕ И ВОДОХОЗЯЙСТВЕННЫЕ РАСЧЕТЫ.....	130
6.1. Гидрологические изыскания.....	130
6.2. Расчет внутригодового распределения стока при наличии наблюдений.....	133
6.3. Определение характеристик расчетного годового стока при отсутствии данных измерений в проектном створе	139
6.4. Гидрологические и водохозяйственные расчеты при регулировании стока.....	143
6.5. Оценка качества воды в районах водозаборов.....	147

7. ВОДОЗАБОРЫ ИЗ ПОВЕРХНОСТНЫХ ИСТОЧНИКОВ	155
7.1. Назначение и категории надежности водозаборов	155
7.2. Выбор места расположения и типа водозабора	156
7.3. Конструирование элементов сооружений в водозаборном узле	163
7.4. Оборудование водозаборных сооружений	183
7.5. Гидравлический расчет элементов водозаборов	194
7.6. Расчеты на устойчивость водозаборных сооружений	205
7.7. Мероприятия по рыбозащите и повышению надежности	209
7.8. Особенности проектирования водозаборов из промерзающих водоисточников	210
7.9. Проектирование водозаборов из каналов и горных рек	212
7.10. Особенности водозаборов на водоемах	220
7.11. Берегоукрепление	221
8. ВОДОЗАБОРЫ ИЗ ПОДЗЕМНЫХ ИСТОЧНИКОВ	223
8.1. Условия использования подземных вод. Стадии проектирования водозаборов	223
8.2. Типы подземных водозаборов и область их применения	227
8.3. Гидрогеологические и гидравлические расчеты водозаборных скважин	229
8.4. Расчет и конструирование основных элементов скважин	235
8.5. Подбор водоподъемного оборудования	242
8.6. Технология сооружения скважин на воду	249
8.7. Расчет и конструирование шахтных колодцев	259
8.8. Расчет и конструирование горизонтальных водозаборов	268
8.9. Расчет и конструирование лучевых водозаборов	271
8.10. Каптаж родниковых вод	276
8.11. Расчет сборных сифонных и напорных водоводов	277
8.12. Эксплуатация подземных водозаборов	282
Том 2. ОЧИСТКА И КОНДИЦИОНИРОВАНИЕ ПРИРОДНЫХ ВОД	
9. ОЦЕНКА КАЧЕСТВА ПРИРОДНЫХ ВОД	11
9.1. Состав примесей природных вод	11
9.2. Классификации источников водоснабжения, природных вод и их примесей	14
9.3. Качество воды поверхностных водоисточников	21
9.4. Качество воды подземных водоисточников	26
9.5. Требования к качеству очищенных вод	31
10. ВЫБОР ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ СХЕМ ВОДООЧИСТКИ	35
10.1. Эффективность традиционных водоочистных технологий	35
10.2. Системный подход к выбору водоочистных технологий	39
10.3. Технологические схемы очистки поверхностных вод	42
10.4. Технологические схемы очистки и кондиционирования подземных вод	48
10.5. Классификаторы технологий очистки природных вод	53
11. ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКОЕ ОБОСНОВАНИЕ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ СХЕМ ВОДООЧИСТКИ И СОСТАВА СООРУЖЕНИЙ	68
11.1. Методики технико-экономического обоснования	68
11.2. Технико-экономическое обоснование по приведенным затратам	74
11.3. Технико-экономические обоснования инвестирования проектов	79
11.4. Тарифная политика предприятий водопроводно-канализационного хозяйства	84

12. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СООРУЖЕНИЙ И УСТРОЙСТВ ДЛЯ БЕЗРЕАГЕНТНОЙ ОЧИСТКИ ПОВЕРХНОСТНЫХ ВОД	88
12.1. Определение производительности водоочистных станций	88
12.2. Сетчатые фильтры	88
12.3. Гидроциклонные установки	101
12.4. Сооружения для безреагентного отстаивания воды	110
12.5. Водозаборно-очистные сооружения и устройства	116
12.6. Медленные фильтры	127
12.7. Установки для объемного безреагентного фильтрования воды	131
12.8. Намывные фильтры	137
13. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СООРУЖЕНИЙ И УСТРОЙСТВ ДЛЯ РЕАГЕНТНОЙ ОЧИСТКИ ВОДЫ	138
13.1. Обработка воды химическими реагентами	138
13.2. Электрохимическое коагулирование примесей	152
13.3. Смесители	173
13.4. Камеры хлопьеобразования	184
13.5. Флотаторы	190
13.6. Отстойники	192
13.7. Осветлители со взвешенным осадком	200
13.8. Фильтровальные сооружения с тяжелой зернистой загрузкой	205
13.9. Фильтры с плавающим фильтрующим слоем	225
14. ОЧИСТКА ПРИРОДНЫХ ВОД, СОДЕРЖАЩИХ АНТРОПОГЕННЫЕ ПРИМЕСИ	234
14.1. Виды антропогенных примесей и методы их извлечения	234
14.2. Технологические схемы очистки природных вод, содержащих антропогенные примеси	237
14.3. Биологические методы очистки воды	245
14.4. Озонирование природных вод	255
14.5. Комплексная обработка воды физико-химическими методами	260
14.6. Адсорбционная глубокая доочистка питьевых вод	264
14.7. Биосорбционная очистка воды	273
14.8. Бытовые устройства глубокой очистки водопроводной воды	275
15. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СООРУЖЕНИЙ, УСТАНОВОК И ОБОРУДОВАНИЯ ДЛЯ КОНДИЦИОНИРОВАНИЯ ПОДЗЕМНЫХ И ПОВЕРХНОСТНЫХ ВОД	286
15.1. Дегазация воды	286
15.2. Стабилизационная обработка воды	295
15.3. Обезжелезивание и деманганация воды	307
15.4. Умягчение воды	329
15.5. Обессоливание и опреснение воды	359
15.6. Фторирование и обесфторивание воды	385
15.7. Удаление бора и бромидов	391
15.8. Удаление кремниевой кислоты	398
16. ОБЕЗЗАРАЖИВАНИЕ ПОВЕРХНОСТНЫХ И ПОДЗЕМНЫХ ВОД	401
16.1. Современные технологии обеззараживания воды	401
16.2. Проектирование систем обеззараживания воды хлореагентами	402
16.3. Ультрафиолетовое облучение очищенной воды	416
16.4. Обеззараживание воды озоном	421

16.5. Физические методы интенсификации процессов обеззараживания	425
17. ПОВТОРНОЕ ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ПРОМЫВНЫХ ВОД И ОБРАБОТКА ОСАДКОВ ВОДОПРОВОДНЫХ СТАНЦИЙ.....	429
17.1. Влияние качества промывных вод на водоисточники и работу очистных сооружений	429
17.2. Выбор технологической схемы и состава сооружений	435
17.3. Расчет сооружений по очистке и повторному использованию промывных вод	438
17.4. Естественные методы обработки осадков	441
17.5. Искусственные методы обработки	443
17.6. Утилизация осадков водопроводных станций	457
18. ОПТИМИЗАЦИЯ РАБОТЫ ВОДООЧИСТНОЙ СТАНЦИИ	460
18.1. Постановка задачи	460
18.2. Структурные блок-схемы	461
18.3. Математические модели водоочистных станций	464
18.4. Решение оптимизационных задач	470
18.5. Системы автоматического управления водоочистной станцией в оптимальном режиме	474
19. КОМПОНОВочНЫЕ РЕШЕНИЯ СТАНЦИЙ ОЧИСТКИ И КОНДИЦИОНИРОВАНИЯ ВОДЫ.....	484
19.1. Станции очистки воды из поверхностных водоисточников	484
19.2. Станции подготовки подземных вод	486
19.3. Комплексные станции водоснабжения	488
Том 3. СИСТЕМЫ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ И ПОДАЧИ ВОДЫ	
20. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СИСТЕМ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ И ПОДАЧИ ВОДЫ	11
20.1. Выбор схемы питания и трассировка водопроводной сети	11
20.2. Проектирование разветвленной водопроводной сети	17
20.3. Гидравлический расчет кольцевой водопроводной сети	45
20.4. Применение ЭВМ для гидравлического расчета кольцевой водопроводной сети	52
20.5. Оптимизация совместной работы систем подачи и распределения воды	64
20.6. Детализация водопроводной сети	71
20.7. Проектирование и расчет водоводов	77
20.8. Сооружения и устройства на водоводах и распределительных сетях ...	83
21. ЗАПАСНЫЕ И РЕГУЛИРУЮЩИЕ ЕМКОСТИ	89
21.1. Безнапорные регулирующие и запасные резервуары	89
21.2. Напорно-регулирующие сооружения	97
21.3. Расчет оптимальной регулирующей емкости на ЭВМ	104
22. НАСОСЫ И НАСОСНЫЕ СТАНЦИИ	109
22.1. Насосные станции первого подъема	110
22.2. Насосные станции второго подъема	112
22.3. Выбор основных типов насосов	117
22.4. Трубопроводы и арматура насосных станций	123
22.5. Системы заливки насосов	126
22.6. Электросиловое оборудование	129
22.7. Проектирование зданий насосной станций	132

23. ДИСПЕТЧЕРИЗАЦИЯ И АВТОМАТИЗАЦИЯ СИСТЕМ ВОДОСНАБЖЕНИЯ.....	139
23.1. Общие положения	139
23.2. Автоматизация насосных установок	143
23.3. Автоматизация очистных сооружений.....	152
23.4. Технические средства автоматизации	157
23.5. Проектирование систем автоматизированного управления	168
23.6. Краткие сведения об эксплуатации приборов и средств автоматизации	170
24. ЗОНЫ САНИТАРНОЙ ОХРАНЫ.....	171
24.1. Границы зон санитарной охраны источников водоснабжения	171
24.2. Водоохраные зоны водопроводных систем.....	173
24.3. Границы зон санитарной охраны водоводов	174
25. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТОВ И ПРОЕКТИРОВАНИЯ	175
25.1. Техничко-экономическое обоснование системы водоснабжения	175
25.2. Выбор технологической схемы очистки поверхностных вод	192
25.3. Выбор технологической схемы кондиционирования подземных вод	197
25.4. Расчет надежности системы водоснабжения	202
25.5. Проектирование подземного водозабора из скважин	205
25.6. Проектирование поверхностного водозабора руслового типа	211
25.7. Гидравлический расчет водопроводной кольцевой сети с контррезервуаром.....	217
25.8. Расчет водопроводной кольцевой сети с применением ЭВМ	225
25.9. Проектирование водоводов от насосной станции второго подъема до водопроводной сети.....	228
25.10. Определение объема напорно-регулирующих резервуаров (РЧВ, ВБ)	231
25.11. Подбор насосов первого и второго подъема	236
25.12. Техничко-экономический выбор оптимального диаметра труб	241
25.13. Проектирование станции очистки питьевой воды контейнерного типа.....	243
25.14. Расчет и подбор вакуум-фильтра и осадительной центрифуги	249
25.15. Соотношение между единицами измерения концентраций растворов.....	253
Список литературы	254
Об авторах	256

ПРЕДИСЛОВИЕ

В настоящем издании учтены замечания рецензентов и других специалистов по первому изданию книги, последние изменения и дополнения в нормативных документах по водоснабжению. Пособие дополнено новыми главами, имеющими актуальное значение в современных условиях: «Инвестиционное проектирование», «Водообеспечение промышленных предприятий», «Очистка природных вод, содержащих антропогенные примеси», «Диспетчеризация и автоматизация систем водоснабжения», «Технико-экономическое обоснование технологических схем водоочистки и состава сооружений». Дополнены главы по системам водоснабжения, оценке надежности, подземным водозаборам, выбору технологических схем водоочистки, проектированию сооружений для безреагентной и реагентной очистки поверхностных и кондиционированию подземных вод. Значительно переработана и расширена глава «Примеры расчетов и проектирования». В книге нашли отражение последние достижения научных исследований в области водоснабжения, проводимых в ГНЦ НИИ ВОДГЕО, НИИ КВОВ, МГСУ и других научно-исследовательских и учебных организациях страны. Расширен информационно-справочный материал по оборудованию и материалам для систем водоснабжения, поставляемых в Россию зарубежными фирмами.

Пособие рекомендовано к изданию Министерством образования РФ, Учебно-методическим объединением строительных вузов России по специальности «Водоснабжение и водоотведение» и Межведомственным Советом Российской Академии наук и Госстроя России «Химическая технология очистки природных и сточных вод» (председатель – академик РАН Яковлев С.В.).

Введение, главы 3, 8, 12, 13, 19, п.п.5.1, 5.3, 6.5 написаны д.т.н., проф. Журбой М.Г., главы 1,2,4, п.п.11.3, 25.14 - д.т.н., проф. Соколовым Л.И., главы 9,10,11,15, п.п. 25.2, 25.12 - к.т.н. с.н.с. Говоровой Ж.М., главы 14, 18 - д.т.н., проф. Журбой М.Г. и к.т.н. Говоровой Ж.М., глава 16 - д.т.н., проф. Журбой М.Г. и к.т.н. Ваниным В.В., глава 17 - д.т.н., проф. Журбой М.Г. и д.т.н., проф. Соколовым Л.И.

Отдельные параграфы и главы пособия написаны:

п.п.5.2, 5.4 – д.т.н., проф. Ермолиным Ю.А. и д.т.н., проф. Алексеевым М.И., п.п.5.5-5.7 - к.т.н., доц. Гальпериным Е.М., глава 6 - к.т.н., доц. Лебедевой Е.А. и к.т.н., доц. Белым А.В., глава 7 - к.т.н., доц. Мезеиновой Е.А., п.п.9.4,10.4,25.3 – к.т.н., в.н.с. Ивлевой Г.А., п.13.2 - к.х.и., доц. Яковским А.А., п.14.7 - д.т.н., проф. Швецовым В.Н., п.п.20.1-20.3, 20.6-20.8, главы 21, 24 – к.т.н., доц. Медиоланской М.М., глава 22, п.п.20.4, 21.3 - к.т.н., доц. Гудковым А.Г., п. 20.5 - к.т.н., проф. Сомовым М.А., глава 23 – д.т.н. Лезновым Б.С., глава 25 – к.т.н., доц. Литвиенко Л.Л.

Авторы приносят благодарность коллективу кафедры «Водоснабжение и водоотведение» Санкт-Петербургского Университета путей сообщения, д.т.н., проф., академику Российской архитектурно-строительной академии Дикаревскому В.С., д.т.н., проф. Иванову В.Г., сотрудникам кафедры «Водоснабжение и водоотведение» СамГАСА, (зав. каф., д.т.н., проф. Стрелков А.К.), инж. Самохину С.В. ГП Союзводоканалпроект за ценные замечания и пожелания, сделанные ими при подготовке рукописи к изданию, а также сотрудникам издательства Ассоциации строительных вузов РФ (директор – Никитина Н.С.) по изданию настоящего пособия.

Замечания и пожелания специалистов по содержанию пособия просьба направлять по адресу: НИИ ВОДГЕО, лаборатория очистки природных вод и инженерных сооружений водоподготовки, г.Москва, Г-48, ГСП-2, Комсомольский пр., д.42, стр.2., 119992.

ВВЕДЕНИЕ

За последние годы в стране обострились проблемы надежного и рационального обеспечения населения, промышленных предприятий, сельского хозяйства и локальных потребителей водой необходимого качества.

Распад союзного государства и последующий за этим продолжительный спад экономики, переход на рыночные отношения и изменение форм собственности, снижение на отдельных этапах перестройки страны роли и функций органов санэпиднадзора, комитетов охраны и использования водных ресурсов – все это негативно сказалось и на работе водопроводных комплексов, предназначенных для добычи, производства и распределения среди потребителей воды требуемого качества и под нужным напором.

Несмотря на снижение объемов производства в последнее время продолжается фиксирование прогрессирующих загрязнений источников водоснабжения и расширение видов и диапазона концентраций загрязняющих веществ антропогенного (в первую очередь, техногенного) происхождения, попадающих в водотоки и водоемы. Это привело к тому, что построенные по проектам 50–60-х годов системы водоснабжения населенных мест и промпредприятий в настоящее время не в состоянии в должной мере решать возложенные на них задачи. Положение усугубляется и известными трудностями в подготовке инженерных кадров соответствующей квалификации для предприятий водопроводно-канализационного хозяйства, снижением роли и функций ведомственных и межведомственных комиссий по приему в производство вновь создаваемых и реконструируемых сооружений, технологий и систем водоснабжения в целом.

Одной из серьезных причин, препятствующих устранению отмеченных негативных явлений, является сокращение в последние два с половиной десятилетия подготовки изданий нормативно-справочной и учебной литературы по проектированию систем водоснабжения и их элементов. Последнее пособие из такого рода – «Справочник проектировщика. Водоснабжение населенных мест и промпредприятий» под редакцией инж. Назарова И.А., был издан в 1977 г.

Между тем, выход в свет новых нормативных документов и технических указаний (СанПиН 2.4.1.1074.01 «Питьевая вода. Гигиенические требования к качеству воды централизованных систем питьевого водоснабжения. Контроль качества», «Правила эксплуатации систем водоснабжения и водоотведения», г.Москва, НИИ ВОДГЕО, 2000 г. и др.), создание новых и усовершенствование существующих технологий, сооружений и устройств систем водоснабжения требует обновления, изменений и дополнений ряда методик их расчета и проектирования последних.

Настоящее учебно-справочное пособие ставит своей целью восполнить сложившийся к настоящему времени дефицит технической литературы в данной отрасли с учетом выхода в свет к 2003 году новых изданий законодательных и нормативно-технических документов, касающихся проектирования, строительства и эксплуатации систем водоснабжения. Оно состоит из трех томов: 1 – Системы водоснабжения. Водозаборные сооружения; 2 – Очистка и кондиционирование природных вод; 3 – Системы распределения и подачи воды.

По структуре и методическому подходу к изложению материала предлагаемое проектировщикам, строителям и эксплуатационному персоналу водопроводов, экологам и сотрудникам Центров санэпиднадзора, исследователям и студентам, обучающимся по специальностям «Водоснабжение и водоотведение» и «Охрана водных ресурсов» пособие отличается от ранее изданных тем, что в нем приводятся более детализированные методики и примеры расчетов, взаимосвязанные со вспомогательным справочным материалом. Даются решения комплекса основных задач по водоснабжению (в том числе, связанных с усилением антропогенного воздействия на водисточники). Подробно излагаются методы определения расчетных расходов воды, основы выбора и проектирования систем и схем водоснабжения, водозаборов из подземных и поверхностных источников, сооружений для очистки и кондиционирования поверхностных и подземных вод, систем подачи и распределения воды в населенных пунктах, напорно-регулирующих сооружений (в том числе с применением ЭВМ и оптимизационным подходом к работе водопроводных комплексов), насосных станций, оценка надежности систем и эколого-экономические основы проектирования. Даны детальные примеры расчетов систем сооружений и установок.

По каждому сооружению или комплексу приводятся последовательно: область применения, назначение, принцип действия и физико-химические основы работы сооружений и технологий, реализуемых с их помощью; а затем – в общепринятой последовательности, приводятся расчетные зависимости для определения технологических и конструктивных параметров сооружений, установок и элементов технологического и механического оборудования. Практическая реализация представленных в книге методов расчетов и конструирования подкреплена обширными справочными табличными и графическими материалами, позволяющими избежать во многих случаях необходимости обращения дополнительно к другим техническим справочным изданиям.

К каждому из томов пособия приводится список основной литературы по тематике излагаемого материала.

20. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СИСТЕМ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ И ПОДАЧИ ВОДЫ

20.1. ВЫБОР СХЕМЫ ПИТАНИЯ И ТРАССИРОВКА ВОДОПРОВОДНОЙ СЕТИ

Схема водопроводной сети (рис. 20.1) зависит от планировки объекта водоснабжения. По начертанию в плане водопроводные сети бывают разветвленные (тупиковые), кольцевые и комбинированные (смешанные).

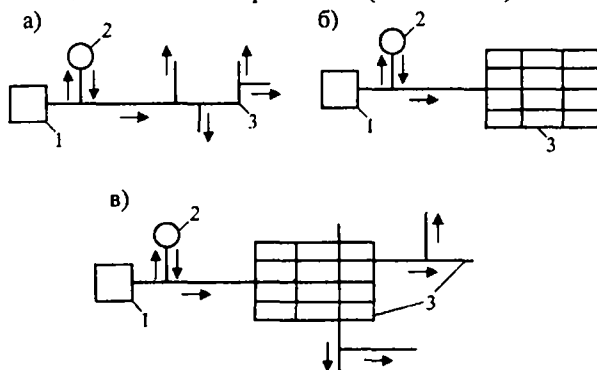


Рис. 20.1. Схемы начертания распределительной сети:

а - тупиковая; б - кольцевая; в - комбинированная:
1 - насосная станция; 2 - водонапорная башня; 3 - сеть

нося с собой тепло. Кольцевые сети обычно длиннее тупиковых, но устроены из труб меньшего диаметра (на начальных участках). Они полностью отвечают требованиям противопожарного водоснабжения.

В городских и производственных водопроводах сети, как правило, проектируют кольцевыми.

Разветвленные сети допускается проектировать в небольших поселках при диаметре труб не более 100 мм, если в случае аварии можно допустить перерыв в водоснабжении, и при устройстве специальных противопожарных и аварийных (запасных) емкостей. Длина тупиков в водопроводных сетях не должна превышать 200 м. Если это условие не соблюдается, то в конце тупика необходимо устанавливать регулируемую напор и расход емкость.

Тупиковая схема удобна для водоснабжения небольших объектов (поселков), растянутых в плане в одном направлении. Кольцевая сеть обеспечивает большую надежность и бесперебойность подведения воды к потребителям. Очень часто кольцевая сеть охватывает районы наибольшего водопотребления, а к отдаленным водопотребителям прокладывают от кольца тупики, которые при расширении населенного пункта в дальнейшем могут быть закольцованы прокладкой дополнительных водопроводных линий.

Разработка схемы водопроводной сети и сооружений производится в следующей последовательности:

- на плане населенного пункта наносится разводящая водопроводная сеть;

Разветвленная сеть обычно дешевле, чем кольцевая, но она менее надежна в отношении снабжения водой потребителей. В таких сетях чаще замерзает вода, сильнее проявляется разрушающее действие гидравлических ударов, наблюдается ухудшение качества воды в конечных участках. Кольцевые сети обеспечивают бесперебойную подачу воды потребителям, меньше подвержены авариям, так как в них не возникает сильных гидравлических ударов. Вода в сети не замерзает, так как даже при небольшом водоразборе она циркулирует по всем линиям,

- производится выбор схемы питания сети с учетом рельефа и местных условий, а также типа источника водоснабжения и его месторасположения;
- на ситуационном плане размещения объекта водоснабжения намечается месторасположение всех основных элементов системы водоснабжения: водозаборных и водоочистных сооружений, насосных станций, водоводов, напорно-регулирующих емкостей, водопроводных сетей.

Водопроводная сеть обычно проектируется кольцевой и состоит из магистральных и распределительных линий. Магистральные линии для обеспечения достаточных напоров должны прокладываться по наиболее возвышенным отметкам местности (как правило, по обочинам дорог параллельно линиям застройки), пересекать различные преграды под прямым углом.

С целью обеспечения надежности системы водоснабжения основных магистралей должно быть не менее двух (расположенных на расстоянии 400-600 м друг от друга); они должны соединяться перемычками, расположенными по длине магистрали на расстоянии 500-800 м друг от друга. Перемычки служат для выравнивания загрузки основных магистралей и переброски воды из одной магистрали в другую в случае аварии на одном из ее участков.

На сети хозяйственно-противопожарного водопровода устанавливаются пожарные гидранты не реже чем через 150 м по длине участков сети, задвижки для отключения отдельных участков (причем на любом отключаемом участке должно быть не более 5 пожарных гидрантов), воздушные вантузы, водовыпуски и т.п.

Глубина заложения водопроводных труб зависит от глубины промерзания почвы, температуры воды и режима ее подачи. Она должна обеспечивать незамерзание воды в трубах при самых больших морозах, не допускать нагрева ее в летнее время и предохранять трубы от динамических нагрузок.

Глубина промерзания почвы в одной и той же местности в разных пунктах различна, так как она зависит от характера грунтов, растительного покрова, наличия грунтовых вод, условий нагревания поверхности земли солнцем, наличия и толщины снежного покрова и т.п. Учет всех факторов при определении глубины заложения труб возможен только при проведении соответствующих теплотехнических расчетов. Он позволяет избежать излишнего заглубления и гарантирует надежность работы водопроводной сети. Если же теплотехнические расчеты не проводятся, то глубина заложения водопроводных труб, считая до низа трубы, должна быть на 0,5 м больше расчетной глубины проникания в грунт нулевой температуры.

$$h_{зал} = h_{пром} + 0,5, \text{ м} \quad (20.1)$$

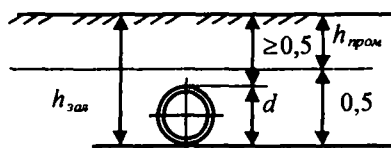


Рис. 20.2. Определение глубины заложения водопровода

В местах, где возможен проезд транспорта, минимальная глубина заложения водопроводных труб назначается исходя из требований защиты их от динамических нагрузок от транспортных средств. В большинстве случаев она составляет 1 м. По соображениям защиты труб от нагревания глубина заложения линий хозяйственно-питьевых водопроводов должна быть не меньше 0,5 м до их верха.

Глубина заложения труб для данной местности примерно одинакова и линии водопровода обычно следуют рельефу местности.

Системы подачи и распределения воды должны отвечать следующим основным требованиям:

- обеспечивать потребителей расчетным количеством воды;
- создавать в распределительных сетях требуемые напоры;
- сохранять качество воды в процессе ее транспортирования;
- обеспечивать надежность и бесперебойность водоснабжения.

При этом сеть должна быть наиболее экономична, т.е. иметь наименьшую величину приведенных затрат на строительство и эксплуатацию как самой сети, так и технологически связанных с ней в работе других сооружений системы водоснабжения: водоводов, насосных станций, запасных и регулирующих емкостей.

Схема питания водопроводной сети определяется также количеством и местоположением насосных станций и напорно-регулирующих сооружений. Наиболее распространены системы водоснабжения, в которых сеть питается от одной насосной станции второго подъема.

По характеру взаимного расположения насосной станции, водонапорной башни и сети различают схемы с односторонним (сеть с проходной башней), двусторонним (сеть с контррезервуаром) и комбинированным питанием сети (рис. 20.3). Кроме таких схем питания водопроводной сети возможны и другие более сложные схемы, характерные для крупных населенных пунктов. В частности, водопроводная сеть может питаться от нескольких насосных станций, подающих воду в различные ее точки; на сети может быть рассредоточено несколько напорно-регулирующих сооружений; сеть может быть безбашенной или вместо башни могут применяться другие напорно-регулирующие сооружения.

При односторонней схеме питания (рис. 20.3, а) насосная станция подает воду в башню, откуда вода поступает в сеть. В часы, когда насосы подают больше общего водоотбора из сети, вода аккумулируется в башне. Если же отбор воды из сети превышает подачу насосами, то недостающее количество ее поступает из башни.

При двусторонней схеме питания (рис. 20.3, б) в часы максимального водоотбора вода в сеть поступает с двух сторон: от насосной станции и от башни. В часы, когда подача насосов превышает водоотбор, излишек воды проходит транзитом через сеть в башню. Для малых объектов водоснабжения в часы, когда насосная станция не работает, вода поступает в сеть только из башни.

При комбинированном питании (рис. 20.3, в) часть сети питается по схеме с контррезервуаром, а часть - по схеме с проходной башней.

Выбор той или иной схемы питания водопроводной сети зависит от рельефа местности, типа водонесточника и места его расположения, величин отборов воды из водопроводной сети и величин требуемых свободных напоров в различных районах объекта водоснабжения.

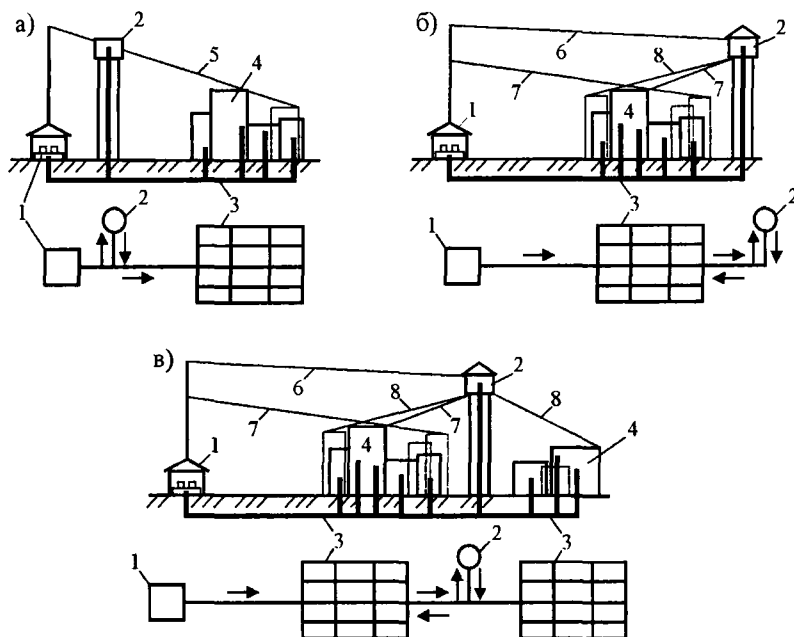


Рис. 20.3. Схемы питания разводящих сетей:

а - односторонняя через башню; б - сеть с контррезервуаром; в - комбинированная; 1 - насосная станция НС-II; 2 - водонапорная башня; 3 - разводящая сеть труб; 4 - объект водоснабжения; 5 - линия пьезометрического напора в сети; 6 - то же при транзите воды в башню; 7 - то же при питании сети от НС-II и от башни; 8 - то же при питании только от башни

При горизонтальной поверхности (рис. 20.4, а) возможна любая из трех основных схем питания сети. В этом случае выбор схемы определяет размер населенного пункта. В небольшом поселке для удобства эксплуатации лучше поставить башню рядом с насосной станцией и применить схему питания через башню. В крупном населенном пункте для уменьшения высоты башни может оказаться выгодной схема с контррезервуаром или комбинированная.

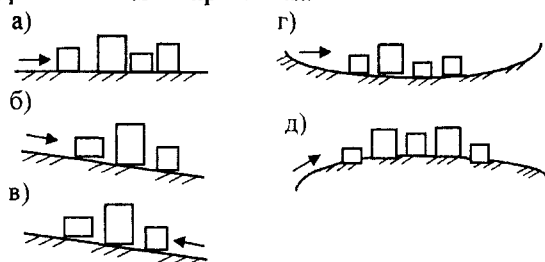


Рис. 20.4. Типы поверхностного рельефа
(обозначения в тексте)

При расположении населенного пункта на склоне горы и подаче воды сверху вниз (рис. 20.4, б) наиболее рациональной является первая схема с питанием через напорный резервуар.

При подаче воды снизу вверх (рис. 20.4, в) следует применять схему с контррезервуаром.

Если населенный пункт размещен в долине (рис. 20.4, г), можно использовать схему питания через башню и схему с контррезервуаром. Выбор зависит от размера площади населенного пункта и распределения на ней водопотребителей.

При размещении населенного пункта на возвышенности (рис. 20.4, д) применяют комбинированную схему питания сети.

При выборе местоположения водонапорной башни с целью уменьшения ее высоты, а, следовательно, и строительной стоимости, необходимо руководствоваться следующими рекомендациями:

- башню следует располагать на наиболее высокой отметке местности, но в непосредственной близости к водопроводной сети;
- она должна быть расположена, по возможности, ближе к наиболее крупным водопотребителям, а также к районам сети, в которых требуются наибольшие свободные напоры;
- целесообразно располагать ее в центре территории, обслуживаемой в период максимального водопотребления из сети.

В практике водоснабжения встречаются три основные схемы присоединения башни к сети, представленные на рис. 20.5.

При включении башни по схеме рис. 20.5, а происходит перерасход энергии на подъем воды, так как она должна постоянно подаваться насосами на высоту, соответствующую наивысшему уровню воды в баке. В то же время такое включение обеспечивает хорошее перемешивание воды в баке, что препятствует ее замерзанию и устраняет застойные зоны. Кроме того, изменение уровня воды в баке не влияет на работу насосов.

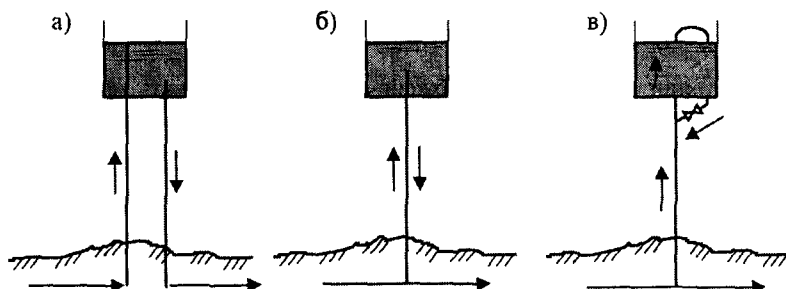


Рис. 20.5. Схемы присоединения башни к сети

При втором типе присоединения (рис. 20.5, б) насосы работают под переменным напором (в зависимости от степени наполнения бака), меняющимся от верхнего до нижнего уровня воды в баке. Соответственно изменяется подача насоса Q_n (т.е. график подачи воды в бак по часам суток). Изменение графика подачи воды вследствие изменения уровня воды в баке при сохранении заданного графика водопотребления может вызвать изменение первоначально намеченного объема бака. По затратам энергии на подъем воды эта схема является наиболее экономичной. Кроме того, она дает возможность снизить давление в сети в периоды подачи воды транзитом в башню.

Иногда применяется присоединение типа рис. 20.5, в, при котором достигается хорошее перемешивание воды в баке.

Трассировка водопроводной сети, т.е. геометрическое начертание ее в плане, выполняется в зависимости от планировки объекта водоснабжения и размещения на его территории отдельных водопотребителей, рельефа местности, наличия естественных и искусственных препятствий для прокладки труб (реки, каналы, балки, овраги, автомобильные или железные дороги и т.п.).

При трассировке сети должны учитываться перспективы развития объекта водоснабжения, возможности снижения строительных и эксплуатационных затрат (например, кооперирование).

При трассировке сети необходимо руководствоваться следующими рекомендациями:

- главные магистральные линии необходимо направлять по кратчайшему расстоянию к наиболее крупным водопотребителям, а также к водонапорной башне или от нее;
- с целью обеспечения надежности водоснабжения основных магистралей должно быть не менее двух, соединенных перемычками, позволяющими в случае аварии выключать на ремонт какой-либо участок;
- водопроводные линии должны быть расположены равномерно по всей территории объекта водоснабжения;
- для обеспечения достаточных напоров в распределительной сети магистральные линии следует прокладывать, по возможности, на наиболее возвышенных отметках местности;
- водопроводные линии следует располагать по проездам или обочинам дорог, параллельно линиям застройки и, по возможности, вне асфальтовых или бетонных покрытий, чтобы они были доступны для эксплуатации и проведения ремонтных работ;
- трассы трубопроводов, как правило, следует проектировать подземными вблизи автодорог и проездов (при теплотехническом и технико-экономическом обосновании допускается наземная и надземная прокладка в туннелях, обычно параллельно с другими коммуникациями);
- автомобильные или железные дороги трубопроводы должны пересекать под прямым углом;
- на территории объекта водоснабжения следует учитывать наличие подземных коммуникаций, отдельные элементы которых должны быть расположены от наружной поверхности водопроводных труб, укладываемых в траншеях, на определенных расстояниях (табл. 20.1).

Таблица 20.1

Минимальные расстояния (м) от водопровода до других коммуникаций и сооружений

Наименование	Расстояние, м
Обрез фундаментов зданий	5
Крайний рельс трамвайных путей	2
Газопровод	1-2
Столбы наружного освещения и ограды	1,5
Стволы деревьев	2
Бордюрные камни автодорог	2
Кабели связи	0,5
Электрокабели напряжением до 35 кВ	1
Канализационные линии при диаметре водопроводных труб, мм:	
- до 200	не менее 1,5
- более 200	не менее 3,0

При параллельной прокладке водопроводных и канализационных линий водопроводные трубы (на участках параллельной прокладки) должны быть металлическими. Как правило, водопроводные трубы следует укладывать (в местах пересечения) выше канализационных, а расстояние между стенками труб по вертикали должно составлять не менее 0,4 м. Водопроводные трубы, прокладываемые ниже канализационных коллекторов, должны быть стальными и заключены в стальной футляр. При этом расстояние от обреза футляра до проходящих вблизи канализационных труб должно быть не менее 5 м в глинистых грунтах и не менее 10 м в песках.

Расстояние в свету между водопроводными линиями при их пересечении между собой, а также с другими трубопроводами должно быть не менее 0,2 м.

При параллельной прокладке нескольких линий водоводов (заново или дополнительно к существующим) расстояние в плане между наружными поверхностями труб определяется с учетом рекомендаций по табл. 20.2.

Таблица 20.2

Расстояния в плане между наружными поверхностями водопроводных труб (м) при их параллельной прокладке

Материал труб	D, мм	Вид грунта					
		скальные	крупнообломочные породы, песок гравелистый, песок крупный, глины		песок средней крупности, мелкий, пылеватый, супеси, суглинки, грунты с примесью растительных остатков, заторфованные		
давление, МПа							
		≤1	>1	≤1	>1	≤1	>1
Стальные	< 400	0,7	0,7	0,9	0,9	1,2	1,2
	400 - 1000	1,0	1,0	1,2	1,5	1,5	2,0
	≥1000	1,5	1,5	1,7	2,0	2,0	2,5
Чугунные	< 400	1,5	2,0	2,0	2,5	3,0	4,0
	≥400	2,0	2,5	2,5	3,0	4,0	5,0
Железобетонные	< 600	1,0	1,0	1,5	2,0	2,0	2,5
	≥600	1,5	1,5	2,0	2,5	2,5	3,0
Асбестоцементные	< 500	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0	5,0
Пластмассовые	< 600	1,2	1,2	1,4	1,7	1,7	2,2
	≥ 600	1,6	-	1,8	-	2,2	-

Для водоводов, различающихся по диаметру и материалу труб, расстояния следует принимать по тому виду труб, для которого они оказываются наибольшими.

20.2. ПРОЕКТИРОВАНИЕ РАЗВЕТВЛЕННОЙ ВОДОПРОВОДНОЙ СЕТИ

Основные виды и нормы потребления воды

Проектирование системы водоснабжения объекта с тупиковыми и кольцевыми сетями начинается с определения требуемого количества воды для различных категорий водопотребителей. К первой категории относится хозяйственно-питьевое потребление воды. Оно связано с жизнедеятельностью людей в период их нахождения в домашних условиях, а также в общественных зданиях. Ко второй категории относится потребление воды в коммунально-бытовом секторе. К коммунально-бытовому сектору относятся все потребители (объекты), которые не входят в жилищно-коммунальный сектор и не являются промышленными предприятиями: прачечные, химчистки, магазины, пункты общественного питания. К третьей категории относится потребление воды в технологических процессах производств. Четвертая категория предусматривает использование воды на пожаротушение.

Кроме того, имеет место расходование воды на полив зеленых насаждений и приусадебных территорий, на собственные нужды водопроводной системы (например, промывка очистных сооружений, охлаждение двигателей насосов) и прочие.

Нормы хозяйственно-питьевого водопотребления учитывают расходы на все хозяйственно-питьевые нужды людей, как в жилых домах, так и в общественных зданиях (столовых, банях, прачечных, кинотеатрах и т.д.). Ориентировочно они могут приниматься по табл. 20.3 и уточняются (устанавливаются) в каждом конкретном случае для разных регионов страны.

Таблица 20.3

Нормы хозяйственно-питьевого водопотребления

Степень благоустройства районов жилой застройки	Водопотребление на 1 жителя средне-суточное за год, л/сут
Здания, оборудованные:	
- внутренним водопроводом и канализацией без ванн	125-160
- с ваннами и местными водонагревателями	160-230
- с ваннами и централизованным горячим водоснабжением	230-350
Застройка зданиями, необорудованными водопроводом и канализацией (водопользование из водоразборных уличных колонок)	30-50

При этом для населенных пунктов нужды местной промышленности, обслуживающей население, а также нужды неучтенных потребителей допускается учитывать дополнительно в размере 5-10% суммарного расхода хозяйственно-питьевого водопотребления населения.

Большие значения расходов (в пределах указанных в табл. 20.3 норм) следует принимать для южных районов, а меньшие - для северных.

При этом следует учитывать, что в последнее время имелись тенденции снижения нормы водопотребления за счет экономии воды, повышения качества водоразборных и санитарно-технических приборов и действия экономических рычагов оплаты за воду.

Нормы потребления для определения расчетных расходов в отдельных жилых и общественных зданиях при необходимости учета сосредоточенных расходов рекомендуется принимать по табл. 20.4. Ориентировочно количество водопотребителей в основных зданиях специального назначения (при отсутствии этих данных) можно принять в процентном отношении от общего количества жителей.

Таблица 20.4

Нормы хозяйственно-питьевого водопотребления в отдельных зданиях

Водопотребители	Измеритель	Нормы расхода воды в сутки максимального водопотребления, л/сут
1	2	3
Жилые дома квартирного типа:	1 житель	
- с водопроводом и канализацией без ванн		120
- с газоснабжением		150
- с водопроводом, канализацией и ваннами с водонагревателями, работающими на твердом топливе		180
- с водопроводом, канализацией и ваннами с газовыми водонагревателями		225
- с централизованным горячим водоснабжением, оборудованные умывальниками, мойками и душами		230

Продолжение табл. 20.4

1	2	3
- с сидячими ваннами, оборудованными душами		275
- с ваннами длиной 1500-1700 мм, оборудованными душами		300
- высотой более 12 этажей и с повышенными требованиями к благоустройству		400
Общежития	1 житель	
- с общими душевыми		100
- с душами при всех жилых комнатах		120
- с общими кухнями и блоками душевых на этажах при жилых комнатах в каждой секции здания		160
Гостиницы и пансионаты с душами во всех отдельных номерах	то же	230
Больницы	1 койка	
- с общими ваннами и душевыми		115
- с санитарными узлами, приближенными к палатам	то же	200
- инфекционные	то же	240
Санатории и дома отдыха с ваннами во всех жилых комнатах	то же	200
Поликлиники и амбулатории	1 больной в смену	15
Детские сады-ясли с дневным пребыванием детей	1 ребенок	30-105
То же, с круглосуточным пребыванием	то же	50-130
Учебные заведения	1 учащийся	20
Пионерские лагеря	1 место	130
Бани без плавательного бассейна	1 посетитель	180-290
Прачечные:	1 кг сухого белья	
- механизированные		75
- немеханизированные		40
Предприятия общественного питания	1 усл.блюдо	14-16
Административные здания	1 работающий	16
Продовольственные магазины	1 работающий в смену	250
Промтоварные магазины	то же	16
Парикмахерские	то же	60

Расходы воды для скота, птицы и других животных на сельскохозяйственных фермах и промышленных комплексах определяются по нормам технологического проектирования соответствующих предприятий и комплексов.

Некоторые нормы расходов для этой категории потребителей воды представлены в табл. 20.5.

Таблица 20.5

Нормы расхода воды для животных, птиц и зверей

Потребители	Нормы водопотребления на 1 голову, л/сут
1	2
Коровы:	
- молочные	100
- мясные	70
- быки и телята	60

Нормы водопотребления для тепличных хозяйств при отсутствии данных технологических проектов могут быть приняты по табл. 20.7.

Таблица 20.7

Нормы потребления воды для тепличных хозяйств

Наименование объекта потребления воды	Норма водопотребления, л/м ²
Теплицы:	
- грунтовые зимние и весенние	15
- стеллажные зимние	6
Парники:	
- при техническом обогреве	6
- при биологическом обогреве	6
- при утепленном грунте	6

Нормы расхода воды на поливку растений и мойку проездов, площадей и других покрытий принимаются в соответствии с указаниями табл. 20.8.

Количество моек и поливок надлежит назначать в каждом отдельном случае в зависимости от местных климатических условий.

Нормы расхода воды на производственные нужды определяются на основании технологических расчетов (по заданию технологов или хозяйственных и планирующих организаций). При отсутствии этих данных нормы расхода воды можно ориентировочно принимать по укрупненным удельным нормам на единицу продукции, выпускаемой предприятием. Эти нормы зависят от вида продукции, технологии производства и устанавливаются на основании опыта эксплуатации аналогичных предприятий.

Нормы хозяйственно-питьевого водопотребления на производстве зависят от температурного режима в производственных помещениях и принимаются по табл. 20.9.

Нормы потребления воды в производственных душевых зависят от санитарной характеристики производственных процессов (принимаются в соответствии с нормативными рекомендациями по табл. 20.10), а также в зависимости от количества работающих в наиболее многочисленной смене из расчета:

для группы 1б – 15 человек на 1 душевую сетку;

для группы 2а – 7 человек;

для прочих групп – 5 человек.

При количестве работающих в смену не более 10 человек допускается устройство душевой кабины, обслуживающей попеременно мужчин и женщин.

Нормы расхода воды на поливку зеленых насаждений и мытье производственных помещений принимаются по табл. 20.8.

Таблица 20.8

Нормы расхода воды на поливку

Вид поливки	Измеритель	Нормы расхода воды, л/м ²
Механизированная мойка усовершенствованных покрытий, проездов, площадей	1 мойка	1,2-1,5
Механизированная поливка усовершенствованных покрытий, проездов, площадей	1 полив	0,3-0,4
Поливка вручную (из шлангов) усовершенствованных покрытий тротуаров и проездов	то же	0,4-0,5
Поливка городских зеленых насаждений		3-4
Поливка газонов и цветников		4-6
Поливка посадок в грунтовых зимних теплицах	1 сут	15
Поливка посадок в теплицах, парниках	то же	6

Таблица 20.9

Нормы хозяйственно-питьевого водопотребления и коэффициенты неравномерности расходов воды в цехах предприятий

Виды цехов	Нормы расхода воды на 1 чел в смену, л	Коэффициенты часовой неравномерности водопотребления
Цехи с тепловыделением более 84 кДж на 1 м ³ /ч	45	2,5
Остальные цехи	25	3,0

Таблица 20.10

Расчетные показатели душевых сеток

Группа производственных процессов	Санитарная характеристика производственных процессов	Расчетное число человек	
		на одну душевую сетку	на один кран
1	Процессы, вызывающие загрязнение веществами 3- и 4-го классов опасности:		
1а	- только рук		
1б	- тела и спецодежды		
1в	- тела и спецодежды, удаляемое с применением специальных моющих средств	5	20
2	Процессы, протекающие при избытках явного тепла или неблагоприятных метеорологических условиях:		
2а	- при избытках явного конвекционного тепла	7	20
2б	- при избытках явного лучистого тепла	3	20
2в	- связанные с воздействием влаги, вызывающей намокание спецодежды	5	20
2г	- при температуре воздуха до 10°C, включая работы на открытом воздухе	5	20
3	Процессы, вызывающие загрязнение веществами 1- и 2-го классов опасности, а также веществами, обладающими стойким запахом:		
3а	- только рук		
3б	- тела и спецодежды		
4	Процессы, требующие особых условий к соблюдению чистоты или стерильности при изготовлении продукции	В соответствии с требованиями ведомственных нормативных документов	

Примечания:

1. При сочетании признаков различных групп производственных процессов число душевых сеток и кранов умывальных следует предусматривать по группе с наиболее высокими требованиями.
2. При процессах группы 1а душевые допускается не предусматривать.
3. В мобильных зданиях из блок-контейнеров допускается уменьшать расчетное число душевых сеток до 60%.
4. Расчетное число инвалидов с нарушением работы опорно-двигательного аппарата и слепых на 1 душевую сетку – 3, на 1 кран – 7 независимо от санитарной характеристики производственных процессов.

Нормы водопотребления на наружное пожаротушение в населенных пунктах зависят от этажности застройки, объема зданий и принимаются по табл. 20.11-20.13, на

тушение пожаров в отдельных зданиях зависят от назначения и объема зданий, степени огнестойкости конструкций, температурного режима в производственных помещениях и принимаются в соответствии с нормативными рекомендациями по табл. 20.14-20.15.

Таблица 20.11

Расчетный расход воды на наружное пожаротушение и расчетное количество одновременных пожаров

Количество жителей в населенном пункте, тыс. чел (до)	Расчетное количество одновременных пожаров	Расход воды на 1 пожар, л/с для зданий (независимо от степени их огнестойкости) высотой	
		до 2 этажей	3 этажа и более
До 1	1	5	10
1-5	1	10	10
5-10	1	10	15
10-25	2	10	15
25-50	2	20	25
50-100	2	25	35
100-200	3	-	40
200-300	3	-	55
300-400	3	-	70
400-500	3	-	80
500-600	3	-	85
600-700	3	-	90
700-800	3	-	95
800-1000	3	-	100

Таблица 20.12

Расход воды на наружное пожаротушение для производственных зданий с фонарями и без фонарей шириной до 60м

Степень огнестойкости зданий	Категория производств по пожарной опасности	Расход воды на 1 пожар, л/с, при объеме здания, тыс. м ³						
		до 3	3-5	5-20	20-50	50-200	200-400	более 400
I и II	Г, Д, Е	10	10	10	10	15	20	25
	А, Б, В	10	10	15	20	30	35	40
III	Г, Д	10	10	15	25	35	-	-
	В	10	15	20	30	40	-	-
IV и V	Г, Д	10	15	20	30	-	-	-
	В	15	20	25	40	-	-	-

Таблица 20.13

Расход воды на наружное пожаротушение для производственных зданий без фонарей шириной 60 м и более (степень огнестойкости зданий I и II)

Категория производства по пожарной опасности	Расход воды на 1 пожар, л/с, при объеме здания, тыс.м ³								
	до 50	50-100	100-200	200-300	300-400	400-500	500-600	600-700	700-800
А, Б, В	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Г, Д, Е	10	15	20	25	30	35	40	45	50

Таблица 20.14

Расход воды на внутреннее пожаротушение в жилых и общественных зданиях и помещениях

Наименование зданий и помещений	Расход воды, л/с	Число струй
1	2	3
1. Здания управлений:		
- высотой от 6 до 10 этажей и объемом		
- до 25000 м ³ включительно	2,5	1
- то же, объемом более 25000 м ³	2,5	2
- то же, при числе этажей свыше 10 и объемом		
- до 25000 м ³	2,5	2
- более 25000 м ³	2,5	3
2. Общежития и общественные здания:		
- при числе этажей до 10 и объемом до 25000 м ³	2,5	1
- то же, объемом более 25000 м ³	2,5	2
- то же, при числе этажей свыше 10 и объемом		
- до 25000 м ³	2,5	2
- более 25000 м ³	2,5	3
- то же, высотой более 50 м и объемом		
- до 50000 м ³	5,0	4
- более 50000 м ³	5,0	8
3. Вспомогательные здания промышленных предприятий		
объемом, м ³ :		
- от 5000 до 25000	2,5	1
- более 25000	2,5	2
4. Жилые здания:		
- высотой 12-16 этажей	2,5	1
- то же, при общей длине коридора свыше 10 м	2,5	2
- при числе этажей от 17 до 25	2,5	2
- то же, при общей длине коридора свыше 10 м	2,5	3
5. Производственные здания:		
- высотой более 50 м и объемом до 50000 м ³	5,0	4
- то же болсе 50000 м ³	5,0	8

Таблица 20.15

Расход воды на внутреннее пожаротушение в производственных и складских зданиях высотой до 50 м

Степень огнестойкости зданий	Категория производств по пожарной опасности	Число струй и расход воды, л/с на 1 струю при объеме здания, тыс. м ³				
		0,5 – 5	5 – 50	50 – 200	200 – 400	400 – 800
I	2	3	4	5	6	7
I и II	A, Б, В	2×2,5	2×5	2×5	3×5	4×5
III	В	2×2,5	2×5	2×5	-	-
	Г, Д	-	2×2,5	2×2,5	-	-
IV и V	В	2×2,5	2×5	-	-	-
	Г, Д	-	2×2,5	-	-	-

Режимы водопотребления и определение расчетных расходов воды

Водопотребители расходуют воду в течение суток неравномерно со значительными колебаниями в различные часы. Чтобы обеспечить требуемую пропускную способность распределительной сети труб и других сооружений системы водоснабжения необходимо знать максимальный требуемый расход. Для его определения необходимо просуммировать часовые расходы воды каждым потребителем и составить график водопотребления в течение суток.

Расчетный (средний за год) **суточный расход воды**, $\text{м}^3/\text{сут}$, на хозяйственно-питьевые нужды в населенном пункте определяется по формуле:

$$Q_{\text{сут.ср}} = \frac{\sum q_{\text{жи}} \cdot N_i}{1000}, \text{ м}^3/\text{сут.}, \quad (20.2)$$

где $q_{\text{жи}}$ - среднесуточная норма водопотребления на 1 жителя, $\text{л}/\text{сут.чел}$, принимаемая по табл. 20.3; N_i - количество жителей, чел.

Расчетные расходы воды на хозяйственно-питьевые нужды в сутки максимального и минимального водопотребления определяют по формулам:

$$Q_{\text{сут.макс.}} = K_{\text{сут.макс.}} \cdot Q_{\text{сут.ср}}, \quad (20.3)$$

$$Q_{\text{сут.мин.}} = K_{\text{сут.мин.}} \cdot Q_{\text{сут.ср}}, \quad (20.4)$$

где $K_{\text{сут.макс.}}$ и $K_{\text{сут.мин.}}$ - соответственно максимальный и минимальный коэффициенты суточной неравномерности водопотребления, учитывающие уклад жизни населения, режим работы промышленных предприятий, степень благоустройства зданий и изменение водопотребления по сезонам года и дням (принимаются $K_{\text{сут.макс.}} = 1,1 - 1,3$; $K_{\text{сут.мин.}} = 0,7 - 0,9$).

Если в населенном пункте имеются зоны с различным санитарно-техническим оборудованием зданий, то среднесуточный расход воды на хозяйственно-питьевые нужды населения определяют по формуле (20.2) для каждой зоны, а затем находят их сумму.

Расход воды на поливку зеленых насаждений и территории определяется по формуле:

$$Q_{\text{полив}} = 10 \sum_{i=1}^N F_{ni} \cdot q_n \cdot n, \text{ м}^3/\text{сут}, \quad (20.5)$$

где F_n - поливаемая площадь, га; q_n - норма расхода воды, $\text{л}/\text{м}^2$ на 1 поливку, в зависимости от вида поливаемых площадей, принимается по табл. 20.8; n - количество поливок в сутки, принимается 1-2 раза в сутки в зависимости от климатических условий; i - тип поливаемой поверхности (зеленые насаждения, тротуары, дороги и т.п.).

При отсутствии данных о площадях по видам благоустройства удельное среднесуточное за поливочный сезон потребление воды на поливку в расчете на одного жителя следует принимать 50-90 $\text{л}/\text{сут}$ в зависимости от климатических условий, мощности водисточника, степени благоустройства населенного пункта и других местных условий. При этом можно считать, что 50% поливочного расхода отбирается из сети поливочными машинами равномерно в течение 8-10 часов в сутки во время наименьшего и среднего водопотребления и движения по улицам, а остальные 50% - из плантов дворниками.

При определении суточных расходов воды на поливку (среднего, максимального, минимального) коэффициент суточной неравномерности поливки принимается 1.

В целях экономии питьевой воды следует учитывать возможность использования для полива приусадебных участков местных источников (ручьи, водоемы, колодцы и т.п.).

Расход воды на промышленном предприятии складывается из расходов на производственные нужды, хозяйственно-питьевые нужды и использованием душем работников, поливку территории.

Расход воды на производственные нужды определяется по формуле:

$$Q_{np} = q_{np} \cdot N_{np}, \text{ м}^3/\text{сут}, \quad (20.6)$$

где q_{np} - удельное водопотребление на единицу выпускаемой продукции, $\text{м}^3/\text{ед.}$; N_{np} - производительность предприятия по основной продукции, $\text{ед.}/\text{сут}$.

Расходы воды на хозяйственно-питьевые нужды рабочих промпредприятий принимаются в соответствии с нормами, представленными в табл. 20.9.

На производствах, требующих особого санитарного режима или связанных с загрязнением одежды и рук, дополнительно должен быть учтен **расход воды в душевых** из расчета 500 л/ч на одну душевую сетку в течение 45 мин после окончания смены. Количество душевых сеток определяют в зависимости от санитарной характеристики производственных процессов по табл. 20.10.

Расход воды на поливку территории и мытье полов определяется по формуле (20.5) как и для населенного пункта. Поливку зеленых насаждений и мойку проездов разрешается производить водой из сетей производственного водоснабжения, если качество ее соответствует санитарным и агротехническим требованиям.

Расходы воды на сельскохозяйственное производство. В нормы водопотребления для животных и птицы на сельскохозяйственных предприятиях включены расходы воды на мойку помещений, клеток, молочной посуды, приготовление кормов, охлаждение молока и другие процессы. Расход определяется по формуле (20.6), удельное водопотребление - по табл. 20.5.

Расходы воды в производственном секторе сельских населенных пунктов определяются по числу механизмов и нормам их водопотребления.

Расчетный расход воды на пожаротушение не входит в расчетную сумму суточного водопотребления населенного пункта, однако его значение необходимо знать для проверки сети водопровода на пропуск требуемых количеств воды для тушения пожаров. При наружном пожаротушении для населенных мест расчетное количество одновременных пожаров и расчетный расход воды на тушение одного пожара принимают в зависимости от количества жителей и характера жилой застройки по табл. 20.11.

Расход воды на наружное пожаротушение на промышленных предприятиях на один пожар должен приниматься для здания, требующего наибольшего расхода воды, согласно табл. 20.12 или табл. 20.13. Расчетное количество одновременных пожаров на предприятии принимается в зависимости от занимаемой ими площади: один пожар при площади до 150 га, два пожара - более 150 га.

При объединенном противопожарном водопроводе населенного пункта и промышленного предприятия расчетное количество одновременных пожаров и расходы принимаются в зависимости от площади предприятия и количества жителей, а именно:

1. при площади до 150 га и количестве жителей до 10 тыс. чел. – 1 пожар (по наибольшему расходу на предприятии или в населенном пункте);
2. при площади до 150 га и количестве жителей от 10 тыс. чел. до 25 тыс. чел. – 2 пожара (один на предприятии и один в населенном пункте);

3. при площади предприятия 150 га и более и количестве жителей до 25 тыс. чел. – 2 пожара (по наибольшему расходу: оба на предприятии или оба в населенном пункте);
4. при количестве жителей 25 тыс. чел. и более расчетное количество одновременных пожаров определяют отдельно для населенного пункта и для предприятия; при этом расход воды определяют как сумму требуемого наибольшего расхода и 50% требуемого меньшего расхода;
5. при нескольких промышленных предприятиях и одном населенном пункте – согласно требованиям органов Государственного пожарного надзора.

На пожаротушение зданий, оборудованных внутренними пожарными кранами, спринклерными или дренчерными установками, должен учитываться дополнительный расход воды, который следует принимать для зданий, требующих наибольшего расхода воды по табл. 20.14–20.15.

Расчетный расход воды на тушение пожара должен быть обеспечен при наибольшем расходе воды на другие нужды. При этом на предприятиях расходы воды на поливку территории, прием душа, мытье полов и мойку технологического оборудования, а также полив растений не учитываются.

Продолжительность тушения пожара должна приниматься 3 ч; для зданий I и II степени огнестойкости с несгораемыми несущими конструкциями и утеплителем с производствами категорий Г и Д - 2 ч.

Расчетные часовые расходы воды на хозяйственно-питьевые нужды населения. Для населенных пунктов часовые расходы воды определяют с учетом коэффициентов часовой неравномерности водопотребления - максимального $K_{ч.макс}$ и минимального $K_{ч.мин}$, которые вычисляются по формулам:

$$K_{ч.макс} = \alpha_{макс} \cdot \beta_{макс}, \quad (20.7)$$

$$K_{ч.мин} = \alpha_{мин} \cdot \beta_{мин}, \quad (20.8)$$

где α - коэффициент, учитывающий степень благоустройства зданий, режим работы предприятий и другие местные условия ($\alpha_{макс} = 1,2-1,4$; $\alpha_{мин} = 0,4-0,6$); β - коэффициент (табл. 20.16), учитывающий количество жителей в населенном пункте.

Таблица 20.16

β	Значение коэффициента β										
	Значение коэффициента β при количестве жителей, тыс. чел до										
	1	1,5	2,5	4	6	10	20	50	100	300	1000
$\beta_{макс}$	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,05	1,0
$\beta_{мин}$	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,85	1,0

Максимальные и минимальные часовые расходы воды населением из водопроводной сети, $м^3/ч$, определяют по формулам:

$$Q_{ч.макс} = K_{ч.макс} \cdot \frac{Q_{сут.макс}}{24}, \quad (20.9)$$

$$Q_{ч.мин} = K_{ч.мин} \cdot \frac{Q_{сут.мин}}{24}. \quad (20.10)$$

Максимальный суточный расход воды $Q_{\text{сут. макс}}$ распределяется по часам суток для соответствующего коэффициента $K_{\text{ч. макс}}$. Типовое процентное распределение хозяйственно-питьевых расходов воды населением по часам суток для некоторых значений коэффициентов часовой неравномерности приведено в табл. 20.17.

Таблица 20.17

Распределение суточного расхода воды населением по часам суток, %

Часы суток	Расход воды населенным пунктом, % от суточного, при коэффициенте часовой неравномерности водопотребления											
	1,2	1,25	1,3	1,35	1,4	1,45	1,5	1,7	1,8	1,9	2,0	2,5
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
0-1	3,50	3,35	3,20	3,00	2,50	2,00	1,50	1,00	0,90	0,85	0,75	0,60
1-2	3,45	3,25	3,25	3,20	2,65	2,10	1,50	1,00	0,90	0,85	0,75	0,60
2-3	3,45	3,30	2,90	2,50	2,20	1,85	1,50	1,00	0,90	0,85	1,00	1,20
3-4	3,40	3,20	2,90	2,60	2,25	1,90	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	2,00
4-5	3,40	3,25	3,35	3,50	3,20	2,85	2,50	2,00	1,35	2,70	3,00	3,50
5-6	3,55	3,40	3,75	4,10	3,90	3,70	3,50	3,00	3,85	4,70	5,50	3,50
6-7	4,00	3,85	4,15	4,50	4,50	4,50	4,50	5,00	5,20	5,35	5,50	4,50
7-8	4,40	4,45	4,65	4,90	5,10	5,30	5,50	6,50	6,20	5,85	5,50	10,2
8-9	5,00	5,20	5,05	4,90	5,35	5,80	6,25	6,50	5,50	4,50	3,50	8,80
9-10	4,80	5,05	5,40	5,60	5,85	6,05	6,25	5,50	5,85	4,20	3,50	6,50
10-11	4,70	4,85	4,85	4,90	5,35	5,80	6,25	4,50	5,00	5,50	6,00	4,10
11-12	4,55	4,60	4,60	4,70	5,25	5,70	6,25	5,50	6,50	7,50	8,50	4,10
12-13	4,55	4,60	4,50	4,40	4,60	4,80	5,00	7,00	7,50	7,90	8,50	3,50
13-14	4,45	4,55	4,30	4,10	4,40	4,70	5,00	7,00	6,70	6,35	6,00	3,50
14-15	4,60	4,75	4,40	4,10	4,60	5,05	5,50	5,50	5,35	5,20	5,00	4,70
15-16	4,60	4,70	4,55	4,40	4,60	5,30	6,00	4,50	4,65	4,80	5,00	6,20
16-17	4,60	4,65	4,50	4,30	4,90	5,45	6,00	5,00	4,50	4,00	3,50	10,4
17-18	4,30	4,35	4,25	4,10	4,60	5,05	5,50	6,50	5,50	4,50	3,50	9,40
18-19	4,35	4,40	4,45	4,50	4,70	4,85	5,00	6,50	6,30	6,20	6,00	7,30
19-20	4,25	4,30	4,40	4,50	4,50	4,50	4,50	5,00	5,35	5,70	6,00	1,60
20-21	4,25	4,30	4,40	4,50	4,40	4,20	4,00	4,50	5,00	5,50	6,00	1,60
21-22	4,15	4,20	4,50	4,80	4,20	3,60	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	1,00
22-23	3,90	3,75	4,20	4,60	3,70	2,85	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	0,60
23-24	3,80	3,70	3,50	3,30	2,70	2,10	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60
Итого	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100

При использовании данных, приведенных в табл. 20.17, следует учитывать, что расходы в часы максимального и минимального водопотребления должны соответствовать расчетным данным, полученным по формулам (20.9) и (20.10), или быть близкими к ним. В противном случае следует принять другой график почасового водопотребления на хозяйственно-питьевые нужды населения города или района, приведя расчетное водопотребление по часам суток в соответствие с расходом воды в часы максимального и минимального водопотребления.

Типовое процентное распределение хозяйственно-питьевых расходов воды по часам суток в некоторых объектах специального назначения представлено в табл. 20.18.

Таблица 20.18

Распределение суточного расхода воды на объектах специального назначения по часам суток, %

Часы суток	Расходы по отдельным зданиям						Расходы по животновод- ческим фермам		
	жилые дома	боль- ницы, гостини- цы	общежития, интернаты	бани, прачеч- ные	столо- вые	детские сады	молоч- ные	свино- вод- ческие	овцево- дческие
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0-1	0,60	0,20	0,15	-	-	-	0,50	0,90	-
1-2	0,50	0,20	0,15	-	-	-	1,00	0,50	-
2-3	0,50	0,20	0,15	-	-	-	0,50	0,50	-
3-4	0,50	0,20	0,15	-	-	-	0,50	0,50	-
4-5	0,40	0,50	0,15	-	-	-	2,20	10,20	16,50
5-6	2,00	0,50	0,25	-	-	-	2,20	9,50	16,50
6-7	8,00	3,00	0,30	-	12,0	5,00	4,70	6,50	-
7-8	11,00	5,00	30,00	-	3,00	3,00	4,70	3,20	-
8-9	11,00	8,00	6,80	6,25	1,00	15,0	10,20	3,20	-
9-10	7,50	10,00	4,60	6,55	18,0	5,50	5,40	2,00	-
10-11	2,50	6,00	3,60	6,25	18,0	3,40	7,20	3,30	-
11-12	5,00	10,00	2,00	6,25	2,00	7,40	6,10	3,30	16,70
12-13	8,00	10,00	3,00	6,25	1,00	21,0	4,20	7,40	16,70
13-14	5,00	6,00	3,00	6,25	1,00	2,80	9,10	5,30	-
14-15	2,00	5,00	3,00	6,25	4,00	2,40	6,60	3,40	-
15-16	2,00	8,50	3,00	6,25	4,00	4,50	2,00	3,40	-
16-17	3,00	5,50	4,00	6,25	4,00	4,00	4,20	5,20	-
17-18	3,00	5,00	3,60	6,25	6,00	16,0	3,60	6,90	-
18-19	12,00	5,00	3,30	6,25	3,00	3,00	8,20	9,20	16,80
19-20	12,00	5,00	5,00	6,25	6,00	2,00	7,20	7,40	16,80
20-21	0,50	2,00	2,60	6,25	7,00	2,00	3,50	4,30	-
21-22	1,00	0,70	18,60	6,25	10,0	3,00	4,60	1,30	-
22-23	1,00	3,00	1,60	6,25	-	-	0,80	1,30	-
23-24	1,00	0,50	1,00	6,25	-	-	0,80	1,30	-
Итого	100	100	100	100	100	100	100	100	100

Распределение расхода воды по часам суток на хозяйственно-питьевые нужды на промышленных предприятиях зависит от характера производства, продолжительности смены, способа водоснабжения, типа цехов и других факторов. Ориентировочно его можно выполнить, пользуясь табл. 20.19.

Режим водопотребления на производственные нужды промышленных предприятий зависит от технологии производства, типа установленного оборудования, количества смен и других факторов. Этот режим должен задаваться технологами предприятий. При отсутствии данных расход воды на производственные нужды ориентировочно можно равномерно распределять в течение времени работы предприятия или брать по аналогии с действующими предприятиями.

Таблица 20.19

Распределение расходов воды на хозяйственно-питьевые нужды на предприятиях
по часам смены, %

Часы смены	8-часовая смена в цехах		Часы смены	7-часовая смена в цехах	
	горячих	холодных		горячих	холодных
0-1	0	0	0-1	0	0
1-2	12,05	6,25	1-2	10,00	5,80
2-3	12,05	12,50	2-3	13,00	12,00
3-4	12,05	12,50	3-4	18,00	21,40
4-5	12,05	18,75	4-5	10,00	5,90
5-6	12,05	6,25	5-6	13,00	12,00
6-7	12,05	12,50	6-7	18,00	21,40
7-8	12,05	12,50	7-7,5	18,00	21,50
8-8,5	15,65	18,75		-	-
Итого	100	100	Итого	100	100

Распределение расходов воды на поливку и мойку покрытий, проездов, площадей, а также поливку зеленых насаждений принимается равномерным в часы минимального и среднего водопотребления на другие нужды.

Все расчеты по определению почасовых расходов воды сводятся в таблицу определенной формы, по которой затем вычерчивается график почасового водопотребления в натуральных показателях, м³, или в процентах от суточного водопотребления по часам с начала суток (см. гл. 25).

При двух- или трехзонных схемах водоснабжения графики почасового водопотребления необходимо составлять отдельно для каждой зоны.

Для правильного определения пропускной способности труб распределительной водопроводной сети необходимо знать расчетный секундный расход.

Условно для расчета наружных водопроводных сетей и сооружений принимается, что в течение часа вода в населенном пункте расходуется равномерно. Тогда расчетный расход воды в населенном пункте, л/с, можно определить по формуле:

$$q_{\max} = Q_{\text{ч. макс}} / 3,6 \quad (20.11)$$

При этом работа сетей и сооружений должна быть проверена на пропуск минимального расхода:

$$q_{\min} = Q_{\text{ч. мин}} / 3,6. \quad (20.12)$$

Определение требуемых свободных напоров в сети

Водопроводная сеть должна обеспечивать подачу воды ко всем точкам ее потребления не только в заданном количестве, но и с необходимым свободным напором, измеряемым высотой столба воды над поверхностью земли. Минимальный требуемый свободный напор в час максимального водопотребления. Величину требуемого напора вычисляют по формуле:

$$H_{\text{св}} = H_z + h_u + \sum h_w, \text{ м}, \quad (20.13)$$

где H_z - геометрическая высота расположения самого высокого (расчетного) водоразборного прибора над поверхностью земли у точки подключения домового ввода, м;

$\sum h_w$ - сумма потерь напора на пути движения воды от точки подключения домового ввода до расчетного водоразборного прибора, м; h_w - напор, необходимый для излива расчетного расхода воды, м, принимаемый в зависимости от типа санитарного водоразборного прибора в пределах от 2 до 5 м.

В практике водоснабжения при проектировании наружных водопроводных сетей для упрощения расчетов величину минимального требуемого свободного напора $H_{св}$ допускается определять в зависимости от этажности зданий: при одноэтажной застройке $H_{св}$ составляет не менее 10 м, а при большей этажности на каждый последующий этаж добавляют по 4 м. Следовательно:

$$H_{св} = 4(n - 1) + 10, \text{ м} \quad (20.14)$$

где n - количество этажей.

Свободный напор в час минимального водопотребления. В часы минимального водопотребления напор на каждый этаж (кроме первого) допускается принимать равным 3 м.

Минимальный свободный напор у водоразборных устройств. При водопользовании из водоразборных колонок требуемый свободный напор должен составлять не менее 10 м.

Минимальный свободный напор для предприятий. Для промышленных предприятий минимальный свободный напор принимается по заданию технологов предприятия в зависимости от технологии производства и характеристик оборудования.

Минимальные свободные напоры в системах пожаротушения низкого давления. Для систем пожаротушения низкого давления минимальный свободный напор у пожарных гидрантов, устанавливаемых на сети, также должен составлять не менее 10 м.

Минимальные свободные напоры в противопожарных водопроводах высокого давления. Для сети противопожарного водопровода высокого давления свободный напор должен обеспечивать высоту компактной струи не менее 10 м на уровне наивысшей точки самого высокого здания при подаче по непрорезиненному пожарному рукаву длиной 120 м диаметром 66 мм со sprysком диаметром 19 мм расчетного расхода воды 5 л/с. Ориентировочно этот напор определяют по формуле:

$$H_{св,пож} = H_{зд} + \sum h_w, \text{ м} \quad (20.15)$$

где $H_{зд}$ - высота здания; $\sum h_w \approx 28$ м - сумма потерь напора в пожарном гидранте, пожарной колонке, рукавах и sprysке.

Максимальный свободный напор в водопроводной сети. Гидростатический напор в сети хозяйственно-питьевого водопровода в местах присоединения потребителей должен быть не более 60 м. Если это требование не выполняется, то можно устанавливать регуляторы давления или применять зонирование системы водопровода.

При подключении к существующей или проектируемой системе водоснабжения водопровода сельского населенного пункта или группы зданий и необходимости гашения напора в местах их присоединения следует предусматривать дроссельную шайбу или другие гасители.

Диаметр необходимого отверстия d , мм, в дроссельной шайбе определяется по формуле:

$$q = 20,8 \sqrt{\frac{q \cdot D^2}{D^2 \sqrt{h} + 350 \cdot q}}, \quad (20.16)$$

где q - расход воды, пропускаемый через шайбу, л/с; D - расчетный внутренний диаметр трубопровода, в котором устанавливается дроссельная шайба, мм; h - потеря напора в дроссельной шайбе, м. Принимается равной избыточному напору, который необходимо погасить.

Шайбы следует изготавливать из нержавеющей стали и устанавливать в месте подключения ввода к уличному водопроводу (в колодце после задвижки).

Водопроводные сети обычно проектируются на следующие расчетные случаи:

- максимальное хозяйственно-производственное водопотребление из сети;
- тушение расчетного количества пожаров при максимальном хозяйственно-производственном потреблении воды;
- максимальный транзит воды в башню, который происходит в час минимального водопотребления из сети в период работы насосной станции;
- питание сети только из водонапорной башни в часы, когда насосная станция не работает.

На первые два случая рассчитывается сеть с проходной башней, на первый и третий - сеть с контррезервуаром и комбинированным питанием.

Тупиковые участки сети рекомендуется применять для подачи воды на хозяйственно-противопожарные нужды при их длине не более 200 метров.

Обычно первый случай является основным, для режима которого определяют диаметры труб участков сети и высоту водонапорной башни. Условиями второго расчетного случая проверяют возможность пропуска расчетных расходов на наружное пожаротушение при допустимых скоростях движения воды по трубам, а также определяют расчетный напор противопожарных насосов. Третьим случаем определяют величину свободных напоров в узловых точках сети, а также проверяют диаметры труб на участках сети, прилегающих к башне. Диаметры труб на этих участках принимают по наибольшим расходам для первого или третьего расчетного случая работы сети. Кроме того, по результатам расчета сети для первого и третьего случаев определяют расчетный напор хозяйственных насосов. Четвертым случаем проверяют достаточность высоты водонапорной башни для обеспечения бесперебойности водоснабжения при остановке работы насосной станции.

Кроме того, рекомендуются расчеты сети на дополнительные режимы:

- средний часовой расход воды в сутки среднего водопотребления;
- минимальный часовой расход воды в сутки минимального водопотребления;
- подача воды при аварийных выключениях участков сети.

При этих режимах проверяется возможность и целесообразность работы подобранных насосов совместно с сетью и резервуарами и выбирается наивыгоднейший, а для аварийного режима - возможность обеспечения подачи потребителям расхода воды под необходимым напором в случае возникновения аварии на каком-либо участке сети.

Подготовка водопроводной сети к расчету. Воду из магистральной водопроводной сети потребляют в местах подключения распределительных линий, домовых ответвлений и крупных потребителей, а также в точках установки пожарных гидрантов и водоразборных колонок.

После трассировки магистральную водопроводную сеть разбивают на расчетные участки. Начало и конец каждого участка нумеруют (номер узлов). Узлы сети намечают в точках подключения водоводов от насосной станции и от водонапорной башни, а также в местах отбора воды крупными водопотребителями и местах устройства пересечений и ответвлений магистральных линий.

Точку отбора воды из сети или место ответвления потоков называют гидравлическим узлом. Отбор воды из таких точек в течение суток изменяется в значительных пределах, поэтому установить фактическую картину водоотбора из сети очень трудно. На практике принимают условную схему водоотбора, предполагающую равномерную отдачу воды магистральной водопроводной сетью. Если имеет место путевой отбор воды вдоль участков, его условно заменяют эквивалентным узловым.

Расчетная схема водопроводной сети. При подготовке сети к гидравлическому расчету устанавливают длины участков в соответствии с масштабом плана сети, определяют величины и места отбора сосредоточенных расходов, определяют узловые и расчетные расходы воды по всем участкам и указывают их на расчетной схеме.

Схема части водопроводной сети с обозначением узлов, участков, и расходов представлена на рис. 20.6.

Определение величин узловых отборов воды из сети. Для каждого расчетного случая работы сети определяют узловые отборы.

В расчетной схеме, состоящей из участков с транзитным расходом и участков с непрерывной водоотдачей, считается, что в каждом узле сети потребляется расход, состоящий из половины расходов, попутно отбираемых из участков, прилегающих к данному узлу, и полного собственного сосредоточенного расхода.

$$Q_{\text{узл}} = 0,5q_0 \cdot \sum_{i=1}^n L_i + Q_{\text{соср}}, \quad (20.17)$$

где n - количество участков, прилегающих к данному узлу;

L_i - расчетная длина каждого участка, м;

$Q_{\text{соср}}$ - расход воды крупным потребителем в данном узле, так называемый сосредоточенный расход, л/с; $q_0 = \sum q_{\text{пут}} / \sum L$ -

удельный расход воды из магистральной сети, л/(с·м); $\sum q_{\text{пут}}$ - путевой расход воды, равномерно отбираемый из всего участка магистральной сети, л/с; $\sum L$ - расчетная сумма длин линий, из которых потребляется равномерно распределенный расход, м.

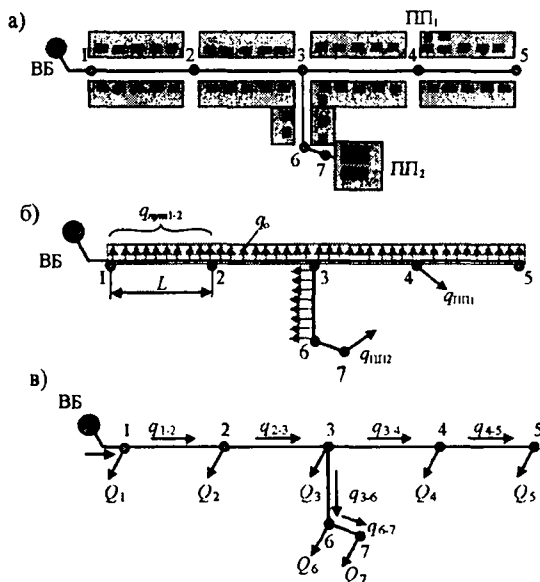


Рис. 20.6. Схема отбора воды из сети:

а - разбивка на расчетные участки; б - схема отбора воды из сети; в - окончательная расчетная схема сети с приведенными к узлам расходами; ПП_{1,2} - пункты сосредоточенного потребления воды

Обычно к расчету $\sum q_{\text{пнт}}$ относят расход воды на хозяйственно-питьевые нужды населения города и на поливку улиц и зеленых насаждений. Величину $\sum q_{\text{пнт}}$ вычисляют по формуле:

$$\sum q_{\text{пнт}} = Q_{\text{общ}} - Q_{\text{соср}}, \quad (20.18)$$

где $Q_{\text{общ}}$ - полный расход воды из водопроводной сети для данного расчетного случая, л/с; $\sum Q_{\text{соср}}$ - расходы воды крупными потребителями, сосредоточенными в отдельных (узловых) точках, л/с.

При вычислении расчетной суммы длин водопроводных линий $\sum L$ необходимо руководствоваться следующими правилами:

- в $\sum L$ включаются участки магистральных линий, из которых вода отбирается с двух сторон в данной зоне;
- участки, проходящие по незастроенным территориям, зеленым насаждениям, а также через реки, овраги, озера и т.п., не включаются в суммарную расчетную длину сети;
- участки магистральной линии, проходящие по улицам с односторонней жилой застройкой, учитываются половиной своей длины;
- при расположении данного участка на границе двух районов с разной плотностью проживающего в них населения (например, многоэтажная и малоэтажная зоны) в $\sum L$ включается половина длины данного участка для каждой зоны.

В любом случае должно выполняться тождество:

$$\sum_1^m Q_{\text{узл}} = Q_{\text{р.с}}, \quad (20.19)$$

где m - количество узловых точек на сети.

Если водопроводная сеть имеет несколько зон с различной интенсивностью водопотребления, то удельные и узловые отборы следует вычислять отдельно для каждой зоны.

При расчетах водопроводных сетей узловые отборы условно принимаются фиксированными, постоянными, не зависящими от изменения давления в сети.

Начальное потокораспределение. Первой подготовительной операцией, предшествующей гидравлическому расчету водопроводной сети, является ориентировочное распределение потоков воды по линиям сети.

Характер потокораспределения в сети в большой степени зависит от ее конфигурации, расположения водопитателей и напорных емкостей, а также крупных водопотребителей.

Начальное потокораспределение для каждого расчетного случая производят с учетом баланса расходов в узлах сети (первый закон Кирхгофа): количество воды, притекающей к узлу, должно быть равно количеству воды, вытекающей или отбираемой из узла.

Схемы начального потокораспределения для выбранных расчетных случаев позволяют установить значения расчетных расходов отдельных участков и определить по ним диаметры труб. Естественно, для различных расчетных случаев расходы на одних и тех же участках сети будут различными. Иногда для отдельных участков перед определением диаметров приходится вносить в расчетные расходы коррективы исходя из

вероятной нагрузки этих участков при других расчетных случаях (например, для водовода башня-сеть при максимальном транзите воды в башню при двухстороннем питании сети или при расчете объединенной хозяйственно-питьевой-противопожарной сети на пропуск пожарных расходов).

Обычно первоначальное потоко-распределение ведут в следующей последовательности:

- приближенно назначают диктующие точки сети, которые располагаются в конце сети на наиболее удаленных и высокорасположаемых отметках с наибольшими узловыми отборами;

- намечают основные пути снабжения водой от источника питания до диктующих точек. Эти направления иногда называют транзитными. Они, как правило, имеют более короткое направление, чем конкurentноспособные;

- намечают расходы воды по основным путям. По возможности основные пути снабжения водой потребителей должны иметь одинаковую проводимость;

- назначают диаметры перемычек, соединяющих между собой транзитные (магистральные линии), исходя из предполагаемой нагрузки, которую они могут иметь в случае аварии на некоторых магистральных линиях.

После проведения перечисленных операций по расчетным расходам определяют диаметры участков сети на основе технико-экономических расчетов.

Определение диаметра труб. Связь между диаметром трубы d , протекающим по трубе расходом q и скоростью v выражается уравнением неразрывности (сплошности) потока воды и для круглоцилиндрических труб может быть представлена следующим выражением:

$$d = \sqrt{\frac{4q}{\pi \cdot v}}. \quad (20.20)$$

При известном расчетном расходе диаметр трубы зависит от скорости v . Максимальная скорость устанавливается из условия предотвращения гидравлических ударов (не более 2,5–3 м/с). Минимальная скорость в трубах проверяется на предотвращение условий вторичного загрязнения (включая бактериальное) воды.

Для неочищенной воды, несущей взвеси, скорость назначают из условия незаиливания труб (не менее 0,5 м/с).

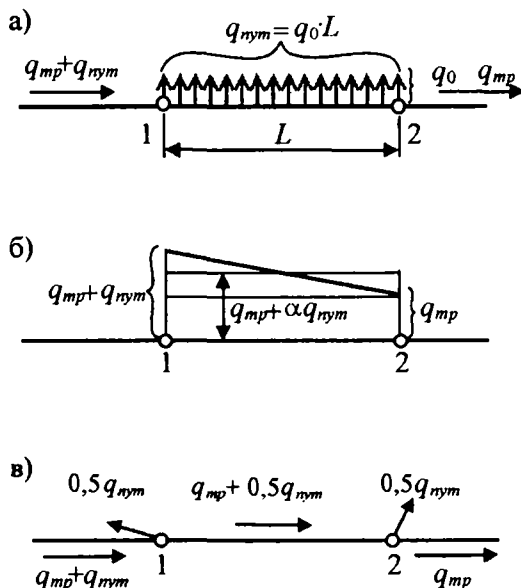


Рис. 20.7. Замена путевого расхода сосредоточенными в узлах:

а - схема отбора; б - график изменения расхода по трубопроводу; в - схема сосредоточенных отборов, заменяющих путь отбор

С увеличением скорости уменьшается диаметр трубопровода, а следовательно, и его стоимость. Но при этом увеличиваются затраты на электроэнергию, потребляемую насосами, так как потери напора в трубопроводе с уменьшением диаметра сильно возрастают. Экономически выгодным будет такой диаметр трубопровода, при котором приведенные затраты на его строительство и эксплуатацию будут минимальными (рис. 20.8).

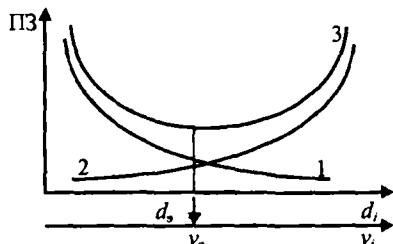


Рис. 20.8. График изменения приведенных затрат (ПЗ) от диаметра трубопровода d и скорости движения воды v :

1 - годовые затраты на энергию; 2 - затраты, зависящие от стоимости трубопровода; 3 - приведенные затраты

Из-за сложности обоснования пределов скорости движения воды в трубах формула (20.20) не применяется для определения диаметров водоводов и участков кольцевых водопроводных сетей.

В практике расчета сетей иногда применяют упрощенный способ определения экономического диаметра труб, рассматривая участки или ветви сети как самостоятельные трубопроводы. Полученные расчетом экономические диаметры округляют до ближайшего большего или меньшего стандартного по сортаменту. Так как диаметры водопроводных труб изменяются через определенные промежутки длины трубопровода, то каждый стандартный диаметр будет являться экономически выгодным для некоторого интервала расходов. Предельные значения расходов, лежащих в этом интервале, следует вычислять по формулам:

- для квадратичной области сопротивления:

$$q_{np} = \left[\sqrt[3]{\frac{\mathcal{E}}{\mathcal{E}_m}} \cdot \sqrt[3]{\frac{Q\chi_{ik}}{q_{ik}}} \right] \cdot q_{ik} \quad (20.21)$$

- для неквадратичной области сопротивления:

$$q_{np} = \left[\sqrt[1+n]{\frac{\mathcal{E}}{\mathcal{E}_m}} \cdot \sqrt[1+n]{\frac{Q\chi_{ik}}{q_{ik}}} \right] \cdot q_{ik}, \quad (20.22)$$

где $\mathcal{E}_m$ — экономический фактор, принятый по табл. 20.3 в зависимости от района расположения объекта водоснабжения; $\mathcal{E}$ — экономический фактор, вычисленный для рассматриваемого участка сети.

Значения предельных расходов для различных материалов и диаметров труб при значении $\mathcal{E}_m = 0,75$ приведены в табл. 20.20. Для других значений экономического фактора предельные расходы могут быть определены по таблицам, имеющимся в литературе, или по формуле

$$q_{np} = q_{ik} \left(\frac{\mathcal{E}}{\mathcal{E}_m} \right)^{\frac{1}{n+1}}, \quad (20.23)$$

Для приближенных расчетов экономический фактор можно принимать по табл. 20.20, а диаметры труб – по таблице предельных расходов, определив $q_{пр}$ по формуле (20.21) или (20.22).

Экономическому диаметру $d_э$ при расчетном расходе соответствует определенная скорость течения воды, которая также называется экономической. Для средних условий строительства трубопроводов экономическая скорость находится в пределах $v_э = 0,7-1,5$ м/с.

При нынешних экономических условиях хозяйствования значения предельных расходов воды и экономических факторов, приведенные в табл. 20.20 и 20.21, должны уточняться с учетом фактической стоимости труб и затрачиваемой электроэнергии.

Таблица 20.20

Экономический фактор для определения диаметра труб

Районы расположения системы водоснабжения	Значение экономического фактора $\mathcal{E}_m$
Центральные и западные	0,75
Сибирь, Урал	0,5
Южные	1,0

Таблица 20.21

Предельные расходы $q_{пр}$, л/с при значениях $\mathcal{E}=0,75$

D, мм	Чугунные трубы	Стальные трубы	Асбестоцементные трубы	Пластмассовые трубы	Железобетонные трубы
100	4,4–7,3	8,1–11,7	3,3–5,9	2,6–4,4	–
125	7,3–11,6	11,7–16,6	5,9–8,9	4,4–7	–
150	11,6–19,6	16,6–21,8	8,9–15,2	7–13,2	–
175	–	21,8–29,2	–	–	–
200	19,6–35,5	29,2–46	15,2–28,3	13,2–31,1	–
250	35,5–57	46–71	28,3–45,7	31,1–49,9	–
300	57–83,8	71–103	45,7–66,3	49,9	–
350	83,8–116	103–140	66,3–92,7	–	–
400	116–153	140–184	92,7–140	–	–
450	153–197	184–234	–	–	–
500	197–273	234–315	140	–	–
600	273–402	315–443	–	–	228–356
700	402–560	443–591	–	–	356–519
800	560–749	591–776	–	–	519–725
900	749–970	776–987	–	–	725–969
1000	970–1338	987–1335	–	–	969–1406
1200	1338	1335–1919	–	–	1406–2191
1400	–	1919–2455	–	–	2191–2949
1500	–	2455–2838	–	–	2949–3515
1600	–	2838	–	–	3515–4455

Изложенный способ определения экономически наивыгоднейшего диаметра применим для напорных (нагнетательных) водопроводов с подъемом воды насосами. В случае самотечных водопроводов, в которых вода подается под естественным (природным) напором, экономическими будут такие диаметры, при которых избыточный напор полностью расходуется на преодоление гидравлических сопротивлений в трубах при условии, что не будет превышения верхнего технического предела скорости.

В большинстве случаев водопроводные сети используют для одновременной подачи воды на хозяйственно-питьевые и противопожарные нужды. В связи с этим диаметры трубопроводов распределительной сети нельзя назначать менее 100 мм.

Определение потерь напора на участках водопроводной сети

Потери напора в трубопроводах систем подачи и распределения воды вызываются гидравлическим сопротивлением труб и стыковых соединений, а также арматуры и соединительных частей.

Общие потери напора в трубопроводе можно определить по формуле:

$$h_w = h_L + h_j, \quad (20.24)$$

где h_L – потери напора по длине трубопровода, определяемые по формуле Вейсбаха-Дарси, м; h_j – потери напора в местных сопротивлениях, м.

$$h_L = \sum (\lambda \cdot L / d) \cdot (v^2 / 2g) = \sum (i \cdot L), \quad (20.25)$$

где i – потери напора на единицу длины трубопровода (гидравлический уклон);

L – длина участка, м.

$$h_j = \sum \zeta_i v_i^2 : 2g, \quad (20.26)$$

где ζ_i – коэффициент, зависящий от вида местного сопротивления, принимается по справочникам по гидравлическим расчетам или паспортам заводов-изготовителей; v – скорость движения воды за местным сопротивлением, м/с; g – ускорение силы тяжести, м/с².

Величину гидравлического уклона i для определения потерь напора в трубопроводах при транспортировании воды, не имеющей резко выраженных коррозионных свойств и не содержащей взвешенных веществ, отложение которых может приводить к интенсивному зарастанию труб, следует принимать согласно СНиП 2.04.02-84. Водоснабжение. Наружные сети и сооружения, п. 8.47.

Потери напора на единицу длины трубопровода (гидравлический уклон) i с учетом гидравлического сопротивления стыковых соединений следует определять по формуле:

$$i = (\lambda / d)(v^2 / 2g) = (A_1 / 2g) / (A_0 + C / v)^m / d^{m+1} / v^2 \quad (20.27)$$

где λ – коэффициент гидравлического сопротивления, определяемый по формуле:

$$\lambda = A_1 (A_0 + B_0 d / \text{Re})^m / d^m = A_1 (A_0 + C / v)^m / d^m \quad (20.28)$$

где d – внутренний диаметр труб, м; v – средняя по сечению скорость движения воды, м/с; Re – число Рейнольдса;

$$Re = v \rho / \nu \quad (20.29)$$

где ν - кинематический коэффициент вязкости транспортируемой жидкости, $\text{м}^2/\text{с}$.

Значения показателя степени m и коэффициентов A_0 , A_1 и C для различных материалов труб должны приниматься по табл. 20.22. Эти значения соответствуют современной технологии изготовления труб.

Если гарантируемые заводом-изготовителем значения A_0 , A_1 и C отличаются от приведенных в табл. 20.22, то они должны указываться в ГОСТе или технических условиях на изготовление труб.

Таблица 20.22

Значения коэффициентов для расчета гидравлического уклона i /1/

Виды труб	m	A_0	$1000 A_1$	$1000 A_1 / 2g$	C
1	2	3	4	5	6
Новые стальные без внутреннего защитного покрытия или с битумным защитным покрытием	0,226	1	15,9	0,810	0,684
Новые чугунные без внутреннего защитного покрытия или с битумным защитным покрытием	0,284	1	14,4	0,734	2,360
Неновые стальные и неновые чугунные без внутреннего защитного покрытия или с битумным защитным покрытием при					
$v < 1,2 \text{ м/с}$	0,30	1	17,90	0,912	0,867
$v \geq 1,2 \text{ м/с}$	0,30	1	21,00	1,070	0
Асбестоцементные	0,19	1	11,00	0,561	3,51
Железобетонные виброгидропрессованные	0,19	1	15,74	0,802	3,51
Железобетонные центрифугированные	0,19	1	13,85	0,706	3,51
Стальные и чугунные с внутренним пластмассовым или полимерцементным покрытием, нанесенным методом центрифугирования	0,19	1	11,00	0,561	3,51
Стальные и чугунные с внутренним цементно-песчаным покрытием, нанесенным методом набрызга с последующим заглаживанием	0,19	1	15,74	0,802	3,51
Стальные и чугунные с внутренним цементно-песчаным покрытием, нанесенным методом центрифугирования	0,19	1	13,85	0,706	3,51
Пластмассовые	0,226	0	13,44	0,685	1
Стекланые	0,226	0	14,61	0,745	1

При отсутствии стабилизационной обработки воды или эффективных внутренних защитных покрытий гидравлическое сопротивление новых стальных и чугунных труб со времени их эксплуатации быстро возрастает. В этих условиях формулы для определения потерь напора в новых стальных и чугунных трубах следует использовать только при проверочных расчетах в случае необходимости анализа условий работы системы подачи воды в начальный период ее эксплуатации.

Стальные и чугунные трубы следует, как правило, применять с внутренними полимер-цементными, цементно-песчаными или полиэтиленовыми защитными покрытиями. В случае их применения без таких покрытий и отсутствия стабилизационной обработки воды к значениям A_1 и C (табл. 20.22) следует вводить коэффициент (не

более 2), величина которого должна быть обоснована данными о возрастании потерь напора в трубопроводах, работающих в аналогичных условиях.

Гидравлические сопротивления соединительных частей следует определять по справочникам, гидравлические сопротивления арматуры – по паспортам заводов-изготовителей.

При отсутствии данных о числе соединительных частей и арматуры, устанавливаемых на трубопроводах, потери напора в них допускается учитывать дополнительно в размере 10-20% величины потери напора в трубопроводах.

При технико-экономических расчетах и выполнении гидравлических расчетов систем подачи и распределения воды на ЭВМ потери напора в трубопроводах рекомендуется определять по формуле (20.30), в которой значения коэффициента K и показателей степени n и p следует принимать согласно табл. 20.23.

$$i = K \cdot \frac{q_i^n}{d_i^p} \quad (20.30)$$

Таблица 20.23

Значения коэффициентов K, n, p

Виды труб	1000 K	p	n
Новые стальные без внутреннего защитного покрытия или с битумным защитным покрытием	1,790	5,1	1,9
Новые чугунные без внутреннего защитного покрытия или с битумным защитным покрытием	1,790	5,1	1,9
Неновые стальные и неновые чугунные без внутреннего защитного покрытия или с битумным защитным покрытием	1,735	5,3	2,0
Асбестоцементные	1,180	4,89	1,85
Железобетонные виброгидропрессованные	1,688	4,89	1,85
Железобетонные центрифугированные	1,486	4,89	1,85
Стальные и чугунные с внутренним пластмассовым или полимерцементным покрытием, нанесенным методом центрифугирования	1,180	4,89	1,85
Стальные и чугунные с внутренним цементно-песчаным покрытием, нанесенным методом набрызга с последующим заглаживанием	1,688	4,89	1,85
Стальные и чугунные с внутренним цементно-песчаным покрытием, нанесенным методом центрифугирования	1,486	4,89	1,85
Пластмассовые	1,052	4,774	1,774
Стеклянные	1,144	4,774	1,774

Для снижения трудоемкости определения потерь напора по длине на практике широко применяются специальные таблицы, графики и номограммы, в частности, таблицы, составленные Ф.А. Шевелевым. Таблицы позволяют определить величину потерь напора на единицу длины трубопровода i или на 1000 м длины ($1000 i$) для всех стандартных диаметров труб различных типов в широком диапазоне расходов и соответствующих им скоростей. Пользоваться таблицами весьма удобно при расчете разветвленных сетей, когда по заданному расходу q можно подобрать диаметр в соответствии с принятой величиной скорости и определить величину потерь напора на 1000 м.

При расчете кольцевых водопроводных сетей методами, предусматривающими аналитическое определение поправочных (увязочных) расходов для каждого контура, целесообразней использовать формулу потерь напора, представленную в виде

$$h = ALq^2, \quad (20.31)$$

где A – удельное сопротивление трубопровода, равное отношению K/d^p и включающее все факторы, характеризующие гидравлическое сопротивление на единицу длины линии. Удельные сопротивления различных типов водопроводных труб стандартных диаметров приводятся в специальных таблицах. Удельные сопротивления стальных, чугунных и асбестоцементных труб при их диаметрах 100–1000 мм представлены в табл. 20.24.

Таблица 20.24

Удельные сопротивления водопроводных труб при $q_i, \text{ м}^3/\text{с}$

Диаметр, мм	Стальные трубы		Чугунные трубы		Асбестоцементные трубы	Пластмассовые трубы
	новые	Неновые	новые	неновые		
100	119,8	172,9	276,1	311,7	187,7	323,9 (Ø 110 мм)
125	53,88	76,39	83,61	96,72	67,08	166,7
150	22,04	30,65	34,09	37,11	31,55	45,91 (Ø 160 мм)
200	5,149	6,959	7,399	8,092	6,898	14,26
250	1,653	2,187	2,299	2,528	2,227	4,454
300	0,6619	0,8466	0,8336	0,9485	0,914	0,8761 (Ø 315 мм)
400	0,1483	0,1859	0,2085	0,2189	0,2171	0,2502
500	0,04692	0,05784	0,06479	0,06778	0,07138	0,06322
600	0,01859	0,02262	0,02493	0,02596	0,02123	0,01889 (Ø 630 мм)
700	0,00912	0,01098	0,01111	0,01154	0,00954	0,01012 (Ø 710 мм)
800	0,00462	0,005514	0,00545	0,005669	0,00477	0,005415
900	0,00250	0,002962	0,00294	0,003047	0,00259	0,002928
1000	0,00145	0,001699	0,00170	0,00175	0,00150	0,001687

Для труб, работающих в неквадратичной области сопротивлений, показатель степени в формуле (20.30) $n \approx 1,75$ –2 и формула потерь напора имеет вид

$$h = i \cdot L = K \cdot \frac{q_i^n}{d_i^p} \cdot L = ALq^n. \quad (20.32)$$

Поскольку таблицы удельных сопротивлений (табл. 20.24) составлены для работы трубопроводов в квадратичной области сопротивления, то для других гидравлических режимов работы водопроводных труб при использовании таблиц по квадратичным зависимостям необходимо в формулу для определения потерь напора по длине ввести поправку δ , зависящую от скорости движения воды на участке трубопровода и учитывающую неквадратичность движения. Значения поправочного коэффициента для различных материалов труб приведены в табл. 20.25.

Таблица 20.25

Значение поправочного коэффициента δ

v , м/с	Значение δ для труб			v , м/с	Значение δ для труб		
	стальных и чугунных	асбестоце- ментных	пластмассо- вых		стальных и чугунных	асбестоце- ментных	пластмассо- вых
1	2	3	4	5	6	7	8
0,2	1,4	1,308	1,439	1,1	1,015	0,986	0,981
0,25	1,33	1,257	1,368	1,2	1	0,974	0,96
0,3	1,28	1,217	1,313	1,3	-	0,963	0,943
0,35	1,24	1,85	1,268	1,4	-	0,953	0,926
0,4	1,2	1,158	1,23	1,5	-	0,944	0,912
0,45	1,175	1,135	1,198	1,6	-	0,936	0,899
0,5	1,15	1,115	1,17	1,7	-	0,928	0,887
0,55	1,13	1,098	1,145	1,8	-	0,922	0,876
0,6	1,115	1,082	1,123	1,9	-	0,916	0,865
0,65	1,1	1,069	1,102	2,0	-	0,91	0,855
0,7	1,085	1,056	1,084	2,2	-	0,9	0,837
0,75	1,07	1,045	1,067	2,4	-	0,891	0,821
0,8	1,06	1,034	1,052	2,6	-	0,883	0,806
0,85	1,05	1,025	1,043	2,8	-	0,876	0,792
0,9	1,04	1,016	1,024	3,0	-	0,87	0,78
1,0	1,03	1	1				

Учитывая большую, как правило, протяженность водопроводной сети и небольшие потери напора в местных сопротивлениях, последние допускается принимать без детального расчета в размере 5-10% от потерь напора на трение по длине трубопровода.

Каждый узел тупиковой сети получает питание только от одного участка, лежащего выше по течению воды, и расчетный расход на каждом участке сети равен сумме узловых расходов в нижележащих узлах.

Расчет тупиковой сети после подготовки расчетной схемы (рис. 20.9) проводят в следующей последовательности:

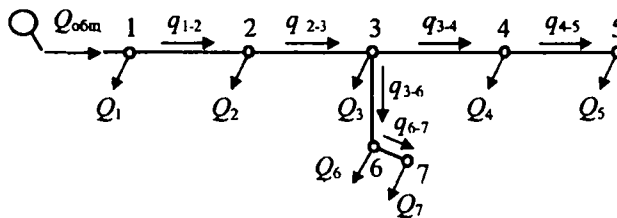


Рис. 20.9. Расчетная схема разветвленной водопроводной сети

- обозначают направление движения потоков воды стрелками согласно начертанию сети;

- выбирают линию трубопроводов, которую следует рассматривать как магистральную. За магистраль принимают самый протяженный трубопровод, наиболее нагруженный расходами;

- определяют суммарную длину участков магистральных трубопроводов $\sum L$ и определяют удельный расход воды, приходящийся на 1 погонный метр труб:

$$q_0 = (Q_{\text{общ}} - \sum Q_{\text{соср}}) : \sum L; \quad (20.33)$$

- определяют путевые отборы воды на каждом участке:

$$q_{\text{пут1-2}} = q_0 L_{1-2} \text{ и т.д.};$$

- равномерно распределенные путевые отборы $q_{\text{пут}}$ заменяются сосредоточенными в узлах Q_i (узловыми отборами) с учетом того, что узловой отбор равен полусумме всех путевых отборов, прилегающих к узлу:

$$Q_1 = 0,5q_{\text{пут1-2}}; Q_3 = 0,5(q_{\text{пут2-3}} + q_{\text{пут3-4}} + q_{\text{пут3-6}}) \text{ и т.д.};$$

- определяют расчетные линейные расходы воды на каждом участке, пользуясь правилом баланса расходов в узлах:

$$q_{1-2} = Q_{\text{общ}} - Q_1; q_{2-3} = q_{1-2} - Q_2 \text{ и т.д.};$$

- в зависимости от величин расчетных расходов воды, проходящих по каждому участку, определяются экономически наиболее выгодные диаметры труб на этих участках. Обычно эти диаметры определяются с помощью таблиц, графиков проф. В.Г. Лобачева или по табл. 20.21;

- выбирают материал труб и с учетом диаметра по табл. 20.24 или по таблицам определяют удельные сопротивления A ;

- определяют по таблицам или из формулы (20.34) среднюю скорость движения воды на каждом участке сети;

$$v = \frac{4q}{\pi d^2}. \quad (20.34)$$

Если средняя скорость движения воды в трубе окажется меньше 1,2 м/с, то следует определить по табл. 20.25 поправочный коэффициент δ , учитывающий неквадратичность режима движения.

Затем рассчитывают потери напора на трение по длине труб на каждом участке водопроводной сети:

$$h_{i-k} = \delta_{i-k} A_{i-k} L_{i-k} q_{i-k}^2, \quad (20.35)$$

учитывают потери напора в местных сопротивлениях, как 5-10% от потерь по длине и определяют суммарные потери напора на каждом участке сети:

$$\sum h_{i-k} = (1,05 - 1,1) \delta_{i-k} A_{i-k} L_{i-k} q_{i-k}^2. \quad (20.36)$$

Задавшись требуемым свободным напором $H_{св.тр.реб} = 10 + 4(n - 1)$ в диктующей точке сети (конечной точке магистрали), на профиле сети (рис. 20.10) строят пьезометрическую линию с учетом направления движения воды и определенных потерь напора на каждом участке. В диктующей точке сети пьезометрический напор равен

$$H_{\partial m}^p = \nabla_{\partial m} + H_{\text{св.мреб}}, \quad (20.37)$$

где $\nabla_{\partial m}$ - отметка поверхности земли у диктующей точки.

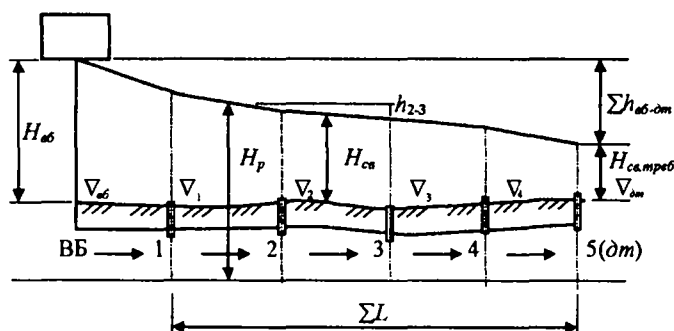
Проверяют свободные напоры в отдельных узлах сети:

$$H_{ca,i} = H_i^p - \nabla_i. \quad (20.38)$$

В каждом узле свободный напор должен быть не меньше требуемого

$$H_{\text{св.л}} \geq H_{\text{св.мод}} \quad (20.39)$$

Расчет ответвлений (тупиков) производится после определения расходов и расчета магистрали в следующей последовательности:



**Рис. 20.10. Построение
линий пьезометриче-
ских напоров**

- по построенному пьезометрическому графику определяются значения пьезометрических напоров в начале каждого тупика;
- определяются потери напора в тупиках как разность пьезометрического напора в начале тупика H_p и требуемого свободного напора $H_{св.треб}$ в конечной точке:

$$\sum h = H_n - H_{\text{св.м.рел}} \quad (20.40)$$

- определяется удельное сопротивление участка (тупика) из соотношения

$$A = \sum h / (Lq^2) \quad (20.41)$$

где L - общая длина тупика, м.

- по табл. 20.24, зная A и материал труб, подбирают диаметр d на участке.

Результаты гидравлического расчета используют для определения высоты водонапорной башни и требуемых напоров насосов второго подъема и насосов подкачки в зонах высотной застройки.

Высота водонапорной башни до низа бака:

$$H_{вб} = \nabla_{от} - \nabla_{вб} + H_{св.тресб} + \sum h_{от-вб} \quad (20.42)$$

где $H_{вб}$ - высота водонапорной башни; $\nabla_{от}$ - геодезическая отметка в конечной точке магистрали; $\nabla_{вб}$ - то же в месте установки башни (в начальной точке магистрали по ходу движения воды); $\sum h_{от-вб}$ - общие потери напора в магистрали, учитывающие и потери напора в местных сопротивлениях.

20.3. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ КОЛЬЦЕВОЙ ВОДОПРОВОДНОЙ СЕТИ

При расчете кольцевой водопроводной сети выполняют аналогичные подготовительные работы и расчеты, как и для тупиковых сетей; плановую трассировку, выбор схемы питания (от насосной станции и проходной башни или контррезервуара), определяют удельные, путевые и узловые расходы, намечают начальное потокораспределение и расчетные расходы на случаи: максимального водопотребления, водопотребления в периоды пожаров, максимального транзита воды в контррезервуар при минимальном водопотреблении. После этого приступают к увязке кольцевой сети.

Задачей увязки кольцевой сети является нахождение действительного распределения воды по участкам при принятых наиболее выгодных диаметрах и расчетных режимах работы сетн. Расчет кольцевых водопроводных сетей для всех колец и узлов сети должен удовлетворять следующим условиям (20.43): в каждом узле должен соблюдаться баланс расходов (первый закон Кирхгофа); в каждом кольце и по внешнему контуру сети суммарные потери напора должны быть равны нулю (второй закон Кирхгофа):

$$\begin{cases} \sum Q = 0, \\ \sum h = 0. \end{cases} \quad (20.43)$$

Рассмотрим, как движется вода в кольцевой сети. Для примера возьмем однокольцевую сеть с питанием в точке 1 (рис. 20.11). Предположим, что узловые отборы воды известны. Для того, чтобы определить расчетные расходы, необходимо знать направление движения воды по отдельным участкам.

Предположим, что поток в точке 1 разделяется на два направления, и в какой-то точке 3 эти потоки сходятся. Следовательно, сумма потерь напора от точки 1 до точки 3 по правой ветви должна равняться сумме потерь напора между этими точками по левой ветви:

$$h_{1-2} + h_{2-3} = h_{1-4} + h_{4-3}. \quad (20.44)$$

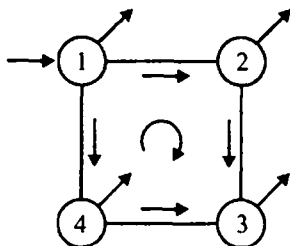


Рис. 20.11. Расчетная схема однокольцевой сети

Следовательно, можно сделать вывод о том, что алгебраическая сумма потерь напора по всей длине кольца равна нулю:

$$h_{1-2} + h_{2-3} - h_{1-4} - h_{4-3} = 0, \\ \sum h = 0. \quad (20.45)$$

Если бы положение точки схода потоков было известно, то расчет кольцевой сети сводился бы к расчету двух тупиков. Но положение точки схода неизвестно, поэтому гидравлический расчет, кроме определения диаметров и потерь напора на всех участках трубопроводов,

должен в результате показать и место схода потоков.

Существует множество методов гидравлического расчета кольцевых сетей. Рассмотрим самые распространенные.

Метод итерации

Этот метод предложен профессором В.Г. Лобачевым и одновременно Х. Кроссом. Увязка сети по этому методу при автоматическом соблюдении первого закона Кирхгофа достигается последовательным введением поправок к расходам на участках кольца, выраженным через контурный расход Δq в кольце, до тех пор, пока не будет выполняться и второй закон Кирхгофа – условие (20.43). Сущность его заключается в следующем:

- в сети (рис. 20.11) ориентировочно намечается точка схода потоков (например, наиболее удаленная от ввода точка 3);

- для каждого расчетного случая ориентировочно распределяются расходы по отдельным участкам ($q_{1-2}, q_{2-3}, q_{1-4}, q_{4-3}$) с учетом баланса расходов в узле $\sum Q_i = 0$;

- по максимальному расчетному расходу определяются наибольшие диаметры труб с учетом экономического фактора на каждом участке;

- по расходу и диаметру определяются потери напора на каждом участке:

$h_{1-2}, h_{2-3}, h_{1-4}, h_{4-3}$.

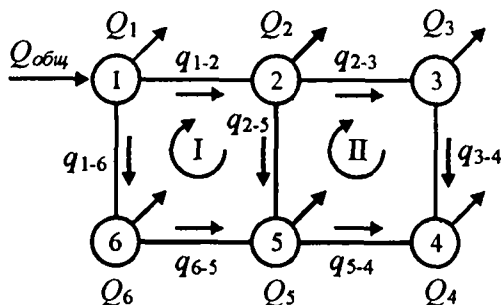


Рис. 20.12. Расчетная схема сети из двух колец

Так как расходы воды на каждом участке были распределены ориентировочно, то сумма потерь напора в кольце будет равна не нулю, а какой-то величине Δh , называемой невязкой:

$$h_{1-2} + h_{2-3} - h_{1-4} - h_{4-3} = \Delta h \neq 0. \quad (20.46)$$

Поскольку величина потерь напора на каждом участке может быть определена по формуле (20.31):

$$h = Alq^2 = Sq^2,$$

для рассматриваемого примера можно записать

$$S_{1-2}q_{1-2}^2 + S_{2-3}q_{2-3}^2 - S_{1-4}q_{1-4}^2 - S_{4-3}q_{4-3}^2 = \Delta h. \quad (20.47)$$

Для того, чтобы $\Delta h = 0$, необходимо все расходы исправить на какую-то величину Δq (знак Δq в узвочном контуре совпадает со знаком невязки Δh и показывает какие участки в кольце перегружены расходами). При введении поправки к расходу на участке следует учитывать направление движения воды на этом участке. Условно намечаем стрелкой направление движения воды по кольцу (обычно это направление совпадает с направлением часовой стрелки). Если выбранное направление совпадает с направлением движения воды на отдельных участках, то поправку Δq подставляем со знаком «-», если не совпадает – то со знаком «+» и наоборот (табл. 20.26).

Таблица 20.26

Определение знака поправочного расхода на участке

Знак Δh и поправки Δq в кольце	Знак Δq на участке при движении воды в нем	
	по часовой стрелке (+)	против часовой стрелки (-)
+	-	+
-	+	-

Допустим в нашем случае $\Delta h > 0$, тогда можно записать

$$S_{1-2}(q_{1-2} - \Delta q)^2 + S_{2-3}(q_{2-3} - \Delta q)^2 - S_{1-4}(q_{1-4} + \Delta q)^2 - S_{4-3}(q_{4-3} + \Delta q)^2 = 0. \quad (20.48)$$

Преобразуем это уравнение

$$S_{1-2}(q_{1-2}^2 - 2q_{1-2}\Delta q + \Delta q^2) + S_{2-3}(q_{2-3}^2 - 2q_{2-3}\Delta q + \Delta q^2) - \\ - S_{1-4}(q_{1-4}^2 - 2q_{1-4}\Delta q + \Delta q^2) - S_{4-3}(q_{4-3}^2 + 2q_{1-2}\Delta q + \Delta q^2) = 0. \quad (20.49)$$

Проведя перегруппировку членов уравнения (20.49), получим

$$(S_{1-2}q_{1-2}^2 + S_{2-3}q_{2-3}^2 - S_{1-4}q_{1-4}^2 - S_{4-3}q_{4-3}^2) - \\ - 2\Delta q(S_{1-2}q_{1-2} + S_{2-3}q_{2-3} + S_{1-4}q_{1-4} + S_{4-3}q_{4-3}) +$$

$$+ \Delta q^2 (S_{1-2} + S_{2-3} - S_{1-4} - S_{4-3}) = 0 ; \quad (20.50)$$

Первый член полученного выражения – это невязка Δh .

Второй член можно выразить в виде $2\Delta q \sum S q$.

Третьим членом в этом выражении можно пренебречь, так как само значение Δq сравнительно мало и умножается на разность почти равных друг другу величин. Таким образом, имеем:

$$\Delta h - 2\Delta q \sum S q / = 0 . \quad (20.51)$$

Отсюда получаем формулу для определения величины поправочного расхода в кольце:

$$\Delta q = \frac{\Delta h}{2 \sum S q} \quad (20.52)$$

Определив Δq и исправив на эту величину с учетом знаков все расходы, повторно определяются потери напора на участках и проверяется выполнение условия (20.43) $\sum h = 0$.

Если невязка Δh превышает допустимое значение $\Delta h_{\text{доп}}$, то снова определяется поправочный расход и повторяются все вычисления до тех пор, пока не будет соблюдаться условие

$$\Delta h \leq \Delta h_{\text{доп}} \quad (20.53)$$

Допускается невязка по внешнему контуру кольцевой сети в пределах 1,0-1,5 м, в отдельных кольцах многокольцевой сети 0,5-1,0 м.

Если сеть состоит из двух колец (рис. 20.12), то порядок расчета следующий:

Ориентировочно намечают точку схода потоков (т. 4);

Ориентировочно определяют расходы на каждом участке $(q_{1-2}, q_{2-3}, q_{1-4}, q_{4-5}, \dots)$;

Определяют потери напора на каждом участке и величину Δh для каждого кольца $(\Delta h_I, \Delta h_{II})$, а затем поправочные расходы $(\Delta q_I, \Delta q_{II})$;

Составляют уравнения для каждого кольца:

I кольцо:

$$S_{1-2} (q_{1-2} - \Delta q_I)^2 + S_{2-5} (q_{2-5} - \Delta q_I + \Delta q_{II})^2 - S_{5-6} (q_{5-6} + \Delta q_I)^2 - \\ - S_{1-6} (q_{1-6} + \Delta q_I)^2 = 0 .$$

В преобразованном виде это уравнение имеет вид

$$\sum (Sq)_I \Delta q_I - S_{2-5} q_{2-5} \Delta q_{II} = \Delta h_I / 2. \quad (20.54)$$

Аналогично для второго кольца

$$\sum (Sq)_{II} \Delta q_{II} - S_{2-5} q_{2-5} \Delta q_I = \Delta h_{II} / 2. \quad (20.55)$$

Если количество колец больше 2, то уравнение (14.55) будет иметь вид

$$\sum (Sq)_n \Delta q_n - S_m q_m \Delta q_m - \dots - S_k q_k \Delta q_k \dots = \Delta h_n / 2. \quad (20.56)$$

Общая формула поправочного расхода для любого кольца имеет вид

$$\Delta q_n = \frac{\Delta h_n}{2 \sum (Sq)_n}. \quad (20.57)$$

Обычно расчеты методом итерации ведутся в табличной форме.

Метод М.М. Андрияшева

По методу инженера М.М. Андрияшева все подготовительные операции (определение точки схода, ориентировочных расходов, диаметров труб и потерь напора на участках) выполняются точно также как и при методе итерации.

Этот метод отличается порядком записи результатов. Запись результатов ведется не в табличной форме, а непосредственно на расчетной схеме. Кроме того, по методу М.М. Андрияшева увязку сети ведут не по отдельным кольцам, а по увязываемым контурам, охватывающим целые группы колец, имеющих одинаковый знак невязки. При этом величины поправочных расходов рекомендуется определять по формуле:

$$\Delta q = \frac{q_{cp} \Delta h}{2 \sum h}, \quad (20.58)$$

где $q_{cp} = \sum q_i / n$ – среднее арифметическое значение расхода воды в контуре, включающее в себя n участков; $\sum q_i$ – арифметическая сумма расходов на всех участках контура; n – число участков контура; $\sum h$ – арифметическая сумма потерь напора по всему контуру (без учета знака); Δh – невязка в контуре.

Быстрота увязки сети этим методом зависит от правильности выбора увязываемого контура, что требует большого опыта проектировщика.

После выполнения гидравлического расчета кольцевой водопроводной сети строят пьезометрический график, по которому можно определить высоту водонапорной башни и напор насосов.

Определение диктующей точки кольцевой сети. Прежде чем приступить к составлению графика пьезометрических линий, необходимо найти так называемую «диктующую точку» сети, которая требует наибольших напоров насосов или определяет высоту водонапорной башни.

Диктующей точкой при размещении башни в начале сети может оказаться любая точка сети с наибольшей геодезической отметкой и наиболее удаленная от питателя (башни). В сети с контррезервуаром за диктующую принимают точку на границе питания сети от башни и от насосов, имеющую максимальную геодезическую отметку и свободный напор.

Построение графиков пьезометрических линий. Определив диктующие точки для каждого расчетного случая, строят пьезометрические графики (рис. 20.13) в следующей последовательности:

- выбирают контур по направлению от диктующей точки до водонапорной башни (чаще всего внешний контур сети). Желательно, чтобы на этом направлении находились и точки, в которых предполагаются расчетные пожары;
- по принятому направлению в масштабе (горизонтальный - 1:10000 или 1:20000, вертикальный - 1:200 или 1:500) строят профиль поверхности земли по геодезическим отметкам, указанным на генплане;
- откладывают в диктующей точке минимальные требуемые свободные напоры для всех расчетных случаев сети;
- определяют отметки пьезометрических линий;
- строят пьезометрические линии для всех расчетных случаев сети с учетом направлений движения воды и величин потерь напора на каждом участке (по ходу движения воды пьезометрический напор снижается на величину потерь напора на рассматриваемом участке);
- определяют свободный напор в каждом узле. Численное значение свободного напора в узле должно быть не меньше минимального требуемого, т.е.:

$$H_{св.i} \geq H_{св.треб}; \quad (20.59)$$

- если условие (20.59) не соблюдается, то это означает, что диктующая точка выбрана неверно. Принять за диктующую другую точку - точку с минимальным свободным напором, повысить в ней напор до требуемых значений и повторить все операции.

Определение строительной высоты башни. Высота водонапорной башни может быть определена по пьезометрическому графику как разность отметок пьезометрического напора и геодезической высоты (отметки поверхности земли) в месте установки водонапорной башни:

$$H_{об} = H_p - Z_{об}, \quad (20.60)$$

где $Z_{об}$ - отметка поверхности земли в месте установки водонапорной башни, м;
 H_p - отметка пьезометрического напора, м.

$$H_p = Z_{от} + H_{св} + \sum h_{от-об}, \quad (20.61)$$

где $Z_{от}$ - отметка поверхности земли в диктующей точке, м; $H_{св}$ - свободный напор в диктующей точке, зависящий от этажности застройки, м; $\sum h_{от-об}$ - суммарные потери напора на участке от башни до диктующей точки, м.

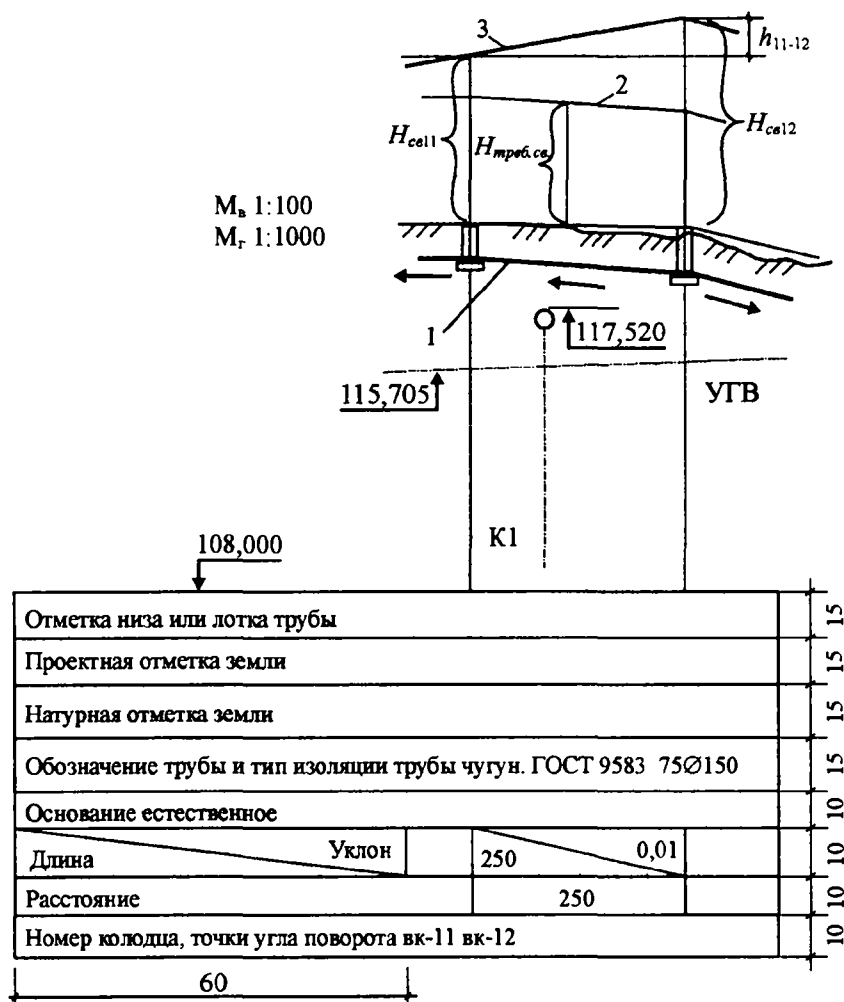


Рис. 20.13. Фрагмент продольного профиля водопровода:

1 - участок водопровода; 2 - линия требуемых свободных напоров; 3 - линия фактических свободных напоров

Расчет многокольцевых сетей (больше трех колец) в настоящее время производят с помощью ЭВМ. Современные компьютерные программы позволяют произвести увязку многокольцевой разветвленной водопроводной сети с несколькими точками ввода, рассчитать ответвления (тупики) и построить пьезометрические графики на все расчетные режимы работы водопроводной сети.

Графики работы насосной станции второго подъема, число насосов и их марку назначают по совмещенному с ним графику водопотребления объекта водоснабжения а течение суток, расчетным расходом подаваемой насосами воды и увеличением требуемых напоров во всех расчетных случаях (подробнее см. в главе 22 пособия).

20.4. ПРИМЕНЕНИЕ ЭВМ для ГИДРАВЛИЧЕСКОГО РАСЧЕТА КОЛЬЦЕВОЙ ВОДОПРОВОДНОЙ СЕТИ

Постановка задачи

Для алгоритмов расчета водопроводной сети с использованием вычислительной техники принимаются следующие условия и ограничения:

- сеть должна быть плоской;
- сеть может содержать не только кольца, но и тупики;
- давление в сети не оказывает влияние на узловые отборы воды;
- в сети может быть несколько точек подачи воды;
- расчетные данные об участках должны содержать сведения о длине, выбранных материалах и диаметрах труб;
- расчетные данные об узлах должны содержать сведения о геодезических отметках и узловых расходах;

для оптимизации диаметров должны быть введены дополнительные и технико-экономические данные (например, коэффициенты часовой и суточной неравномерности водопотребления, стоимость электроэнергии, срок окупаемости и т.д.).

В ходе расчета сети должны быть определены:

- расходы, потери напора, скорости на участках и оптимизированные (экономически наиболее выгодные) диаметры;
- величины свободного напора в узлах сети с учетом заданного необходимого напора.

Общий ход расчета сети заключается в следующем: сперва производится начальное распределение расходов на участках в соответствии с первым законом Кирхгофа, затем происходит увязка сети - расчет участковых расходов при соблюдении второго закона Кирхгофа, следующий этап - оптимизация диаметров в соответствии с предельными экономическими расходами, и, наконец, расчет свободных напоров в узлах сети.

Реализация алгоритмов расчета может быть выполнена в виде программы WaterRings. Описание подпрограмм, входящих в основную программу, приведено в табл. 20.27.

Таблица 20.27

Основные подпрограммы, используемые в программе

Название	Описание
FillingA	Формирование матрицы линейных уравнений для начального потокораспределения
BeginStreamAllocation	Решение задачи начального потокораспределения
Uvjazka	Увязка расходов на участках по методу Лобачева-Кросса
Optimize	Оптимизация диаметров труб на участках
CalcH	Расчет свободных напоров в узлах

Переменные и константы

В табл. 20.28 и 20.29 описаны переменные и константы, доступные всем алгоритмам расчета водопроводной сети. В табл. 20.30 приведены коды труб, используемые в программе, и формулы для расчета удельного гидравлического сопротивления для 13-ти различных видов труб. Табл. 20.31 содержит коэффициенты и показатели степени, взятые в расчетах предельных расходов (α и n – показатели степени, характеризующие режим работы труб; K и p – коэффициент и показатель степени в формуле,

определяющей потери напора на единицу длины трубопровода; R – сумма амортизационных отчислений, включая затраты на капитальный ремонт и отчислений на текущий ремонт; b – коэффициент, зависящий от условий строительства). Расчетные диаметры, которые были использованы в компьютерной программе, приведены в табл. 20.32.

Таблица 20.28

Переменные, используемые в алгоритмах и программе

Переменная	Описание
1	2
<i>Простые переменные</i>	
<i>CountAreas</i>	количество участков в сети
<i>CountRings</i>	количество колец в сети
<i>CountNodes</i>	количество узлов в сети
<i>MaxCountAreas</i>	максимальное количество участков в одном кольце
<i>MinH</i>	необходимый напор в узлах, м
<i>MinDiam</i>	минимальный диаметр при оптимизации, мм
<i>TypeOptim</i>	шифр вида оптимизации
<i>Kday</i>	коэффициент суточной неравномерности водопотребления
<i>Khour</i>	коэффициент часовой неравномерности водопотребления
<i>Sigma</i>	стоимость электроэнергии, руб./(кВт·ч)
<i>Srok</i>	срок окупаемости, годы
<i>Массивы</i>	
<i>Nodes</i>	двухмерный массив узлов сети, состоящий из <i>CountAreas</i> строк (каждая строка описывает один участок) и двух столбцов: первый столбец содержит номера подающих узлов, второй - номера принимающих узлов в участках
<i>Rings</i>	двухмерный массив колец сети, состоящий из <i>CountRings</i> строк (по количеству колец) и <i>MaxCountAreas</i> столбцов (по максимальному количеству участков в кольце). Каждый элемент этого массива содержит номер участка
<i>SigmaDH</i>	одномерный массив, содержащий <i>CountRings</i> значений сумм потерь напора по каждому кольцу (т.е. невязку), м
<i>A</i>	двухмерный массив, реализующий в матричной форме систему линейных уравнений для решения задачи начального потокораспределения
<i>Одномерные массивы, содержащие данные об узлах</i> (длина каждого массива - <i>CountNodes</i>)	
<i>Rashod</i>	расход в узле (узловой расход), л/с
<i>Z</i>	геодезическая отметка узла, м
<i>H</i>	свободный напор в узле, м
<i>Одномерные массивы, содержащие данные об участках</i> (длина каждого массива - <i>CountAreas</i>)	
<i>Q</i>	расход на участке (участковые расходы), л/с
<i>L</i>	длина участка, м
<i>V</i>	скорость воды на участке, м/с
<i>S</i>	удельное сопротивление труб на участке, $\text{с}^2/\text{м}^6$
<i>Mater</i>	код материала труб на участке
<i>NomerD</i>	код диаметра труб на участке
<i>DH</i>	потери напора на участке, м
<i>Efactor</i>	экономический фактор для трубопровода на участке

Таблица 20.29

Константы, используемые в алгоритмах и программе

Константа	Описание
<i>Epsilon</i>	допустимая невязка в кольцах (0,05 м)
<i>Eta</i>	КПД насосных агрегатов, подающих воду (0,7)
<i>K0</i>	коэффициент, учитывающий возможный рост водопотребления по годам (1,02)
<i>KoeffOptimDiam</i>	одномерный массив, содержащий 5 элементов - записей с коэффициентами <i>n, K, p, alfa, R</i> и <i>b</i> для расчета предельных расходов
<i>MatPipes</i>	одномерный массив, содержащий 13 строковых констант – названий труб и ГОСТов
<i>Diam</i>	двухмерный массив, содержащий 13 строк и 33 столбца. Номер строки соответствует определенному материалу труб, первый столбец (индекс 0) – содержит количество диаметров по сортаменту, все остальные элементы массива содержат величину внутреннего диаметра в миллиметрах (или 0)
<i>PipeDiam</i>	двухмерный массив, по структуре и размерам совпадает с <i>Diam</i> , однако содержит строковые константы - условные диаметры труб

Таблица 20.30

Формулы для расчета удельного сопротивления

Трубы	Формула
Стальные водогазопроводные и электросварные новые (коды материалов - 1 и 3)	$S_0 = \frac{0,001314}{d^{5,226}} \left(1 + \frac{0,84}{v} \right)^{0,226}$
Чугунные напорные новые (код - 5)	$S_0 = \frac{0,00119}{d^{5,284}} \left(1 + \frac{2,36}{v} \right)^{0,284}$
Стальные водогазопроводные и электросварные неновые, чугунные напорные неновые (коды - 2, 4, 6)	$S_0 = \frac{0,0014782}{d^{5,3}} \left(1 + \frac{0,867}{v} \right)^{0,3}$ $(v < 1,2 \text{ м/с})$ $S_0 = \frac{0,001735}{d^{5,3}} \quad (v \geq 1,2 \text{ м/с})$
Асбестоцементные (код - 7)	$S_0 = \frac{0,00091}{d^{5,19}} \left(1 + \frac{3,51}{v} \right)^{0,19}$
Железобетонные виброгидропрессованные и со стальным сердечником (коды - 8, 9)	$S_0 = \frac{0,001301}{d^{5,19}} \left(1 + \frac{3,51}{v} \right)^{0,19}$
Полиэтиленовые напорные (код - 10)	$S_0 = \frac{0,00111}{d^{5,226} v^{0,226}}$
Стеклянные (код - 11)	$S_0 = \frac{0,001208}{d^{5,226} v^{0,226}}$
Стальные и чугунные с цементно-песчаным покрытием (коды - 12, 13)	$S_0 = \frac{0,001016}{d^{5,19}} \left(1 + \frac{3,51}{v} \right)^{0,19}$

Таблица 20.31

Коэффициенты для расчета предельных расходов

Трубы	n	K	P	α	R	b
Стальные	1,9	0,001790	5,1	1,4	4,6	53
Чугунные	1,9	0,001790	5,1	1,6	3,3	107
Асбестоцементные	1,85	0,001180	4,89	1,95	7,3	78
Железобетонные	1,85	0,001688	4,89	1,30	3,3	100
Пластмассовые	1,774	0,001052	4,774	1,95	4,6	150

Таблица 20.32

Соответствие условных проходов и расчетных диаметров (мм)*

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Трубы стальные водогазопроводные ГОСТ 3262-75									
D _{усл}	6	8	10	15	20	25	32	40	50
D _{расч}	6,2 (5,2)	9,1 (8,1)	12,6 (11,6)	15,7 (14,7)	21,2 (20,2)	27,2 (26,1)	35,9 (34,9)	41,0 (40,0)	53,3 (52,0)
D _{усл}	65	80	90	100	125	150			
D _{расч}	67,5 (66,5)	80,5 (79,5)	93,3 (92,3)	105,0 (104,0)	131 (130)	156 (155)			
Трубы стальные электросварные ГОСТ 10704-76 и ГОСТ 8696-74									
D _{усл}	50	60	75	80	100	125	150	175	200
D _{расч}	65 (64)	71 (70)	84 (83)	96 (95)	115 (114)	134 (133)	159 (158)	171 (170)	210 (209)
D _{усл}	250	300	350	400	450	500	600	700	800
D _{расч}	261 (260)	311 (311)	363 (363)	412 (412)	466 (466)	516 (516)	616 (616)	706 (706)	804 (804)
D _{усл}	900	1000	1200	1400	1500	1600			
D _{расч}	904 (904)	1004 (1004)	1202 (1202)	1400 (1400)	1500 (1500)	1600 (1600)			
Трубы чугунные напорные ГОСТ 9583-75									
D _{усл}	65	80	100	125	150	200	250	300	350
D _{расч}	67,6 (66,6)	83,6 (82,6)	103,0 (102,0)	128,2 (127,2)	153,4 (152,4)	203,6 (202,3)	254,0 (253,0)	304,4 (304,4)	352,4 (352,4)
D _{усл}	400	450	500	600	700	800	900	1000	
D _{расч}	401,4 (401,4)	450,6 (450,6)	500,8 (500,8)	600,2 (600,2)	699,4 (699,4)	799,8 (799,8)	899,2 (899,2)	998,4 (998,4)	
Трубы асбестоцементные ГОСТ 539-80, класс ВТ9, тип 1									
D _{усл}	100	150	200	250	300	350	400	500	
D _{расч}	100	141	188	234	275	323	368	456	
Трубы железобетонные виброгидропрессованные ГОСТ 12586-83									
D _{усл}	500	600	800	1000	1200	1400	1600		
D _{расч}	500	600	800	1000	1200	1400	1600		
Трубы железобетонные со стальным сердечником ГОСТ 26819-86									
D _{усл}	250	300	400	500	600				
D _{расч}	230	293	394	461	590				
Трубы полиэтиленовые напорные ГОСТ 18599-83									
D _{наруж}	10	12	16	20	25	32	40	50	63
D _{расч}	6,0	8,0	12,0	16,0	20,4	26,2	33,0	41,1	51,5

Продолжение таблицы 20.32

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$D_{\text{наруж}}$	75	90	110	125	140	160	180	200	225
$D_{\text{расч}}$	61,3	73,5	89,8	102,6	114,3	130,7	147,3	163,7	184,0
$D_{\text{наруж}}$	250	280	315	355	400	450	500	560	630
$D_{\text{расч}}$	204,5	229,0	280	315	355	400	462	517	582
$D_{\text{наруж}}$	710	800	900	1000	1200				
$D_{\text{расч}}$	656	738	830	921	1106				
Трубы стеклянные ГОСТ 8894-86									
$D_{\text{усл}}$	40	50	80	100	150	200			
$D_{\text{расч}}$	36,0	56,0	79,5	106,0	148,0	195,5			
Трубы стальные с цементно-песчаным покрытием ГОСТ 10704-76 и 8696-74									
$D_{\text{усл}}$	200	250	300	350	400	450	500	600	700
$D_{\text{расч}}$	198	249	297	349	396	450	500	598	688
$D_{\text{усл}}$	800	900	1000	1200	1400	1500	1600		
$D_{\text{расч}}$	784	882	980	1176	1374	1472	1572		
Трубы чугунные с цементно-песчаным покрытием ГОСТ 9583-75									
$D_{\text{усл}}$	200	250	300	350	400	450	500	600	700
$D_{\text{расч}}$	204,6	255,0	292,9	340,9	389,9	439,1	489,3	588,7	687,9
$D_{\text{усл}}$	800	900	1000						
$D_{\text{расч}}$	786,3	863,2	982,4						

Примечание. * - в скобках приведены расчетные диаметры для неновых труб.

Ввод исходных данных

Перед вводом данных следует пронумеровать все узлы, участки и кольца на сети.

Для проведения расчета требуются следующие исходные данные:

- общее число участков в сети (*CountAreas*);
- общее число узлов в сети (*CountNodes*);
- общее число независимых колец (контуров), имеющих в сети (*CountRings*);
- наибольшее число участков в одном кольце (*MaxCountAreas*);
- массив конфигурации сети *Nodes*: в первый столбец этого массива вводятся узлы начала каждого участка, во второй - узлы конца;
- массив конфигурации колец *Rings*: в каждую строку массива (соответствующую одному кольцу) последовательно вводятся номера участков, составляющих это кольцо, причем номера участков, не совпадающие по направлению с движением воды в кольце по часовой стрелке, должны быть со знаком минус;
- узловые расходы (массив *Rashod*), причем расход, направленный в узел (т.е., например, подача от НС), должен быть со знаком минус;
- геодезические отметки узлов (массив *Z*);
- длины участков (массив *L*);
- коды материалов труб на участках (массив *Mater*);
- коды диаметров труб на участках (массив *NomerD*);
- необходимый свободный напор в узле (*MinH*);
- минимальный диаметр при оптимизации (*MinDiam*);
- шифр вида оптимизации (*TypeOptim*);
- коэффициент суточной неравномерности водопотребления (*Kday*);
- коэффициент часовой неравномерности водопотребления (*Khour*);

- стоимость электроэнергии (*Sigma*);
- срок окупаемости (*Srok*).

Начальное потокораспределение

Метод, который часто применяется для компьютеризированного решения задачи начального потокораспределения, заключается в упрощении системы нелинейных уравнений баланса потерь напора в кольцах - замене их линейными и последующем решении системы.

Линеаризованная модель описывается системой линейных алгебраических уравнений. Первые *CountNodes* уравнений системы строятся в соответствии с первым законом Кирхгофа для узлов, в соответствии с которым алгебраическая сумма расходов в каждом узле равна нулю:

$$\sum_j Q_i = Rashod_j, \quad j = 1, 2, \dots, CountNodes. \quad (20.62)$$

Здесь Q_i - расходы участков, связанных с j -тым узлом.

Для решения системы из указанных уравнений можно использовать не все, а только *CountNodes*-1, поскольку одно из уравнений линейно зависит от остальных.

Другая группа уравнений, описывающих работу сети, базируется на втором законе Кирхгофа, в соответствии с которым сумма потерь напора на каждом из колец равна нулю:

$$\sum_i S_i \cdot Q_i^\beta = 0, \quad j = 1, 2, \dots, CountRings, \quad (20.63)$$

где Q_i - расходы участков, входящих в j -тое кольцо; S_i - гидравлическое сопротивление i -того участка; β - показатель степени, равный 2.

Таких уравнений можно составить столько, сколько выделено колец, т.е. *CountRings*.

Решение систем нелинейных уравнений больших порядков сопряжено со значительными вычислительными трудностями, поэтому на начальном этапе расчета используют линеаризованный вариант уравнений:

$$\sum_j S_i \cdot Q_i = 0, \quad j = 1, 2, \dots, CountRings. \quad (20.64)$$

Так как для вычисления величин удельных гидравлических сопротивлений нет данных о скоростях на участках, значения S_i принимаются равными единице. Начальная цель расчета состоит в определении значений Q_i для всех участков, т.е. для $i = 1, 2, \dots, CountAreas$. Первые (*CountNodes*-1) уравнений строятся на использовании соотношения (20.62), а недостающие *CountAreas*-(*CountNodes*-1) уравнений - из соотношения (20.64).

Общий вид системы линейных алгебраических уравнений в матричной форме таков:

$$A \cdot Q = B. \quad (20.65)$$

Элементы свободных членов вектора B равны либо значениям расходов *Rashod*, (для первых *CountNodes*-1 уравнений), либо равны нулю для последних *CountAreas*-

(*CountNodes*–1) уравнений. Элементы матрицы A формируются по массиву конфигурации *Nodes* и массиву колец *Rings*.

Для первых *CountNodes*–1 уравнений элементы матрицы A определяются по формулам:

$$A_{i,j} = -1, \quad \text{при } i = \text{Nodes}_{j,1} \quad (20.66)$$

$$A_{i,j} = 1, \quad \text{при } i = \text{Nodes}_{j,2} \quad (20.67)$$

$$A_{i,j} = 0, \quad \text{при } \text{Nodes}_{j,1} \neq i \neq \text{Nodes}_{j,2} \quad (20.68)$$

где $i = 1, 2, \dots, \text{CountNodes}-1$; $j = 1, 2, \dots, \text{CountAreas}$.

Первое условие соответствует участкам, по которым вода притекает к i -ому узлу, второе - участкам, по которым вода уходит от узла, третье – участкам, не связанным с узлом.

Для последних *CountAreas*–(*CountNodes*–1) уравнений элементы матрицы A равны:

$$A_{i,j} = 1, \quad \text{при } j = \text{Rings}_{k,j} \text{ и } \text{Rings}_{k,j} > 0 \quad (20.69)$$

$$A_{i,j} = -1, \quad \text{при } j = \text{Rings}_{k,j} \text{ и } \text{Rings}_{k,j} < 0 \quad (20.70)$$

$$A_{i,j} = 0, \quad \text{при } j \neq \text{Rings}_{k,j} \quad (20.71)$$

Здесь:

$k = 1, 2, \dots, \text{CountRings}$ (номер кольца);

$i = \text{CountNodes}, \text{CountNodes}+1, \dots, \text{CountAreas}$;

$j = 1, 2, \dots, \text{CountAreas}$.

Уравнение (20.57) выполняется тогда, когда направление обхода по k -ому кольцу и ток в j -том участке совпадают, уравнение (20.58) - когда направления и ток противоположны, наконец, последнее уравнение соответствует участкам, которые не принадлежат k -тому кольцу.

По окончании формирования матрицы A выполняется решение системы линейных алгебраических уравнений (20.62 и 20.64). Такое решение всегда существует, поскольку матрица A хорошо обусловлена. Решение можно проводить любым из известных методов (Гаусса, Гивенса, Хаусхолдера).

Формирование матрицы и решение системы линейных уравнений производится с помощью двух подпрограмм – *FillingA* и *BeginStreamAllocation*.

Увязка сети методом Лобачева-Кросса

В результате решения системы (20.65) получаем вектор значений участковых расходов Q с точным балансом расходов в узлах, однако, поскольку в системе использовались линеаризованные уравнения баланса потерь напора на кольцах, а в действительности эти уравнения нелинейны относительно расходов баланс потерь напора не соблюдается.

Для выполнения условия баланса потерь напора на кольцах производится перераспределение балансовых расходов - увязка расходов. Наиболее известным и простым методом увязки расходов по кольцам является метод Лобачева-Кросса.

Увязка проводится в следующем порядке. Последовательно для каждого из контуров $k = 1, 2, \dots, CountRings$ вычисляются невязки потерь напора на кольце (в идеальном случае сумма потерь напора на кольце должна равняться нулю, но в действительности это не так, поскольку расчет расходов проводился для линейной зависимости потери напора от участкового расхода):

$$\Delta h_k = \sum_{j=L} S_j \cdot Q_j^2; \quad (20.72)$$

Вычисляется поправка невязки k -того кольца:

$$\Delta Q_k = -\frac{\Delta h_k}{2 \sum_{j=L} S_j \cdot Q_j}; \quad (20.73)$$

В формулах (20.72) и (20.73) L - элементы кольца, для которого выполняется увязка; Δh_k соответствует массиву *SigmaDH*. Теперь вычисленные поправки включаются в соответствующие участковые расходы:

$$Q_i = Q_i - \Delta Q_k, \text{ при } Rings_{k,i} > 0. \quad (20.74)$$

$$Q_i = Q_i + \Delta Q_k, \text{ при } Rings_{k,i} < 0. \quad (20.75)$$

Процесс увязки имеет итерационный характер: каждый раз использование преобразований участковых расходов по формулам (20.70-20.73) уменьшает невязку потерь напора в каждом из колец. Итерационный процесс уменьшения невязок прерывается, как только будет выполнено условие:

$$\max(\Delta h_k) \leq \varepsilon,$$

где ε - абсолютная погрешность увязки (константа *Epsilon*).

Реализация алгоритма увязки сети реализована в виде подпрограммы *Uvjazka*, которая, в свою очередь, разбита еще на 5 подпрограмм:

CaseD - функция, возвращающая величину диаметра труб при заданном коде материала и номере диаметра в сортаменте;

CalcS0 - функция, возвращающая удельное гидравлическое сопротивление труб при заданном коде материала и величине диаметра, а также скорости течения воды в трубе;

CalcDH - процедура, в которой вычисляются значения потерь напора на каждом участке;

ChangeConfig - процедура, в которой изменяется направление движения потоков на участках сети;

ChangeQ - процедура, в которой вычисляются поправочные расходы и происходит правка участковых расходов.

Блок-схема алгоритма подпрограммы Uvjazka приведена на рис. 20.14.

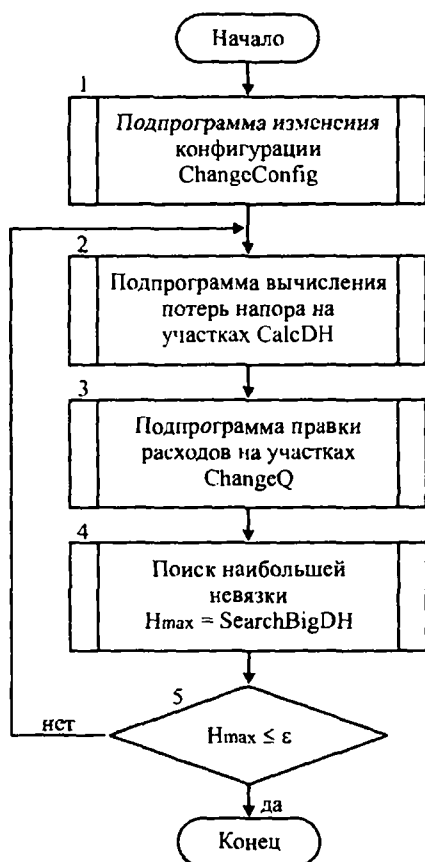


Рис. 20.14. Алгоритм увязки сети

Оптимизация диаметров

Оптимизация диаметров водопроводных кольцевых сетей производится на основе технико-экономического расчета, предполагающего нахождение такого распределения диаметров и расходов, при котором приведенные затраты на строительство и эксплуатацию будут минимальными.

На практике не совсем удобно рассчитывать диаметры по этой формуле, так как после вычисления их приходится округлять до ближайшего сортаментного диаметра. Более целесообразно пользоваться *предельным расходом* для данного диаметра – это наибольший расход, при котором выбранный диаметр оказывается экономически равноценен следующему сортаментному диаметру. Предельный расход можно рассчитывать по следующей формуле:

$$Q_{пред} = \left(\frac{b}{\beta} \right)^{\frac{1}{n+1}} \cdot \left(\frac{d_2^\alpha - d_1^\alpha}{1/d_1^\alpha - 1/d_2^\alpha} \right)^{\frac{1}{n+1}}, \quad (20.76)$$

где b - коэффициент (табл. 20.14); d_1 и d_2 - меньший и больший смежные сортаментные диаметры; α и n - показатели степени, характеризующие режим работы труб; β - коэффициент, определяемый по формуле:

$$\beta = \frac{24 \cdot 365 \cdot 10^3}{102} \frac{\sigma \gamma K}{\eta(1/T + R/100)}, \quad (20.77)$$

здесь σ - стоимость электроэнергии (переменная *Sigma*); η - КПД насосных станций (константа *Eta*); R - сумма амортизационных отчислений (табл. 20.15); K - коэффициент принимаемый по табл. 20.32; T - срок окупаемости (переменная *Srok*); γ - коэффициент неравномерности расходования электроэнергии.

Условия строительства и эксплуатации характеризует экономический фактор, рассчитываемый по формуле:

$$\vartheta = \frac{p\beta}{\alpha b}, \quad (20.78)$$

где p - показатель степени (табл. 20.32).

Диаметр трубопровода на участке считается оптимальным, если его расход, во-первых, меньше предельного расхода для этого диаметра, во-вторых, больше предельного расхода для предыдущего по сортаменту диаметра.

Если расход больше, чем предельный для этого диаметра, происходит изменение диаметра на следующий по сортаменту. Если же расход, наоборот, меньше предельного расхода для предыдущего по сортаменту диаметра, происходит изменение диаметра на предыдущий. После этого производится увязка колец сети.

Таким образом, цикл «оптимизация-увязка» повторяется до тех пор, пока все диаметры труб после последней по времени оптимизации не останутся постоянными, и поэтому цель расчета – приведение в соответствие диаметров и предельных расходов – считается достигнутой.

Диаметры, с которых начинается оптимизация, могут задаваться тремя различными способами:

- начальные диаметры на участках выбирает сам пользователь (переменная $TypeOptim = 1$);
- начальные диаметры на всех участках приравниваются к минимальным для данного вида труб (переменная $TypeOptim = 2$);
- начальные диаметры на всех участках приравниваются к максимальным для данного вида труб (переменная $TypeOptim = 3$).

Указанная последовательность действий легла в основу алгоритма подпрограммы **Optimize**, которая разбита еще на 3 подпрограммы:

ChangeDiam - функция, которая производит изменение диаметров на всех участках сети в соответствии с предельным расходом и возвращающая логическое значение FALSE (ложный), если хотя бы на одном участке диаметр был изменен, или TRUE (правильный), если такого изменения не было;

MakeMinDiam - процедура, приводящая диаметры на всех участках сети к минимальным;

MakeMaxDiam - процедура, приводящая диаметры на всех участках сети к максимальным.

Алгоритм подпрограммы **Optimize** приведен на рис. 20.15.

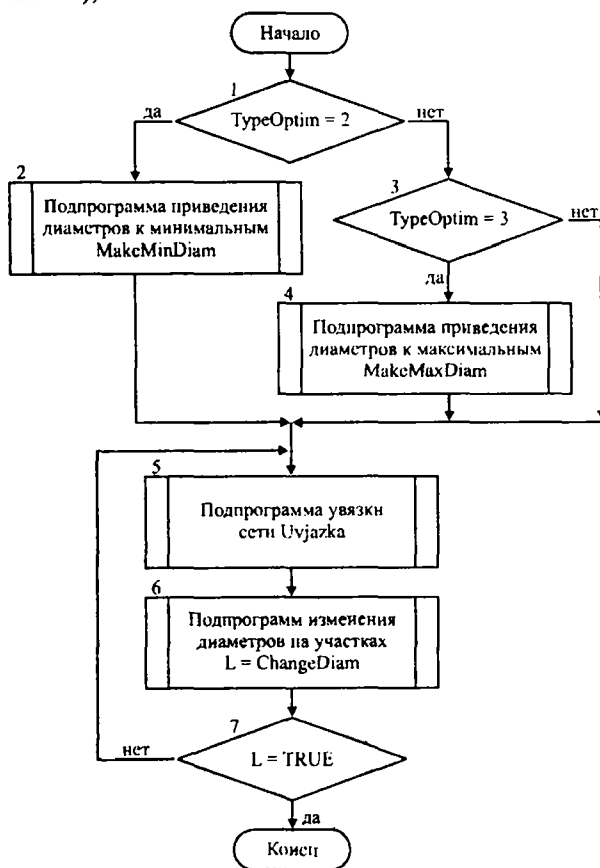


Рис. 20.15. Алгоритм оптимизации диаметров

Определение свободных напоров в узлах

Для определения свободного напора в j -том узле, который связан с i -тым узлом участком, следует воспользоваться формулой:

$$H_j = H_i + \Delta H_{i-j} + Z_i - Z_j \quad (20.79)$$

где H_j и H_i - свободный напор в узлах; Z_j и Z_i - отметки поверхности земли в этих узлах; ΔH_{i-j} - потери напора в трубопроводе на участке $i - j$.

Схема, иллюстрирующая формулу (20.79), приведена на рис. 20.16.

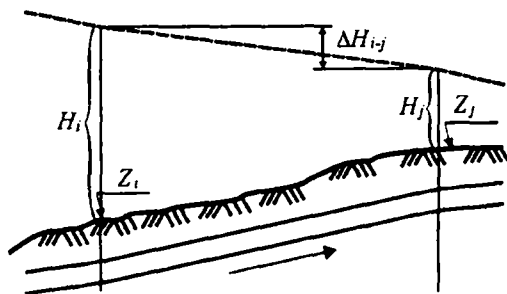


Рис. 20.16. Схема для расчёта свободных напоров

Для расчета свободных напоров во всех узлах сети предлагается следующий общий алгоритм: в узле номер 1 свободный напор первоначально принимается равным 0, затем в соответствии с формулой (20.65) рассчитываются значения напоров во всех остальных узлах (без учета разности $Z_i - Z_j$). Следующий шаг – поиск наименьшего значения напора T во всех узлах с учетом геодезических отметок, и, наконец, суммирование T и необходимого напора $MinH$ со свободными напорами узлов сети. Эта схема послужила основой алгоритма подпрограммы **CalcH**.

Общая часть программы **WaterRings** и дополнение к алгоритмам.

Алгоритм общей части программы **WaterRings** (рис. 20.17) начинается с ввода всех необходимых данных, затем следует обращение к подпрограммам формирования матрицы уравнений начального потокораспределения **FillingA** и решения этой системы **BeginStreamAllocation** (блоки 2, 3). В зависимости от выбранного пользователем метода оптимизации диаметров (блок 4) выполняется подпрограмма увязки участковых расходов **Uvjazka** или подпрограмма оптимизации **Optimize** (блоки 5, 6). Алгоритм заканчивается подпрограммой расчета свободных напоров **CalcH** и выводом на печать рассчитанных результатов.

Дополнение к алгоритмам

Как указано выше, при решении задачи начального потокораспределения была принята линеаризованная модель распределения расходов по участкам, причем значения удельных сопротивлений S трубопроводов приравнивались к единице из-за неопределенности скорости на участках. Если же рассчитать значение S при условной начальной скорости (например, 1 м/с), то линеаризованная модель еще больше приблизится к реальной и необходимое количество итераций при увязке сети уменьшится.

Примером создания компьютерной программы, реализующей указанные алгоритмы, служит программный комплекс PLUMBING, разработанный на кафедре водоснабжения и водоотведения Вологодского государственного технического университета. Пример расчета водопроводной кольцевой сети с двумя точками подачи воды и тупиком при помощи программы PLUMBING приведен в параграфе 25.8.

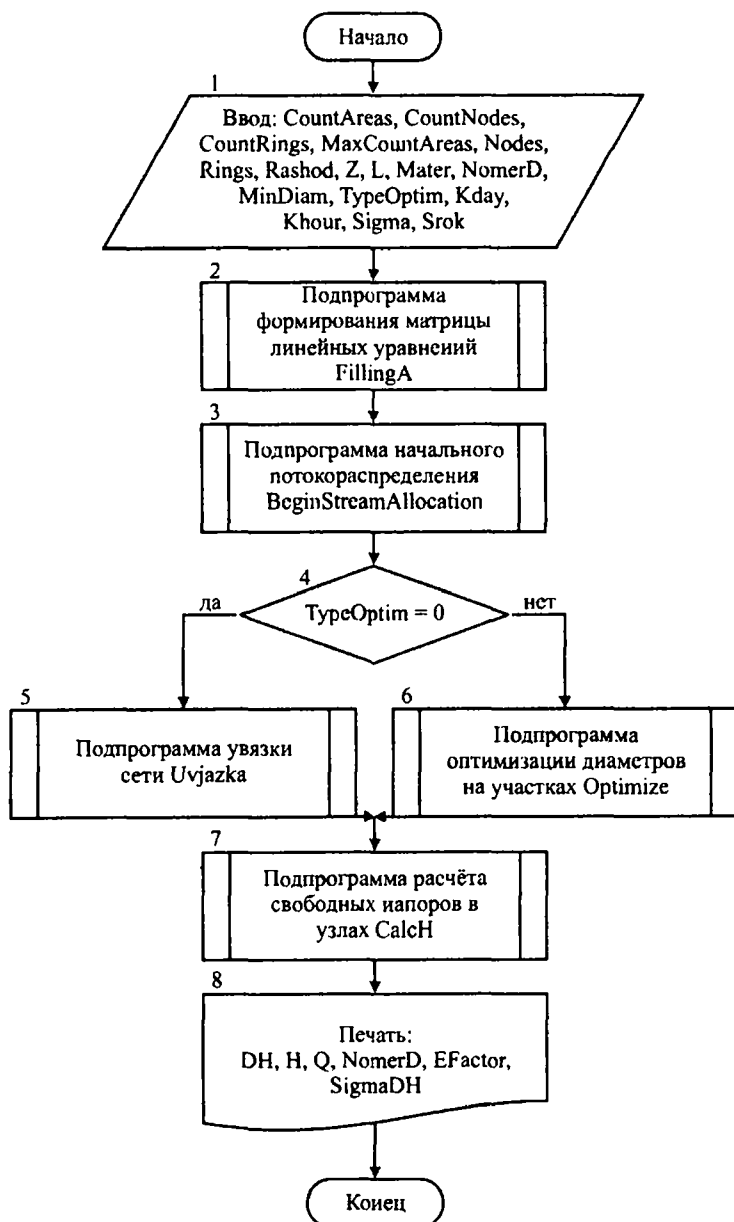


Рис. 20.17. Алгоритм расчёта водопроводной кольцевой сети

20.5. ОПТИМИЗАЦИЯ СОВМЕСТНОЙ РАБОТЫ СИСТЕМ ПОДАЧИ И РАСПРЕДЕЛЕНИЯ ВОДЫ

В современных условиях строительство новых систем подачи и распределения воды для достаточно крупных, населенных мест и промышленных предприятий производится весьма редко. В подавляющем большинстве случаев осуществляется реконструкция или расширение систем подачи и распределения воды. При их проведении приходится решать технико-экономические задачи, которые зачастую не могут быть решены с использованием традиционных подходов, используемых при проектировании новых объектов. Однако сами методы расчетов, с помощью которых осуществляется анализ работы систем водоснабжения, справедливы как для вновь строящихся, так и для реконструируемых и расширяемых систем.

При проектировании вновь строящихся систем водоснабжения их расчет и выбор параметров всех элементов системы производятся исходя из предполагаемого водопотребления на рассматриваемую очередь развития. Величина и режим водопотребления назначается также в соответствии с этими правилами. В силу большой неопределенности конкретных градостроительных решений, структуры промышленности, хозяйственно-бытового сектора, норм водопотребления и т.п., проектные решения не могут полностью отражать предстоящие условия работы системы водоснабжения. Эти решения скорее носят предполагаемые режимы работы системы. Поэтому даже детально проработанные проекты с позиции технико-экономического обоснования не могут гарантировать оптимальную работу системы в реальных условиях эксплуатации.

Основная тяжесть ликвидации возможного несоответствия проектных решений и фактических условий эксплуатации систем возлагается на эксплуатирующие эти системы организации.

Рассмотренные ранее гидравлические расчеты элементов системы подачи и распределения воды базируются на выполнении первого и второго законов Кирхгофа. Истинное распределение расходов воды по линиям водопроводной сети находится путем решения нелинейных уравнений. Для решения этих уравнений широко используют метод Ньютона и его модификации, в частности метод Лобачева-Кросса.

В практике проектирования как новых, так и реконструируемых систем в течение длительного периода времени в основе гидравлического расчета лежала «внутренняя» увязка водопроводной сети. Суть этой увязки заключается в нахождении истинного распределения расходов воды по линиям сети и соответствующих им потерь напора без учета характеристик водопотребителей, снабжающих эту систему водой. То есть, рассматривается вариант при фиксированных (заданных) отборах воды в узлах и подачах воды от каждого источника подачи воды.

Результаты этих расчетов позволяют найти требуемые параметры насосных станций, высоту водонапорной башни, определить величины пьезометрических напоров во всех узлах, их соответствие требуемым и т.п. при различных режимах водопотребления.

Проведение этих расчетов нужно на первой стадии проектирования, когда задаются предполагаемые нагрузки на систему как в количественном отношении (расходы воды от каждого водопитателя), так и в качественном отношении (соответствие требуемых и расчетных свободных напоров).

Однако выбранные фактические характеристики насосного и регулирующего оборудования, как правило, не позволяют обеспечивать все расчетные режимы их работы и гарантировать экономическую и техническую целесообразность работы всей системы подачи и распределения воды.

Все элементы системы подачи и распределения воды представляют единую гидравлическую систему. Поэтому после назначения параметров насосных станций, регулирующих емкостей, нефиксированных отборов (отборов, величины которых заданы в функции напора) и диаметров линий сети необходимо провести расчеты при различных режимах водопотребления и работы элементов системы. Они позволяют узнать, как будет работать система, то есть определить фактические подачи и напор насосных станций, напор и сработку регулирующих емкостей, фактические отборы и напоры в узлах нефиксированных отборов, напоры в различных узлах сети и т.д. Эти проверочные расчеты носят название внешней увязки. Их проведение в реальной практике без использования ЭВМ практически нереально.

Рассмотрим физический смысл внешней увязки и особенности представления исходной информации по отношению к информации для внутренней увязки сети.

Расчетная схема системы подачи и распределения воды приведена на рис. 20.18.

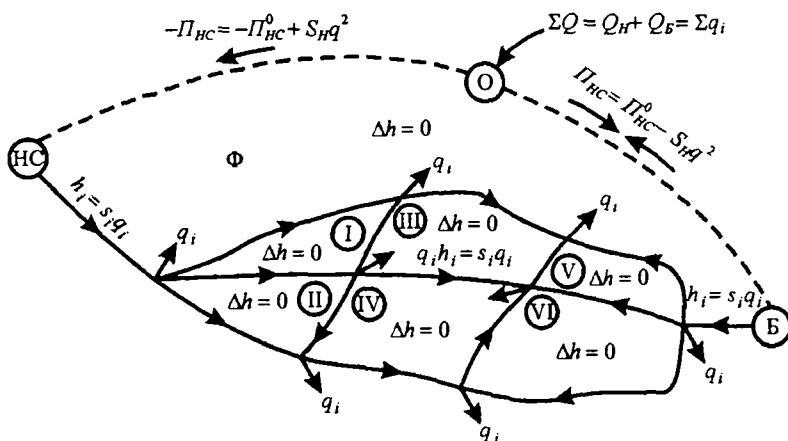


Рис. 20.18. Расчетная схема системы подачи и распределения воды

Эта схема предусматривает включение в традиционную расчетную схему водопроводной сети реальных или назначенных характеристик насосных станций, регулирующих емкостей, водоводов, станций регулирования, нефиксированных отборов. В результате возникает расчетная схема, образованная линиями реальной сети и условными «фиктивными» линиями, отображающими напорно-расходные характеристики водопитателей.

Если параметры водопитателей неизвестны, то по результатам внутренней увязки сети при заданных подачах насосной станции Q_H и расхода поступающих из башни или в башню $Q_Б$ определяются требуемые напор насосов H_H и высота водонапорной башни $H_Б$.

По полученным значениям Q_H и H_H выбирают марки и число насосных агрегатов, а также геометрические размеры регуливающей емкости.

Методика проведения подобных расчетов приведена в гл. 21, 22.

Нахождение действительных Q и H , которые будут обеспечиваться насосной станцией и регулирующей водонапорной башней, возможно лишь при анализе внешней увязки (поверочных расчетов). При этом насос задается его каталожной характеристикой $H_n = F(Q)_n$, а башня – расчетной отметкой уровня воды в ее баке $H_б = F(Q)_к$. Тогда для проведения внешней увязки системы, имеющей $e > 1$ водопитателей и нефиксированных отборов, необходимо (дополнительно к уравнениям I и II закона Кирхгофа для внутренней увязки) иметь $e - 1$ уравнение вида $F(Q)_n - F(Q)_к = (\sum h)_{мк}$, где $(\sum h_{мк})$ – сумма потерь по контуру, образуемому как реально существующими линиями сети, так и фиктивными линиями, отображающими характеристики насосов и регулирующей емкости.

Обычно характеристика $Q - H$ насосов может быть выражена двухчленной зависимостью $H_{nc} = H_0 - S_n Q^2$. Для нахождения величин H_0 и S_n необходимо решить систему уравнений:

$$H_1 = H_0 - S_n q_1^2; \quad H_2 = H_0 - S_n q_2^2, \quad (20.80)$$

где H_1 и H_2 – напоры, развиваемые при расходах Q_1 и Q_2 ; $q_1 = Q_1$ и $q_2 = Q_2$ – расходы на границах рабочей зоны каталожной характеристики насоса.

Для возможности учета в процессе расчета взаимного высотного расположения насосной станции и водонапорной башни необходимо привязать их характеристики к фактическим пьезометрическим отметкам. Пьезометрическая отметка, соответствующая напору насосной станции, выражается уравнением:

$$\Pi_{nc} = \Pi_{nc}^0 - S_n q^2, \quad (20.81)$$

где $\Pi_{nc}^0 = z_{см} + H_0$ – пьезометрическая отметка, соответствующая напору насосной станции при полностью закрытой задвижке на напорном патрубке, то есть при $q = 0$; $z_{см}$ – отметка уровня в резервуаре чистой воды.

Пьезометрическая отметка, соответствующая уровню воды в баке водонапорной башни в конце рассматриваемого режима с учетом его сработки (пополнения), определяется формулой

$$\Pi_{бб} = \Pi_{б}^0 + 3600 t q / F, \quad (20.82)$$

где $\Pi_{б}^0 = \Pi_{б} + h_0$ – пьезометрическая отметка, соответствующая уровню в баке в начальный момент рассматриваемого режима потребления ($\Pi_{б}$ – пьезометрическая отметка, соответствующая дну бака; h_0 – высота слоя воды в баке в начальный момент рассматриваемого режима водопотребления); t – продолжительность рассматриваемого режима водопотребления; q – расход, идущих из бака (в бак); F – площадь зеркала воды в баке башни (резервуар).

В рассматриваемой расчетной схеме, помимо реально существующих колец, образованных магистральными линиями колец I...VI, существует фиктивное кольцо Φ . Оно образовано двумя фиктивными ветвями, соединяющими фиктивный узел O с насосной станцией и башней, и любой цепью участков сети и водоводов (реальной системы), соединяющих насосную станцию с башней. В расчетный момент водопотребления в узел O поступает расход, равный $\sum q_i$, то есть сумме фиксированных отборов из сети. Фиктивные линии не имеют реальных сопротивлений. Им условно присваивают напоры, соответствующие напорам, создаваемым насосами и башней. Для соблюдения равенства $\Pi_{nc} = \Pi_{бб} + \sum h_i$, то есть $-\Pi_{nc} + \Pi_{бб} + \sum h_i = 0$, составляющие формулы, по которой вычисляется пьезометрическая отметка, соответствующая напору насосной станции, пишутся с обратным знаком. Если расход, поступающий от насосной станции, больше водопотребления города, то избыток поступает в башню. В этом случае движение воды в линии $B-O$ происходит от узла B к узлу O и величина $S_B q$ имеет положительный знак. Если происходит срабатывание резервуара, то расход имеет направление движения от узла O к узлу B и величина $S_B q$ будет отрицательной. Обход всего фиктивного контура позволяет составить уравнение, связывающее Π_{nc} и $\Pi_{бб}$ через суммарные потери напора в сети: $-\Pi_{nc} + \Pi_{бб} + \sum h_i = 0$.

При проведении увязки поправочный расход определяют по формуле:

$$\Delta q = -(\Delta h / \sum \beta S_i q^{\beta-1}), \quad (20.83)$$

где Δh – невязка, то есть сумма величин $\Pi_{бб} + \sum h_i$ и Π_{nc} , значения которых вычисляются по приведенным выше формулам; S_i – сопротивление насосной станции S_n , водоводов и линий сети, а также башни S_B .

$$\sum \beta S_i q^{\beta-1} = 2S_n q + 2\sum S_i q_i + S_B, \quad (20.84)$$

Увязка системы позволяет определить фактические расходы, подаваемые насосной станцией и башней, напоры, развиваемые ими, а также свободные напоры в узлах сети.

Следует отметить, что расчет разветвленных сетей с учетом характеристик водопитателей ничем не отличается от внешней увязки кольцевой сети.

Ниже представлено несколько основных типов задач, которые встречаются в практике расчета систем подачи и распределения воды. Они решаются с использованием ЭВМ.

Задачи первого типа предусматривают отыскание основных параметров системы по заданным условиям работы водопитателей, которые характеризуются напором или $Q-H$ характеристикой. Кроме того, определяют узлы, в которых найденные расчетом пьезометрические отметки меньше требуемых, и недостающий напор. Помимо этого, проводятся расчеты с изменяющимися пьезометрическими отметками одного из водопитателей, позволяющие определить требуемый напор в заданном водопитателе с учетом ограничений в диктующей точке.

Задачи второго типа предназначены для определения напоров на некоторых из насосных станций и отметок уровня воды в резервуарах, при которых фактические пьезометрические отметки в диктующих точках сети оказываются равными заданным. Проводятся расчеты с изменением отборов воды в одной из точек сети. В результате расчетов определяют основные данные, диктующие узлы и требуемые напоры у водопитателей.

Задачи третьего типа предусматривают проведение серии расчетов, на основе которых выбираются характеристики насосов как основных, так и регулирующих насосных станций, а также уровни воды в резервуарах и башнях.

Технико-экономические расчеты позволяют при заданном режиме водопотребления определять экономически выгодные диаметры участков сети и соответствующие им требуемые напоры водопитателей, а также находить оптимальные диаметры линий сети, если напоры водопитателей заданы. Кроме того, они позволяют определять экономичность принятых решений на стадии решения задач первой группы. Они носят проверочный характер.

Для возможности проведения гидравлических и технико-экономических расчетов прежде всего необходимо иметь модель реальной системы подачи и распределения воды (СПРВ). В силу объективных причин в большинстве случаев она представляется в виде идеализированной водопроводной сети. Степень соответствия ее реальной системе зависит от ряда факторов: сложности реальной СПРВ, необходимой глубины проработки, требуемой точности расчетов, достаточной информации о конкретных потребителях, возможностей ЭВМ, возможности программного обеспечения и других.

С учетом этих факторов отдельные схемы, изображающие СПРВ на различных стадиях ее развития или при различных режимах работы, следует рассматривать как часть общей схемы, отображающей систему в наиболее полной фазе развития. Эта общая схема называется структурной схемой или информационной моделью. Она, как правило, непосредственно для проведения расчетов не используется, так как при ее составлении определяется только расположение водопитателей и типология трубопроводной сети. Но она позволяет генерировать все возможные для данной расчетной системы расчетные схемы на единой информационной базе. Основой информационной модели служит схема сети трубопроводов на конец развития какого-либо этапа системы водоснабжения. При ее построении отображаются с требуемой (или возможной) степенью детализации водоводы, магистрали и распределительные линии, а также насосные станции, резервуары, башни.

Такой способ представления информации по сети удобен как для качественного и количественного восприятия инженером, так и для представления информации о ней в памяти ЭВМ в случае ее использования.

Рассмотренный подход представляет большие возможности при анализе СПРВ городов, так как позволяет совмещать в одной расчетной схеме подсистемы с различной степенью детализации. В результате этого может быть выполнен детальный анализ подсистемы с учетом достаточно полного ее взаимодействия со всей системой подачи и распределения воды с помощью программ расчета, предназначенных для расчета схем водопроводных систем средних и малых размеров. В этом случае, если система не очень сложна, то структурная схема может совпадать с ее расчетной схемой.

Проведение гидравлических расчетов систем подачи и распределения воды может потребовать больших затрат времени на составление расчетных схем и анализ резуль-

татов расчета. Существенного его сокращения можно добиться при четком разграничении задач, решаемых на каждом этапе расчетов. Рассмотрим основные положения рекомендаций, основанные на опыте НИИ ВОДГЕО и других организаций по проведению этих расчетов. Они проводятся в три этапа.

На первом этапе расчета назначается некоторое предполагаемое распределение нагрузок между водопитателями, задаются расходы воды, подаваемые в резервуары (башни) или поступающие на них. По результатам расчета, проводимого без учета характеристик насосов и высотного расположения резервуаров, определяются напоры на выходе из питающих насосных станций и отметки уровней воды в резервуарах. Это позволяет выбрать оборудование насосных станций и параметры регулирующих емкостей. Излишняя детализация расчетов на этом этапе, как правило, приводит к большим бесполезным затратам машинного времени.

На втором этапе определяется влияние саморегулирования системы на изменение нагрузок между водопитателями. Результаты этих расчетов позволяют уточнить объемы регулирующих емкостей. Зачастую уточненные объемы регулирующих емкостей значительно отличаются от определенных по результатам первого этапа. Это приводит к необходимости повторения расчетов первого этапа при уточненном распределении нагрузок между основными водопитателями.

Поверочные расчеты работы системы при авариях на тех или иных элементах и при пожаротушении проводятся на третьем этапе. Они выполняются с учетом характеристик насосных станций и изменения уровней воды в резервуарах.

Приведенная последовательность расчетов рекомендуется для вновь проектируемых систем без учета очередности развития и ввода в эксплуатацию ее отдельных элементов.

При проектировании развивающихся и реконструируемых СПРВ по очередям развития рассмотрение условий работы систем начинается не с начальной, а с некоторой последующей стадии развития, для которой выявляются узкие места, образующиеся в результате роста водопотребления. Следует обратить внимание на взаимосвязь гидравлических и технико-экономических расчетов.

Для разветвленных сетей вновь проектируемых систем потокораспределение не зависит от выбираемых диаметров труб, поэтому технико-экономический расчет таких сетей может предшествовать гидравлическому. Проведение гидравлического расчета позволяет лишь уточнить потери напора в линиях сети и требуемые напоры в точках питания.

Для кольцевых сетей расчетные расходы зависят не только от величин отборов, но и от выбранных диаметров. При такой постановке вопроса это означает, что методы технико-экономического расчета при заданном потокораспределении в применении к кольцевым сетям могут быть использованы как поверочные.

В зависимости от того, задавались ли первоначальное потокораспределение или предварительно выбранные диаметры, поверочный технико-экономический расчет определит, насколько распределение расходов отличается от желаемого или насколько предварительно выбранные диаметры труб отличаются от оптимальных.

При разновременной прокладке проектируемых трубопроводов, что характерно для большинства систем водоснабжения городов и промышленных объектов, необходимо учитывать как фактические характеристики уже существующих линий, так и их загрузки.

Выбор оптимальных проектных решений по развитию и реконструкции действующих водопроводов тесно взаимосвязан с установлением оптимальных режимов использования уже имеющихся сооружений и устройств, что является задачей автоматической системы управления производственными процессами (АСУП). Он базируется на той же информации, которая требуется для выбора оптимальных проектных решений и проведения гидравлических и технико-экономических расчетов СПРВ. Поэтому необходимо, чтобы техникой выполнения расчетов СПРВ владели не только проектные, но и эксплуатационные организации. Достигнутый уровень гидравлического и технико-экономического расчетов с помощью ЭВМ позволяет поставить и успешно решить такую задачу.

Реализация решения задач расчета СПРВ на ЭВМ осуществляется на нескольких этапах: инженерная постановка задач, создание математической модели, выбор численных методов, программирование задачи, отладка программ, проведение расчетов и анализ результатов.

Инженерная постановка задач рассмотрена в ранее изложенных материалах. Математическая модель задач гидравлического расчета базируется на системе линейных и нелинейных уравнений, отражающих I и II законы Кирхгофа для узлов и контуров сети.

Для перехода от аналитического выражения решения к конкретным числовым результатам необходимы численные методы решения задач. Расчеты на ЭВМ, как правило, производятся достаточно простыми методами, легко поддающимися программированию. Универсальных методов, позволяющих решать новые задачи, нет. Поэтому для каждой конкретной задачи выбирают тот, который в данном случае дает лучшую сходимость и достаточно прост в реализации. В большинстве отечественных программ расчета СПРВ, находящихся примененные в практике проектирования, используют метод Лобачев-Кросса и его модификации.

Длительное использование ЭВМ для расчета систем подачи и распределения воды привело к созданию большого числа программ, различных по совершенству и области применения. Если первые программы ставили своей целью механизировать увязку колец, то современные комплексные программы позволяют проводить предварительное распределение расходов воды по участкам, назначать диаметры линий сети по экономическому принципу, определять пьезометрические отметки в узлах сети и выявлять диктующие точки; выбирать параметры питающих и регулирующих насосных станций; определять режим дросселирования при перепуске воды из верхней зоны в нижнюю; определять значения отборов, зависящие от давления, режима сработки и пополнения регулирующих емкостей; изменять схемы и диаметры тех или иных участков; проводить серии расчетов по заданному графику водопотребления и т.д. Разработанные программы позволяют вести счет как в автоматическом, так и в диалоговом режиме. Они используются для проектирования новых и реконструируемых сетей. Кроме того, их применение позволяет принимать решения в процессе эксплуатации СПРВ для выбора режима работы системы при оперативном управлении. Широкому использованию ЭВМ в практике решения всевозможных задач СПРВ способствует тот факт, что современные комплексные программы ориентированы на специалистов, достаточно опытных в области проектирования и эксплуатации, но не знакомых с теми дисциплинами, которые необходимы разработчикам программ. К указанному типу, например, относятся программы, в основу которых положен метод расчета СПРВ, разработанный НИИ ВОДГЕО.

20.6. ДЕТАЛИРОВКА ВОДОПРОВОДНОЙ СЕТИ

Одним из важных вопросов, связанных с проектированием и расчетом водопроводной сети, является ее детализовка, представляющая собой выбор и размещение на сети арматуры, фасонных частей, водопроводных колодцев и других деталей.

Детализовка выполняется по принятому варианту схемы водоснабжения после гидравлического расчета сети, когда определены фактические расходы воды, диаметры и материалы труб по всем участкам сети. Для обеспечения надежности работы водопроводной сети, снижения ее себестоимости, удобства эксплуатации необходимо правильное конструирование узлов и рациональное использование существующего сортамента фасонных частей. Детализовка дается на рабочих чертежах, где условными обозначениями показывают арматуру и фасонные части, из которых должны монтироваться отдельные узлы сети.

Фасонные части применяют для изменения направления и диаметра трубопровода, а также для устройства ответвлений.

Для управления работой трубопровода и наблюдения за его состоянием устанавливают арматуру (задвижки, обратные клапаны, вантузы и т.д.).

Трубы, используемые при проектировании водопроводной сети. Водоводы и водопроводные сети чаще всего прокладывают из асбестоцементных (ГОСТ 539-80), пластмассовых (ГОСТ 18599-83), чугунных (ГОСТ 9583-75), железобетонных (ГОСТ 12586-83, ГОСТ 26819-86) и стальных (ГОСТ 10704-76, ГОСТ 8696-74) труб.

Выбор рационального типа труб и правильное размещение арматуры и фасонных частей – одна из важнейших задач проектирования трубопровода. При выборе типа труб необходимо учитывать их надежность, стоимость, гидравлические свойства, условия укладки, наличие их для строительства.

Чугунные трубы. Чугунные трубы изготавливают из серого чугуна диаметром от 50 до 1200 мм и длиной от 2 до 6 м.

Чугунные трубы соединяют между собой раструбными стыками. Гладкий конец трубы вставляется в раструб и центрируется, при этом между ним и опорным уступом раструба должен оставаться зазор около 5 мм. Щель уплотняется просмоленной пеньковой прядью, которую набивают с помощью конопатки. Более широкая канавка раструба заделывается замком из асбестоцемента, свинца или алюминия.

Для чугунных труб диаметром от 65 до 300 мм возможно использовать раструбные соединения с резиновой самоуплотняющейся манжетой; резиновым уплотняющимся кольцом. Раструбное соединение дешевле фланцевого, обеспечивает подвижность отдельных участков трубопровода (для больших диаметров – до 1, для малых диаметров до 3), обладает большей химической стойкостью. Поэтому трубы, прокладываемые в грунте, как правило, соединяют раструбами.

Фасонные части для чугунных труб изготавливаются в соответствии с ГОСТом 5525-88.

Стальные трубы. Стальные трубы допускается применять только при специальном обосновании, в случаях, предусмотренных СниПом. Стальные трубопроводы обладают высокой прочностью, могут выдерживать большие давления, хорошо сопротивляются воздействию динамических нагрузок. Поэтому их применяют для прокладки водоводов с высоким напором воды в сейсмических районах, в просадочных грунтах, используют для устройства внутренних водопроводов в зданиях, а также на ответственных участках: под дорогами, по мостам, на акведуках, в дюкерах, в насосных станциях и т.д.

Основной недостаток – повышенная подверженность коррозии. Внутренние диаметры стальных труб – от 5 до 1400 мм. Длина может быть любая, но не более 15 м. Соединения стальных труб могут быть: муфтовые, раструбные, фланцевые и сварные. Муфтами соединяют трубы диаметром до 150 мм, которые, как правило, используют для устройства внутренних водопроводов. Раструбные соединения по ГОСТу не предусмотрены и применяются крайне редко. Фланцевые соединения по ГОСТу также не предусмотрены и применяются при необходимости установки на стальном трубопроводе фланцевых чугунных фасонных частей и арматуры. Фланцы приваривают к трубе или делают подвижными.

Наиболее широко применяют сварные соединения стальных труб. В зависимости от диаметра стальных труб выбирают различные фасонные части. Для водогазопроводных труб домовых вводов применяют специальные фасонные части из мягкой стали и из ковкого чугуна.

Для труб диаметром от 100 до 600 мм используют чугунные фасонные части, изготавливаемые для чугунных труб по ГОСТу 5525-88. Широко применяют также фасонные части, которые делают на месте работ при помощи сварки.

Асбестоцементные трубы. В системах водопровода применяют асбестоцементные трубы марок: ВТ-6, ВТ-9, ВТ-12, имеющие условный диаметр от 100 до 500 мм, длиной 3-4 м.

Наружный диаметр обточенных концов асбестоцементных труб примерно равен диаметру чугунных труб, что позволяет использовать чугунные фасонные части для монтажа узлов на асбестоцементных трубопроводах.

Основной недостаток асбестоцементных труб – слабая сопротивляемость ударным нагрузкам.

Асбестоцементные трубы соединяют асбестоцементными и чугунными муфтами, которые уплотняют резиновыми кольцами.

С чугунными фасонными частями, имеющими гладкий конец, асбестоцементные трубы могут соединяться теми же муфтами или же раструбным стыком.

Для соединения асбестоцементной трубы с фланцевой арматурой к фланцу присоединяют патрубок фланец- главный конец, после чего трубу соединяют с главным концом патрубка с помощью чугунной фланцевой муфты.

Железобетонные трубы. Железобетонные трубы изготавливают диаметром от 500 до 1600 мм на давление 6–15 кгс/см².

Их применяют, главным образом, при строительстве водоводов.

Соединяют трубы раструбными стыками с резиновыми уплотнителями, стыками на железобетонных или чугунных муфтах. Для железобетонных труб применяют чугунные и сварные стальные фасонные части. Переход к фасонным частям осуществляется через патрубки, соединяемые с железобетонными трубами чугунными болтовыми муфтами.

Пластмассовые трубы. Пластмассовые трубы для хозяйственно-питьевого водоснабжения применяют из полиэтилена, полипропилена и винипласта. Эти пластмассы не влияют на качество воды. Полиэтиленовые трубы выпускают из полиэтилена низкой плотности (ПНП) и высокой плотности (ПВП). Трубы из ПНП имеют диаметр до 150 мм, а из ПВП – до 300 мм, длиной от 6 до 12 м. Трубы ПВХ выпускают диаметром до 150 мм, длиной 6-8 м.

Соединения пластмассовых труб могут быть сварные, клеевые, раструбные и фланцевые.

Клеевое соединение применяют в основном для соединения труб ПВХ.

Резьбовые соединения применяют на пластмассовых муфтах, соединительных гайках или стальных муфтах.

Фасонные части из полиэтилена используются по ОСТ 6-05-367-74 диаметром от 16 до 140 мм.

При использовании пластмассовых труб рекомендуется руководствоваться Инструкцией по проектированию и монтажу сетей водоснабжения и канализации из пластмассовых труб (СН 478-80).

Арматура водопроводной сети. Для управления движением воды в системах водоснабжения, защиты трубопроводов от большого давления или вакуума, для разбора воды из сети применяют различную водопроводную арматуру.

Водопроводная арматура делится на запорно-регулирующую (задвижки, затворы, вентили), предохранительную (предохранительн, обратные клапаны, воздушные вантузы и др.) и водоразборную (пожарные гидранты, уличные колонки).

Задвижки служат для частичного или полного закрытия трубопровода. Задвижки по конструкции запоров делят на параллельные и клиновые. Они могут быть с выдвижными или невыдвижными шпинделями. Размеры фланцев обеспечивают возможность соединения задвижек с фланцами чугунных фасонных частей.

Вентили применяют для перекрытия трубопроводов небольших и средних диаметров (до 200 мм) (в основном при монтаже внутренних водопроводов).

В отличие от задвижек у вентилей проходное отверстие закрывается клапаном (золотником). Вентили выпускаются муфтовые и фланцевые.

Обратные клапаны предназначены для автоматического предотвращения обратного тока воды в трубопроводе (например, на нагнетательном трубопроводе у насоса).

Предохранительные клапаны устанавливают на трубопроводах в случае опасности возникновения очень высоких давлений (например, на тупиковых участках трубопроводов для предохранения их от гидравлических ударов и уменьшения силы гидравлических ударов).

Воздушные вантузы служат для автоматического выпуска воздуха из трубопровода. Накапливание воздуха в трубопроводе снижает его пропускную способность, вызывает гидравлические удары и аварии. Для установки вантуза на трубопроводе монтируют тройник, обращенный отростком вверх. Вантузы устраивают в повышенных переломных точках водовода.

Водоразборные колонки служат для разбора воды населением из внешней водопроводной сети. Их размещают в проездах, исходя из радиуса обслуживания 100 м.

Пожарные гидранты служат для забора воды из наружной водопроводной сети на тушение пожара. Пожарные гидранты монтируются в колодце на специальной пожарной подставке. При пользовании гидрантом на него навинчивают стелдер, к которому присоединяют пожарные рукава.

Пожарные гидранты устанавливают на сети на расстоянии не более 150 м друг от друга. Колодцы, в которых устанавливают пожарные гидранты, должны находиться на расстоянии не менее 5 м от стен зданий и иметь удобный подъезд.

В целях экономии средств и удобства эксплуатации на участках водопроводной сети, где предусматриваются водоразбор из колонок и наружное пожаротушение из гидрантов, рекомендуется применять гидрант-колонки (ГОСТ 13816-80) с расстоянием между ними не более 150 м.

Фасонные части на сети. Монтаж узлов на сети осуществляется при помощи специальных деталей – фасонных частей. Фасонные части применяются для устройства

на трубопроводах поворотов, ответвлений, переходов от одного диаметра к другому, а также для установки на сети арматуры различного назначения.

Направление линий на водопроводной сети изменяется при помощи колен (раструбного, фланцевого, раструб – гладкого конца) с углом поворота 90° и отводов (раструб, раструб – гладким концом) с углом поворота менее 90° .

Для изменения диаметра сети применяют переходы. Для соединения раструбных труб с фланцами задвижек применяют патрубки. Для соединения двух гладких концов труб применяют двойной раструб. При устройстве на водопроводных линиях ответвлений используют тройники. Для установки на сети пожарных гидрантов применяют пожарные подставки. Кроме того, применяют фасонные части специального назначения: выпуски, служащие для опорожнения трубопроводов; седелки, предназначенные для устройства присоединений к наружной сети ответвлений к зданиям.

Фасонные части, их размеры и масса приводятся в ГОСТе 5525-88. Условные обозначения основных фасонных частей приведены в табл. 20.16.

Водопроводные колодцы. Размеры и форма колодцев определяются в зависимости от диаметров трубопроводов, а также количества и размеров фасонных частей и арматуры.

Круглые колодцы применяются диаметром 1; 1,25; 1,5; 2 м. При необходимости устройства колодца большего размера сооружаются прямоугольные камеры размерами: 2,5×1,5; 3,0×1,5; 2,5×2,0; 2,5×2,5; 3,0×3,0; 3,5×3,5 м.

При определении размера и типа водопроводных колодцев для всех узлов и водопроводных линий, где предусмотрена установка той или иной водопроводной арматуры, вычерчиваются схемы размещения фасонных частей и арматуры в колодцах, а затем по справочным материалам находят линейные размеры фасонных частей и задвижек.

Таблица 20.16

Фасонные части		
Условное обозначение на схемах	Обозначение в документах	Условный проход ствола, мм (в скобках указаны диаметры отрезка)
1	2	3
Тройники		
	ТФ – тройник фланцевый	80 (65,80); 100 (65,80,100) 125 (65,80,100,125) 150 (65,80,100,125,150)
	ТР – тройник раструбный	200 (65-200); 250 (85-250) 300 (60-300); 350 (100-350) 400 (100-400); 450 (100-450) 500 (100-500); 600 (150-600)
	ТРФ – тройник раструб-фланец	700 (150-700)
Колено		
	УФ – колено фланцевое	65-1200
	УР – колено раструбное	65-1200
	УРГ – колено раструб – гладкий конец	
Отводы		
	ОР – отвод раструбный	65-1200 $\alpha = 10^\circ$ $\alpha = 15^\circ$
	ОРГ – отвод раструб-гладкий конец	$\alpha = 30^\circ$ $\alpha = 45^\circ$

1	2	3
Переходы		
	ХФ – переход фланцевый	80*65; 100 * 65 - 100 * 80 125 * (65 - 100)
	ХРФ – переход раструб-фланец	150 * (80 - 125); 200 * (80 - 150); 250 * (100 - 200); 300 * (125 - 250)
	ХР – переход-раструб	350 * (150 – 300; 400 * (200 - 350) 450 * (200 - 400)
	ХРГ–переход раструб – гладкий конец	500 * (250 - 450) 600 * (300 - 500)
Патрубкн		
	ПФР – патрубок-фланец-раструб	65-1200
	ПФГ – патрубок-фланец-гладкий конец	
Двойной раструб		
	ДР	65-1200
Муфты		
	МН – надвнжная	65-1200
	МС – свертная	65-250
Седелкн		
	СФ – фланцевая	65-1000
	СР – с резьбой	
Заглушкн		
	ЗФ – фланцевая	65-1200
Пожарные подставкн		
	ППР – раструбная	100-1000
Тройникн с пожарной подставкой		
	ППТРФ - тройник -раструб-фланец с пожарной подставкой	D*d отрезка 100*100; 150*100; 150*150 200*100; 200*150; 200*200;
	ППТФ – тройник фланцевый с пожарной подставкой	250*150; 250*200; 250*250 300*200; 300*250; 300*300
Крест с пожарной подставкой		
	ППКРФ – крест-раструб-фланец с пожарной подставкой	D*d отрезка 100*100; 150*100; 150*150; 200*100; 200*150; 200*200;
	ППКФ - крест фланцевый с по- жарной подставкой	250*150; 250*200; 250*250 300*200; 300*250; 300*300

Минимальное расстояние до внутренних поверхностей колодца в соответствии с надлежит принимать:

- от стенок труб при диаметре труб до 400 мм - 0,3 м; от 500-600 мм - 0,5 м; более 600 мм - 0,7 м;
- от плоскости фланца при диаметре до 400 мм - 0,3 м; более 400 мм - 0,5 м;
- от края раструбы, обращенного к стенке при диаметре до 300 мм - 0,4 м; более 300 мм - 0,5 м;
- от низа трубы до дна при диаметре до 400 мм - 0,25 м; от 500 до 600 мм - 0,3 м; более 600 мм - 0,35 м.

Определив по двум направлениям требуемое расстояние, необходимо принять к устройству ближайший стандартный колодец.

Особо значительные и сложные узлы трубопроводов больших диаметров разделяются на несколько колодцев или для размещения коммуникаций по специальному проекту выполняется камера переключений.

Порядок проведения детализации

На схеме водопроводной сети показывают трубопроводы с указанием диаметров и длин участков, отводов внутриквартальной распределительной сети и мест расположения колодцев.

Трубопроводы на схеме обозначаются в соответствии с ГОСТом 21.604-82 одной сплошной линией, элементы сети и трубопроводная арматура - условными графическими обозначениями, приведенными в табл. 20.33.

Схемы сетей выполняют в плане без масштаба. Элементам сетей присваивают обозначения, состоящие из порядковых номеров элементов в пределах каждой сети. Колодцам и камерам с пожарными гидрантами присваивают марку ПГ и номер (например, ПГ-1, ПГ-2). Для колодцев, не имеющих гидрантов, вводится только нумерация. Обозначение диаметра трубопровода на схемах сетей наносится над трубопроводом.

Затем составляются монтажные схемы каждого кольца, которые выносятся в виде отдельной таблицы.

Всем элементам сети присваиваются номера позиций. Одинаковым, одного диаметра элементам присваивают одинаковые номера позиций. По монтажным схемам (рис. 20.19) составляют спецификацию всех элементов сети по форме, приведенной в табл. 20.34.

Таблица 20.34

Пример спецификации

Номер колодца	Обозначение	Наименование	Ед. изм.	Кол-во	Масса ед., кг
ВК-1	ППТФ 300×200	Тройник фланцевый с пожарной подставкой	шт	2	131,0
ВК-2	ППКФ 200	Крест фланцевый с пожарной подставкой	шт	2	111,0
ВК-3	30с14нж1	Задвижка Ø 300	шт	4	173,0
ВК-4	30с14нж1	Задвижка Ø 200	шт	5	89,0
ВК-5	ППР 200	Пожарная подставка раструбная	шт	3	75,0
ВК-6	ППР 300	Пожарная подставка раструбная	шт	1	121,0
ВК-7	ПФГ 300	Патрубок фланец – гладкий конец	шт	4	57,8
ВК-8	ПФГ 200	Патрубок фланец – гладкий конец	шт	6	32,0
ВК-9	ХРФ 300×200	Переход фланец-раструб	шт	1	66,2
ВК-10	ЧНР200А×6000 ГОСТ 8437-75	Трубы чугунные Ø 200	шт		312
ВК-11	ЧНР300А×6000 ГОСТ 8437-75	Трубы чугунные Ø 300	шт		583
ВК-12	ОРГ 30° 200 ГОСТ 5525-88	Отвод раструб – гладкий конец	шт	2	47,5

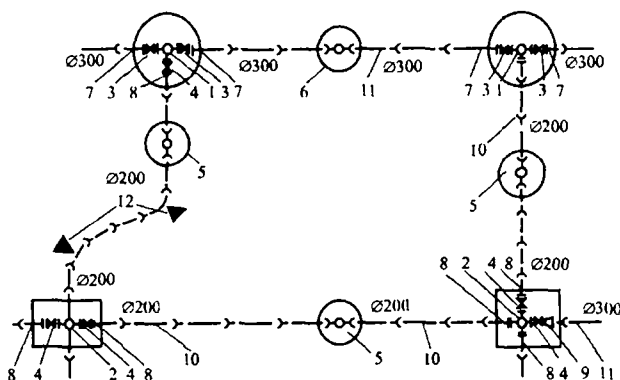


Рис. 20.19. Пример детализовки

20.7. ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ВОДОВОДОВ

Водоводы – транзитные трубопроводы, соединяющие отдельные сооружения системы водоснабжения, например, насосную станцию с водонапорной башней или с разводящей сетью. Они предназначены для транспортирования воды от водоисточника к объекту водоснабжения. Водоводы, как правило, прокладывают вне застроенной территории. Из них обычно не производится попутного водоотбора. Исключение составляют водоводы групповых систем водоснабжения, подающие воду к нескольким объектам (населенным пунктам), на которых устанавливаются ответвления для подвода воды к этим объектам.

По способу создания напора водоводы подразделяются на: нагнетательные, самотечные (или гравитационные) и комбинированные.

При транспортировании воды по нагнетательным водоводам необходимый напор создается насосами, а в самотечных водоводах вода движется самотеком под действием силы тяжести.

В зависимости от гидравлического режима работы различают напорные и безнапорные водоводы. Напорные водоводы работают полным сечением и в трубах имеется внутреннее давление, а безнапорные – неполным сечением и внутреннее давление в них отсутствует.

Нагнетательные водоводы всегда напорные. Самотечные водоводы могут быть как напорными, так и безнапорными. Безнапорные водоводы применяются сравнительно редко, так как для их прокладки требуются благоприятные рельефные условия для создания определенного гидравлического уклона, они быстрее загрязняются.

Тип водовода выбирают в зависимости от типа водоисточника, удаленности его от объекта водоснабжения, топографических условий и расхода транспортируемой воды.

По напорным водоводам (рис. 20.20, а) воду подают из питающего резервуара с меньшей отметки его свободной поверхности Z_1 в питаемый резервуар на высоту Z_2 . Для этих водоводов линия гидродинамического напора всегда лежит выше линий гидростатического напора. В самотечных водоводах (рис. 20.20, б) отметки уровня воды в питающем резервуаре больше отметок в питаемом на величину располагаемого напора

$$H = Z_1 - Z_2 \quad (20.85)$$

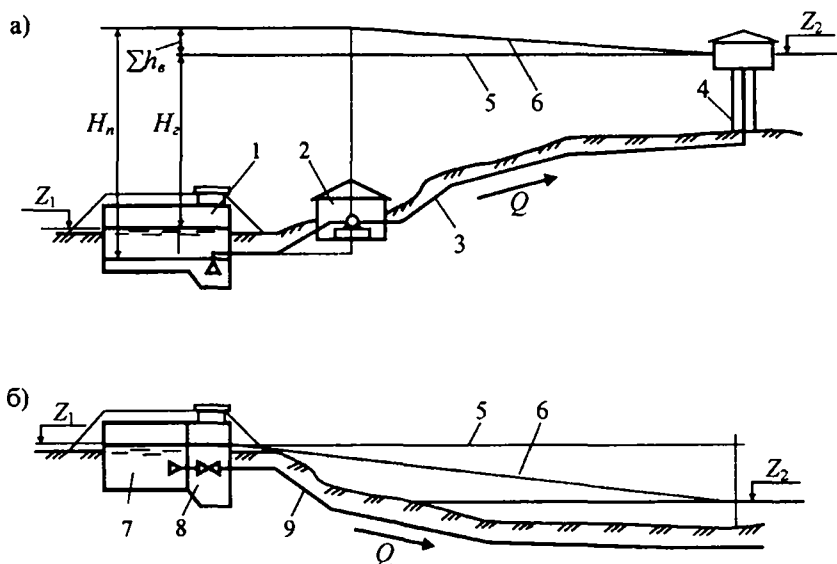


Рис. 20.20. Расчетные схемы водоводов:

а - напорного; б - самотечно-напорного: 1 – резервуар, питающий насос; 2 – насосная станция; 3 - напорный водовод; 4 – водонапорная башня; 5 – линия гидростатического напора; 6 – линия гидродинамического напора; 7 – подземный напорный резервуар; 8 – камера переключения; 9 – самотечно-напорный водовод

Для этих водоводов линия гидродинамического напора всегда будет находиться ниже линии гидростатического напора.

Самотечно-безнапорный водовод применяется в тех случаях, когда допускается, чтобы линия гидродинамического напора совпадала с поверхностью земли (чаще всего для водоотведения).

Водоводы являются ответственными элементами в системе водоснабжения и должны удовлетворять санитарно-гигиеническим требованиям. К ним предъявляются требования по экономичности и надежности подачи воды потребителям. Для обеспечения бесперебойности работы водоводы укладывают обычно в две нитки, которые, кроме того, соединяют переключениями (перемычками), позволяющими выключать на ремонт какой-либо участок в случае аварии на нем. Схема водовода в две линии труб с переключениями представлена на рис. 20.21.

Число переключений между водоводами при выключении одного водовода или его участка должно обеспечивать подачу воды на хозяйственно-питьевые нужды не менее чем на 70% расчетного расхода, на производственные нужды – по аварийному графику. При этом необходимо учитывать возможность использования запасных емкостей и резервных насосных агрегатов. Подача воды для тушения пожара должна быть во всех случаях обеспечена полностью.

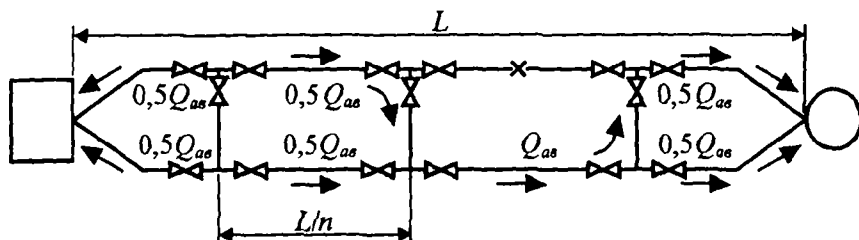


Рис. 20.21. Схема водовода в две линии с переключениями

Число переключений в соответствии с допустимым снижением подачи воды определяют из графика совместной работы насосной установки и водоводов в аварийных и нормальных условиях, при равенстве потерь напора в обоих случаях. Отношение аварийного расхода воды $Q_{ав}$ к нормальному Q выразится уравнением:

$$\frac{Q_{ав}}{Q} = \sqrt{\frac{S}{S_a}} = \sqrt{\frac{1}{\alpha}}, \quad (20.86)$$

где S – потери напора в системе водоводов, м; S_a – потери напора в системе водоводов при аварии, м; α – коэффициент, зависящий от числа переключений или числа равных участков водоводов; при двух параллельных линиях водовода одинакового диаметра и длины с участками одинаковой длины между переключениями коэффициент $\alpha = 1 + 3/n$ (n – число участков), а при трех линиях водовода $\alpha = 1 + 5/(4n)$.

Отношение аварийного расхода к нормальному при разном числе участков переключений одинаковой длины на водоводе из двух ниток, работающих при постоянном напоре насосов, имеет значения, представленные в табл. 20.35.

Таблица 20.35

Зависимость аварийного расхода от числа переключений							
Число участков переключений	2	3	4	5	6	7	8
$Q_{ав}/Q$	0,63	0,71	0,76	0,79	0,82	0,84	0,85

Ввиду особенностей местных топографических и других условий расстояния между переключениями обычно не бывают точно равными между собой. Поэтому число переключений и величину аварийного расхода приходится уточнять подбором, принимая, что повреждение произойдет на наиболее протяженном участке.

Расчет водоводов состоит из определения экономически наивыгоднейшего диаметра труб и потерь напора. При большой длине трубопровода вычисляют также возможное повышение давления при гидравлическом ударе, что необходимо для проверки прочности труб.

За расчетный расход нагнетательных водоводов принимают максимальную подачу насосной станции в соответствии с графиком работы насосов. Если в конце водовода установлены противопожарные и аварийные емкости, то учитывают также расход воды на пополнение противопожарного запаса от 48 до 72 ч. По расчетному расходу находят

экономически наимыгоднейший диаметр труб водовода и потери напора по его длине. Потери напора на местные сопротивления в длинных водоводах приближенно принимают 5% от потерь по длине. При расчете коротких трубопроводов потери в местных сопротивлениях могут быть большими и их необходимо рассчитывать.

Обычно в практике проектирования трубопроводов при расчетах местные сопротивления заменяют эквивалентными им длинами труб одинакового диаметра. Сопротивление трубопровода эквивалентной длины равно местному сопротивлению, и, следовательно, потери напора в эквивалентном трубопроводе и в заменяемых им фасонных частях или приборах

$$h^* = L_{\text{экв}} \cdot A_{\text{экв}} \cdot q^m, \quad (20.87)$$

где $L_{\text{экв}}$ – длина эквивалентного трубопровода, м; $A_{\text{экв}}$ – удельное сопротивление эквивалентного трубопровода (с/м^3); q – расход воды, $\text{м}^3/\text{с}$; m – показатель степени, для квадратичной области $m = 2$.

Определение экономически наимыгоднейших расходов воды и диаметров напорных водоводов приведены в параграфе 25.12.

Особенностью самотечных водоводов является то, что весь напор в них расходуется на преодоление потерь напора. Предположим, имеется простейший самотечно-напорный водовод постоянного диаметра (рис. 20.22).

Основная расчетная формула для такого водовода

$$h = Alq^2 = Sq^2 = H_1 - H_2. \quad (20.88)$$

Построим график зависимости $h = f(q)$. Полученная кривая (рис. 20.22) называется характеристикой водовода. Если значения потерь напора h откладывать на графике, отнимая их от отметки уровня воды в питающем резервуаре A , то каждая точка такой кривой будет показывать какой расход пропускает водовод при отметке уровня воды в питаемом резервуаре равной

$$H_2 = H_1 - h,$$

то есть фактически построенная зависимость является зависимостью $(q - H_2)$ и по ней можно легко определить приток воды в питаемый резервуар B .

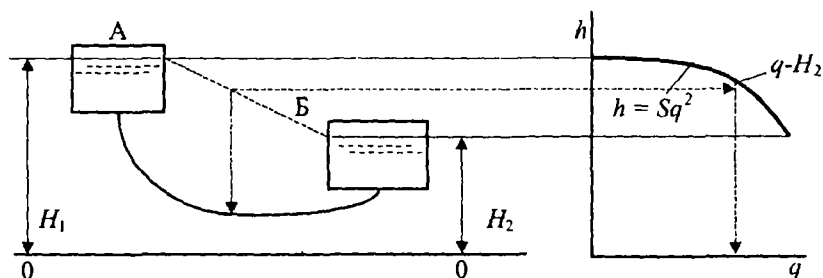


Рис. 20.22. Расчетная схема самотечно-напорного водовода

Предположим, имеется такой же водовод, но состоящий из труб двух разных диаметров (рис. 20.23). Изменяются диаметры в точке e .

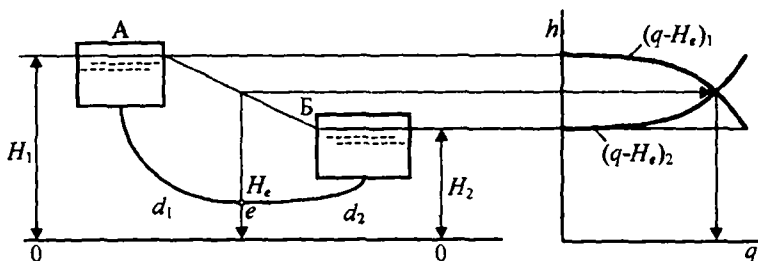


Рис. 20.23. Расчетная схема водовода из труб разных диаметров

Построим характеристику $(q - H_e)$ для первого и для второго участков водовода. Поскольку из резервуара A вода выходит, то кривая $(q - H_e)_1$ будет опускаться и, так как во второй резервуар B вода прибывает, то кривая $(q - H_e)_2$ будет подниматься. Точка пересечения этих кривых дает величину расхода в водоводе и напор в точке изменения диаметров (в точке e).

Более сложные случаи достаточно подробно изложены в литературе и встречаются не очень часто.

При дублировании водоводов определяют число участков переключений, исходя из условия, что при аварии на одной из линий пропускная способность водовода была бы не менее заданного аварийного (сокращенного) расхода

$$Q_{ав} = 0,7Q_{хоз} + Q_{пр.ав}, \text{ л/с} \quad (20.89)$$

где $Q_{хоз}$ – расход воды на хозяйственно-питьевые нужды населения, л/с; $Q_{пр.ав}$ – расход воды предприятиями по аварийному графику, л/с.

При нормальной (безаварийной) работе водовода (рис. 20.22) с расходом Q потери напора в нем составляют

$$h = A \cdot k \cdot L \cdot (0,5Q)^2 \quad (20.90)$$

Определив предварительно полный напор, подбирают насос с определенными характеристиками $Q - H$ (рис. 20.24).

$$H = H_z + h \quad (20.91)$$

Потери напора в водоводе при аварии в т.А при выключенном аварийном участке равны:

$$h_{ав} = A \cdot k_1 \cdot L / n \cdot (n-1) \cdot (0,5Q_{ав})^2 + A \cdot k_2 \cdot L / n \cdot Q_{ав}^2 \quad (20.92)$$

где n – число участков между переключениями; k_1 и k_2 – поправочные коэффициенты на неквадратичность гидравлической формулы при расходах соответственно $0,5Q_{ав}$ и $Q_{ав}$.

Решив это уравнение относительно n , получим выражение для определения числа участков между переключениями:

$$n = \left[A \cdot L \cdot Q_{ав}^2 (4k_2 - k_1) \right] : \left[4h_{ав} - A \cdot L \cdot Q_{ав}^2 k_1 \right] \quad (20.93)$$

Для квадратичной области сопротивлений ($k_1 = k_2 = 1$) формула примет вид:

$$n = \left[3A \cdot L \cdot Q_{ав}^2 \right] : \left[4h_{ав} - A \cdot L \cdot Q_{ав}^2 \right] \quad (20.94)$$

Значение $h_{ав}$ можно найти по характеристике ($Q - H$) насоса (рис. 20.24). Отложив на оси абсцисс расход $Q_{ав}$, находят напор $H_{ав}$. Разность между этим напором и геодезической высотой подъема воды H_z приравнивают потере напора при аварии $h_{ав}$

$$h_{ав} = H_{ав} - H_z \quad (20.95)$$

В самотечных водоводах величина $h_{ав}$ равна природному избыточному напору.

Прокладка водовода в две линии увеличивает его стоимость. Поэтому допускается укладка водовода в одну нитку при значительной его длине и соответствующем технико-экономическом обосновании. Если водовод проектируют в одну нитку, необходимо предусмотреть устройство запасных резервуаров в конце водовода. За счет устройства этих резервуаров обеспечивается бесперебойность водоснабжения объекта в случае аварии на водоводе.

Расчетная продолжительность ликвидации аварии на трубопроводах систем водоснабжения I категории установлена нормами от 8 до 24 часов в зависимости от условий производства аварийных работ и диаметра труб водовода (табл. 20.19). Для систем водоснабжения II и III категории указанное в табл. 20.19 время следует увеличивать соответственно в 1,25 и 1,5 раза.

В зависимости от материала и диаметра труб, особенностей трассы водоводов, условий прокладки труб, наличия дорог, транспортных средств и средств ликвидации аварии указанное время может быть изменено, но должно приниматься не менее 6 ч;

Допускается увеличивать время ликвидации аварии при условии, что длительность перерывов подачи воды и снижения подачи воды не будет превосходить пределов, установленных для соответствующей категории надежности системы водоснабжения.

При необходимости дезинфекции трубопровода после ликвидации аварии, указанное в табл. 20.37 время следует увеличивать на 12 ч.

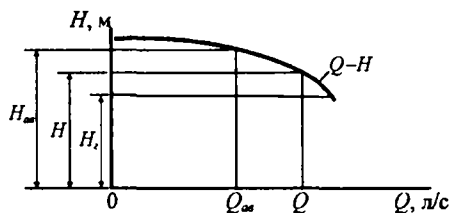


Рис. 20.24. Схема к определению потерь напора при аварии $H_{ав}$ по характеристике центробежного насоса

Расчетное время ликвидации аварии на трубопроводах, ч

Диаметр труб, мм	$T_{ав}$ при глубине заложения труб, м	
	до 2	более 2
до 400	8	12
400-1000	12	18
более 1000	18	24

Время, необходимое для восстановления аварийного объема воды, надлежит принимать 36–48 ч. Восстановление аварийного запаса следует предусматривать за счет снижения водопотребления или использования резервных насосных агрегатов.

Водоводы укладывают из стальных, чугунных, асбестоцементных и железобетонных труб. Для предохранения одного трубопровода от разрыва в случае аварии на втором расстояние между нитками водоводов принимают в зависимости от материала труб, внутреннего давления и геологических условий, но должно быть не менее: 0,7 м при диаметре труб до 300 мм, 1 м – при 400-1000 и 1,5 м – при диаметре более 1000 мм. Водопроводные трубы должны быть уложены на глубине, исключающей механическое повреждение труб и замерзание воды зимой или нагрев ее летом.

Водопроводные трубы укладывают, как правило, открытым способом на естественный грунт ненарушенной структуры без устройства искусственного основания, за исключением скальных, болотистых и плавунных грунтов.

В скальных грунтах основание траншей выравнивают слоем уплотненного мягкого грунта толщиной не менее 0,1 м над выступающими неровностями основания. В торфяных и плавунных грунтах трубопроводы располагают на основании с бетонной подушкой. В просадочных грунтах применяется предварительное замачивание грунтов в основании траншей и уплотнение тяжелыми трамбовками. Тупиковые концы напорных трубопроводов и места изменения их направления укрепляют упорами в вертикальной и горизонтальной плоскостях.

20.8. СООРУЖЕНИЯ И УСТРОЙСТВА НА ВОДОВОДАХ И РАСПРЕДЕЛИТЕЛЬНЫХ СЕТЯХ

Колодцы. Колодцы следует сооружать из сборного железобетона. При обосновании допускается устройство колодцев из местных материалов. Если уровень грунтовых вод выше дна колодца, то должна выполняться гидроизоляция дна и стен на 0,5 м выше этого уровня.

Высота рабочей части колодцев должна быть не менее 1,5 м. Высоту засыпки перекрытия колодца до поверхности земли определяют с учетом вертикальной планировки местности и принимают не менее 0,5 м; в южных районах допускается уменьшать высоту засыпки до 0,3 м.

Для управления задвижками диаметром 600 мм и более с поверхности земли в перекрытиях колодцев надлежит предусматривать дополнительные люки с крышками; к колодцам должен быть обеспечен подъезд автомашин.

В колодцах на водоводах с клапанами для впуска воздуха устанавливают вентиляционную трубу с фильтром. На водоводах, транспортирующих воду хозяйственно-питьевого назначения, фильтры должны быть такие же, как и у резервуаров.

Для спуска в колодец на горловине и стенках колодца следует устанавливать рифленые стальные или чугунные скобы; допускается устройство металлических лестниц.

Вокруг люков колодцев, размещаемых на застроенных территориях без дорожных покрытий или в зеленой зоне, необходимо устраивать отмостки шириной 1 м с уклоном от люков. Отмостки должны быть выше прилегающей территории на 0,05 м; на проезжей части улиц с усовершенствованными покрытиями крышки люков должны находиться на одном уровне с поверхностью проезжей части. Люки колодцев водоводов, прокладываемых по незастроенной территории, должны быть выше поверхности земли на 0,2 м. В колодцах при соответствующем обосновании устанавливают вторые утепленные крышки.

Некоторые наиболее часто применяемые типы железобетонных водопроводных колодцев представлены на рис. 20.25.

Переходы под железными и автомобильными дорогами (рис. 20.26). Переход водопроводных линий под железнодорожными и автомобильными дорогами, а также под городскими магистралями следует выполнять в футлярах (кожухах, туннелях). При наличии на трассе дорог или вблизи нее туннелей, эстакад и путепроводов общего назначения следует рассматривать возможность их использования для прокладки водопроводов.

Переходы должны обеспечивать полную безопасность движения транспорта во время производства работ по прокладке трубопроводов, предохранение земляного полотна и покрытия дорог от размыва при аварии трубопровода и предохранение трубопровода от разрушения при воздействии статических и динамических нагрузок.

Переходы обычно устраивают на прямолинейных участках трубопроводов с пересечением полотна железной или автомобильной дороги под углом, близким к прямому. Переходы следует располагать в местах с минимальным числом путей, как правило, вне мест стрелочных переводов, съездов и перекрестных сечений и не ближе 10 м от опор контактной сети и фундаментов искусственных сооружений.

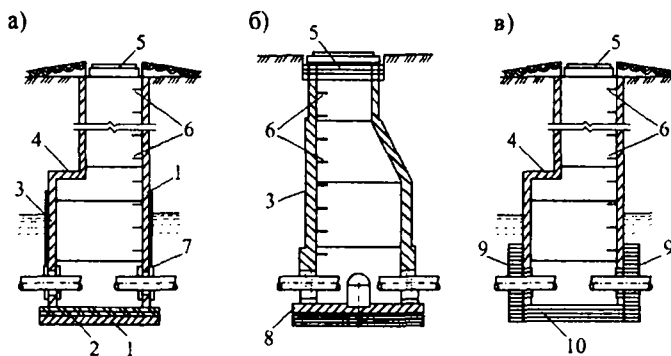


Рис. 20.25. Сборный круглый (а, б) и прямоугольный (в) железобетонные колодцы, устраиваемые в грунтах:

а — водонасыщенных; б — сухих; в — просадочных: 1 — бетонная подготовка; 2 — плита днища с асфальтированным покрытием; 3 — железобетонные кольца; 4 — плита покрытия; 5 — чугунный люк с крышкой; 6 — скобы; 7 — гидроизоляционное покрытие; 8 — плита днища на утрамбованном грунте; 9 — водоупорный замок; 10 — слой щебня; 11 — гидроизоляция

Кожухи переходов сооружаются из стальных труб при производстве работ открытым способом, способами прокола и продавливания и из керамических или бетонных блоков при производстве работ способом щитовой проходки. Под станционными же-

лезнодорожными путями общего назначения и под путями на промышленных предприятиях допускается укладка напорных стальных труб без кожухов.

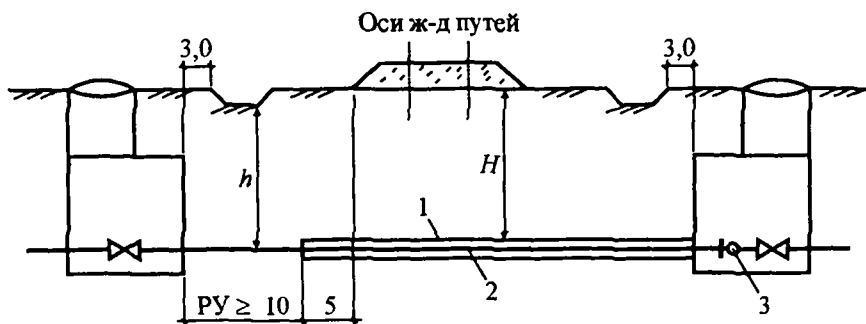


Рис. 20.26. Переход под железной дорогой:

1 - кожух стальной, 2 - рабочая труба стальная, 3 - выпуск в мокрый колодец, H - расстояние от подошвы рельса до кожуха, h - глубина заложения труб по условиям промерзания, РУ - ремонтный участок

Для отключения и опорожнения переходов на каждой из сторон при соответствующем обосновании устанавливаются колодцы с задвижками и устраивается выпуск воды в пониженные места или мокрый колодец. Расстояние от подошвы рельса до кожуха должно быть не менее 2 м, а от покрытия проезжей части автодороги до кожуха - не менее 1,5 м.

При устройстве переходов способом прокола это расстояние следует устанавливать 3 м для глинистых грунтов и 2,5 м для песчаных; при устройстве переходов способом горизонтального бурения не менее 3 м. Необходимо защищать от коррозии как рабочую трубу, так и кожухи переходов. При пересечении электрифицированных железных дорог должна предусматриваться защита от блуждающих токов. Для выполнения монтажных работ на рабочую трубу перехода привариваются простые ползунковые или диэлектрические опоры и монтажные петли.

Проекты переходов для каждого частного случая подлежат согласованию с местными организациями Министерства путей сообщения и министерств автомобильных дорог и автомобильного транспорта.

Дюкеры. Линий дюкеров при переходе через реки должно быть не менее двух (рис. 20.27). Дюкеры укладывают из стальных труб с усиленной антикоррозийной изоляцией, защищенной от механических повреждений.

Глубина укладки подводной части трубопровода, считая до верха трубы, должна быть не менее чем на 0,5 м ниже дна реки, а в пределах фарватера на судоходных реках - не менее 1 м. При этом следует учитывать возможность размыва и передеформирования дна реки. Расстояние между линиями дюкера в свету должно быть не менее 1,5 м. Угол наклона восходящих частей дюкера следует принимать не более 20 градусов к горизонту. По обе стороны дюкера необходимо устраивать колодцы и переключения с установкой задвижек.

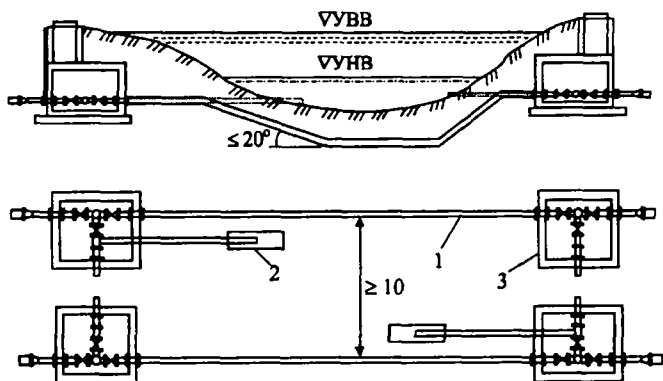


Рис. 20.27. Схема дюкера из двух линий стальных труб:
1 – водопровод; 2 – спускная труба; 3 – камеры переключений

Расположения дюкеров должны быть обозначены предупреждающими знаками - створными столбами. Створные столбы устанавливают на 100 м выше и ниже по течению от места расположения дюкера на обоих берегах реки (хорошо видимых с судов). На вершинах створных столбов укрепляют диски диаметром 1,2 м, окрашенные в красный цвет с горизонтальной белой полосой посередине шириной 20 см. В темное время суток знаки освещают желтыми створными огнями (по одному на каждом столбе), видимыми на расстоянии не менее 4 км.

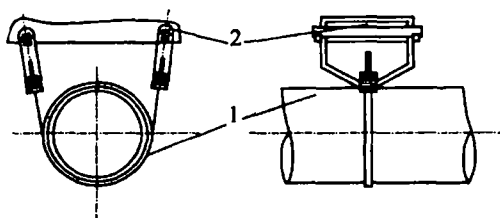


Рис. 20.28. Водовод, подвешенный под мостом:
1 – водовод с изоляцией в футляре; 2 – подвески.

Надземные и наземные переходы. Надземные переходы обычно выполняют в виде подвесок к мостам общего назначения (рис. 20.28), прокладок по таким же мостам; укладок по специально сооружаемым мостам, опорам и эстакадам, устройств самонесущих арок и «провисающих нитей».

Переходы сооружают из стальных труб с усиленной противокоррозионной изоляцией. Для защиты от охлаждения в необходимых случаях устраивают тепловую изоляцию. Выполняется изоляция из шлаковаты, диатомовых изделий и пр., защищается футляром из кровельной стали, асбестоцементной трубы и т.п.

Расчетами устанавливаются площадь сечения трубы перехода, мощность изоляции, расстояния между компенсаторами и мертвыми точками и пр.

При пересечении рек с неустойчивым дном, а иногда и при пересечении дорог устраивают переход в виде самонесущих арок и «провисающих нитей»; промежуточные опоры при этом отсутствуют.

Трубопроводы, пересекающие болота, обычно укладывают по дамбам с основанием из минерального грунта, а иногда по сваям с ростверками и лагам.

Туннели и каналы. При обосновании допускается прокладка в общих туннелях трубопроводов разного назначения - водопроводных, теплофикационных, продуктопроводящих и пр., а также кабелей связи и силовых кабелей низкого напряжения.

На рис. 20.29 представлена примерная схема оборудования проходного туннеля.

Туннели выполняют проходными, полупроходными и непроходными (каналами). Сечение туннелей преимущественно бывает прямоугольное, иногда круглое. Трубопроводы прокладывают, как правило, стальные.

Заглубление верха перекрытий туннелей принимается не менее 0,7 м и не более 2 м от поверхности земли. При прокладке стальных труб в туннеле длиной более 25-30 м трубы располагаются на роликовых или скользящих опорах с постановкой компенсаторов и «мертвых точек». В табл. 20.38 приведены желательные расстояния между трубами и ограждающими поверхностями в прямоугольных туннелях.

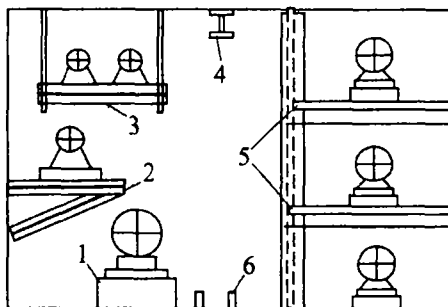


Рис. 20.29. Схема оборудования туннеля:
1 - опора; 2 - кронштейн; 3 - подвески;
4 - монорельс; 5 - стеллажи; 6 - рельсы для тележки

Таблица 20.38

Расстояния от наружной поверхности труб (без изоляции)

Условный диаметр, мм	Расстояния, мм				
	до днища туннеля	до стенки туннеля	до перекрытия туннеля	между трубами	
				без прохода	с проходом
300-400	500	500	600	500	800
500-600	500	500	600	500	800
700-800	600	600	600	600	1000-1200
1000-1200	700	700	700	700	1300-1600

Для спуска и подъема труб и оборудования, а также для прохода персонала в туннелях предусматриваются люки и подъемно-транспортные устройства. Внутри туннелей трубы и оборудование передвигаются с помощью монорельса или тележек. В туннелях должны быть устроены вентиляция, отвод просачивающейся воды, рабочее и аварийное освещение и сигнализация.

При прокладке туннелей закрытым способом они обычно выполняются щитовым методом и имеют круглое сечение.

Там, где местные условия допускают при эксплуатации подъем перекрытия, а оборудование и трубы можно расположить в одном ярусе, туннели выполняют непроходными малой высоты (каналы). По типовым проектам железобетонные сборные каналы имеют ширину от 600 до 2100 мм при высоте от 300 до 1200 мм.

Упоры. В местах поворотов трубопроводов водопроводной сети в горизонтальной и вертикальной плоскости, местах ответвлений и на концевых участках (тупиках) вследствие внутреннего давления возникают силы, действующие вдоль оси трубы и вызывающие в материале стенок труб продольное растяжение. Продольные растягивающие силы могут вызвать повреждение раструбных соединений. Во избежание этого во всех указанных выше местах должны устанавливаться упоры (рис. 20.30).

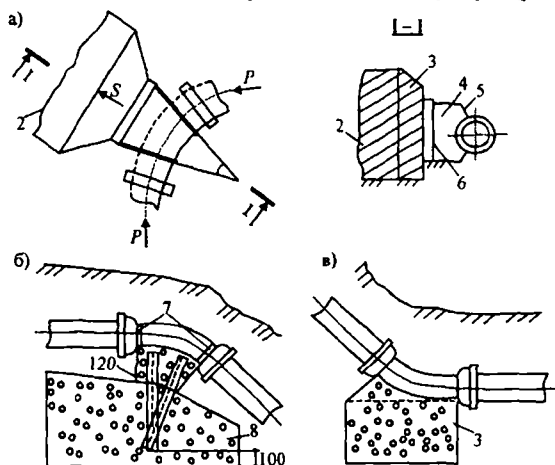


Рис. 20.30. Упоры для чугунных подземных раструбных трубопроводов:

а – при повороте в горизонтальной плоскости; б, в – при повороте в вертикальной плоскости: 1 - ненарушенный грунт, 2 - опорная поверхность, 3 - тело упора, 4 - подушка, 5 - бетон, 6 - толстая прокладка в два слоя, 7 - хомуты, 8 - анкерные болты

При расчете гидростатического давления, действующего на упор, следует исходить из наибольшего возможного его значения, что обычно соответствует испытательному давлению трубопровода P , Па. Приложенная в угле поворота α равнодействующая сила S , H определяется выражением:

$$S = 1,57d^2 P \cdot 10^{-4} \sin \alpha / 2 \quad (20.96)$$

где d - диаметр трубопровода, см.

Упоры, расположенные в грунте, рассчитывают исходя из следующих условий:

- давление на грунт не должно превышать расчетных сопротивлений;
- не должно быть выпирания грунта;
- напряжения в кладке не должны превышать нормативных;
- деформация грунта не должна нарушать стыковых соединений;
- при направлении перемещающей трубопровод силы S вверх вес упора-якоря должен ее превышать.

При рабочем давлении до 1 МПа и угле поворота до 10 градусов упоры на чугунных (или иных звеньевых) трубах допускается не устанавливать, ограничиваясь опиранием участка поворота в ненарушенный грунт. Упоры на стальных трубопроводах устанавливают лишь при расположении угла поворота в колодце и при поворотах в вертикальной плоскости на 30 градусов и более. Материал упоров - бетон, железобетон, бут, кирпич.

21. ЗАПАСНЫЕ И РЕГУЛИРУЮЩИЕ ЕМКОСТИ

21.1. БЕЗНАПОРНЫЕ РЕГУЛИРУЮЩИЕ И ЗАПАСНЫЕ РЕЗЕРВУАРЫ

Емкости в системах водоснабжения предназначены для хранения запасов воды, регулирования подачи и расхода воды и обеспечения необходимых напоров. В соответствии со схемой водоснабжения и расположением емкостей они могут выполнять одно или несколько назначений.

К регулирующим и запасным сооружениям в системах водоснабжения относят водонапорные башни, водонапорные колонны, резервуары и гидропневматические установки (воздушно-водяные котлы), содержащие объемы воды для регулирования работы системы водоснабжения, а также запасы на случай пожара или аварии. Регулирование заключается в согласовании различных режимов подачи и потребления воды при помощи аккумулирующих емкостей. При подаче воды в избытке она накапливается в емкостях, а при недостатке - забирается из них. Регулирование обеспечивает сравнительно равномерную работу водозаборов, очистных сооружений и насосных станций.

Емкости, используемые в системах водоснабжения классифицируются:

- по функциональному назначению на: регулирующие; запасные; запасно-регулирующие;
- по способу отвода воды на: безнапорные (пассивные); напорные (активные);
- по конструктивным признакам (напорные емкости) на: водонапорные башни; напорные резервуары; водонапорные колонны; гидропневматические установки;
- по степени заглубления (резервуары) на: заглубленные или подземные (резервуары чистой воды - РЧВ); незаглубленные или наземные; полузаглубленные.

Безнапорные сооружения (резервуары) устраивают у насосных станций. Они служат для регулирования работы водозаборов, очистных сооружений и насосных станций. В этих резервуарах часто содержатся также запасные воды различного назначения.

Объем воды в емкостях перед насосными станциями, работающими равномерно (например, подкачки при последовательном зонировании системы водоснабжения или оборотного водоснабжения предприятий), следует принимать из расчета 5-10-минутной продолжительности работы насоса большей производительности.

Запасные резервуары, предназначенные для хранения аварийного или противопожарного запасов воды, как самостоятельные сооружения строят сравнительно редко. Чаще всего их совмещают с регулирующими емкостями. Это не только выгодно экономически, но и позволяет избегать снижения качества воды при ее длительном хранении.

Объем, количество и расположение резервуаров определяется проектом в зависимости от совокупности диктующих условий. Во всех случаях должна быть обеспечена бесперебойная работа системы водоснабжения при выключении отдельных резервуаров как при нормальной эксплуатации, так и в случае аварии. Резервуаров в одном узле одного назначения, как правило, должно быть не менее двух, причем в каждом из них должно быть не менее 50 % противопожарного объема воды. При этом распределять запасные и регулирующие объемы воды следует пропорционально числу или объему резервуаров.

Полный объем резервуаров чистой воды (РЧВ) в системах объединенного хозяйственно-противопожарного водоснабжения:

$$W_{рез} = W_{рег} + W_{пож} + W_{с.л} \text{ м}^3, \quad (21.1)$$

где $W_{рег}$ - регулирующий объем, м^3 ; $W_{пож}$ - неприкосновенный запас воды на тушение

пожара, м³; $W_{с.н}$ - объем воды на собственные нужды водоочистной станции (промывку фильтров или контактных осветлителей, приготовление растворов реагентов и т.д.), м³.

Регулирующий объем резервуара $W_{рег}$ можно найти:

по таблицам подачи воды очистными сооружениями водопровода и отбора воды насосами второго подъема (НС-II) в течение суток;

по совмещенному графику поступления воды в резервуар и забора воды насосами второго подъема для подачи в башню.

Если графики поступления воды в резервуар и расхода воды из него совпадают, то $W_{рег}=0$. В этом случае предусматривают запас воды:

$$W_{рег} = (0,5 \dots 1,0) \cdot Q_n, \text{ м}^3, \quad (21.2)$$

где Q_n - подача воды насосами НС-II, м³/ч.

При отсутствии графиков и таблиц поступления и отбора воды регулирующий объем определяется по формуле:

$$W_{рег} = Q_{сут. \max} \cdot \left[1 - K_n + (K_q - 1)(K_n / K_q)^{K_q / (K_q - 1)} \right], \text{ м}^3, \quad (21.3)$$

где $Q_{сут. \max}$ - расход воды в сутки максимального водопотребления, м³/сут; K_n - отношение максимальной часовой подачи воды в регулируемую емкость к среднему часовому расходу в сутки максимального водопотребления; K_q - коэффициент часовой неравномерности отбора воды из емкости. Определяется как отношение максимального часового отбора к среднему часовому расходу в сутки максимального водопотребления.

При этом максимальный часовой отбор принимается равным максимальному часовому водопотреблению при отсутствии регулирующих емкостей у потребителей (башни, напорных резервуаров, пневматических установок и т.д.) или максимальной часовой производительности НС-II при наличии на сети регулирующей емкости.

Пожарный объем воды надлежит предусматривать в случаях, когда получение необходимого количества воды для тушения пожара непосредственно из источника водоснабжения технически невозможно или экономически нецелесообразно.

Пожарный объем воды в резервуарах определяется из условия обеспечения:

пожаротушения из наружных гидрантов и внутренних пожарных кранов;

специальных средств пожаротушения (спринклеров, дренчеров и др.), не имеющих собственных резервуаров;

максимальных хозяйственно-питьевых и производственных нужд на весь период пожаротушения. При этом для систем водоснабжения I и II категории допускается учитывать пополнение резервуара водой во время пожара.

Неприкосновенный противопожарный объем $W_{пож}$ рассчитывается из условия тушения расчетного количества одновременных пожаров n в течение всего нормативного времени тушения пожара $T_{пож}$. Тогда:

$$W_{пож} = 3,6 \cdot n \cdot T_{пож} \cdot Q_{пож1}, \text{ м}^3, \quad (21.4)$$

где $Q_{пож1}$ - расход воды на тушение 1 пожара, л/с; n - расчетное количество пожаров.

$T_{пож}$ - нормативное время тушения пожара. $T=3$ ч.

При определении объема неприкосновенного противопожарного запаса воды в резервуарах $W_{\text{пож}}$ для случаев гарантированной бесперебойности ее подачи в эти резервуары из водоисточника или очистной станции допускается учитывать их пополнение водой во время пожара. В этом случае величину $W_{\text{пож}}$ можно определить по формуле:

$$W_{\text{пож}} = 3,6 \cdot T_{\text{пож}} \cdot Q_{\text{пож}} + W_{\text{хоз}} - 3Q_1, \text{ м}^3, \quad (21.5)$$

где $Q_{\text{пож}}$ - расход воды на тушение расчетного количества одновременных пожаров, л/с; Q_1 - расход воды, подаваемой в резервуар при тушении пожаров, м³/ч; $W_{\text{хоз}}$ - объем воды, потребляемый за три смежных часа наибольшего водопотребления на хозяйственные и производственные нужды во время тушения пожаров:

$$W_{\text{хоз}} = \sum Q_{\text{тах}} - \sum Q_{\text{выч}}, \text{ м}^3, \quad (21.6)$$

где $\sum Q_{\text{тах}}$ - объем воды, потребляемый из сети в течение трех смежных часов наибольшего расхода по графику водопотребления, м³; $\sum Q_{\text{выч}}$ - объем воды, не учитываемый в течение 3 час. тушения пожаров, м³.

Максимальный срок восстановления неприкосновенного противопожарного запаса воды должен быть не более представленного в табл. 21.1.

Если дебит источника недостаточен для пополнения противопожарного запаса в нормативные сроки, допускается увеличивать продолжительность пополнения при условии создания дополнительного объема воды:

$$\Delta W_{\text{пож}} = W_{\text{пож}} (k - 1) / k, \text{ м}^3, \quad (21.7)$$

где $W_{\text{пож}}$ - противопожарный запас воды при требующейся продолжительности его пополнения (табл. 21.1), м³; k - отношение принятого срока пополнения противопожарного запаса воды к нормативному.

Сроки пополнения допускается принимать в 2 раза больше сроков, указанных в табл. 21.1, но не более 72 часов.

Таблица 21.1

Сроки восстановления противопожарных запасов	
Характеристика объекта	Максимальный срок восстановления $W_{\text{пож}}$, ч
Населенные пункты:	
- городские	24
- сельские	72
Промышленные предприятия с производствами, отнесенными по пожарной опасности к категориям:	24
- А, Б, В	36
- Г и Д	
То же при пожарном расходе на наружное пожаротушение не более 20 л/с:	
- В	36
- Г и Д	48
Сельскохозяйственные предприятия	72

На период пополнения противопожарного запаса воды можно снижать подачу воды на хозяйственно-питьевые нужды до 70 % расчетного расхода и подачу воды на производственные нужды по аварийному графику.

Объем воды в резервуаре на собственные нужды водоочистной станции $W_{с.н}$ включает в себя объем воды на промывку установленного оборудования (в основном фильтров и контактных осветлителей) $W_{пром}$, запас чистой воды для растворения реагентов и других собственных нужд $W_{реаг}$. При подготовке воды на хозяйственно-питьевые нужды и обеззараживании ее хлорсодержащими реагентами следует, кроме того, предусматривать объем воды для контакта с ними $W_{конт}$ продолжительностью не менее 1 ч, причем при отсутствии попутного водоразбора допускается учитывать контакт в водоводах. Объем воды, необходимый для контакта с хлором $W_{конт}$ можно уменьшать на величину противопожарного запаса.

Объем воды на промывку фильтров должен быть рассчитан на две промывки одного фильтра или три промывки при одновременной промывке двух фильтров. Величину $W_{пром}$ определяют после расчета водоочистной станции с учетом типа и площади фильтров, а также интенсивности и продолжительности их промывки.

Объем воды на промывку одного фильтра или контактного осветлителя:

$$W_{сн} = \frac{q \cdot f \cdot t}{W_{1пром}} = 1000 \text{ м}^3, \quad (21.8)$$

где q - интенсивность промывки, л/с·м²; f - площадь фильтра, м²; t - время промывки, с.

Ориентировочно объем воды на собственные нужды водоочистной станции можно принять в пределах от 3–5 до 10–12 %.

При подаче воды по одному водоводу в емкостях следует дополнительно предусматривать:

аварийный объем воды $W_{ав}$, обеспечивающий в течение времени ликвидации аварии на водоводе $T_{ав}$ аварийный расход воды $Q_{ав}$; расход воды на хозяйственно-питьевые нужды в размере 70 % расчетного часового водопотребления и производственные нужды по аварийному графику;

дополнительный объем воды на пожаротушение в размере, определенном по формуле 21.7.

Дополнительный объем воды на пожаротушение допускается не предусматривать при длине одной линии водовода до 500 м до населенных пунктов с числом жителей не более 5000 чел., а также до промышленных и сельскохозяйственных предприятий при расходе воды на наружное пожаротушение не более 40 л/с.

$$W_{ав} = 3,6(Q_{ав} \cdot T_{ав} + Q_{пож} \cdot T_{пож}), \text{ м}^3 \quad (21.9)$$

где $Q_{ав}$ – расход воды, подаваемый по водоводу в случае аварии на нем, л/с:

$$Q_{ав} = 0,7Q_{хоз} + Q_{пр.ав.}, \text{ л/с}, \quad (21.10)$$

где $Q_{хоз}$ – расход воды на хозяйственно-питьевые нужды населения, л/с; $Q_{пр.ав.}$ – расход воды предприятиями по аварийному графику, л/с; $T_{ав}$ – время, необходимое для ликвидации аварии на водоводе, ч; $Q_{пож}$ – расход воды на пожаротушение, л/с; $T_{пож}$ – расчетная продолжительность пожаротушения, ч.

Расчетное время ликвидации аварии на трубопроводах систем водоснабжения I категории следует принимать согласно табл. 21.2. Для систем водоснабжения II и III категории указанное в табл. 21.2 время следует увеличивать соответственно в 1,25 и 1,5 раза.

Таблица 21.2

Расчетное время ликвидации аварии на трубопроводах, ч

Диаметр труб, мм	$T_{ав}$ при глубине заложения труб, м	
	до 2	более 2
до 400	8	12
400–1000	12	18
более 1000	18	24

В зависимости от материала и диаметра труб, особенностей трассы водоводов, условий прокладки труб, наличия дорог, транспортных средств и средств ликвидации аварии указанное время может быть изменено, но должно приниматься не менее 6 ч.

Допускается увеличивать время ликвидации аварии при условии, что длительность перерывов подачи воды и снижения подачи воды не будет превосходить пределов, установленных для соответствующей категории надежности системы водоснабжения.

При необходимости дезинфекции трубопровода после ликвидации аварии указанное в табл. 21.2 время следует увеличивать на 12 ч.

Время, необходимое для восстановления аварийного объема воды, надлежит принимать 36–48 ч. Восстановление аварийного запаса следует предусматривать за счет снижения водопотребления или использования резервных насосных агрегатов.

Определив общий объем резервуаров, принимается их количество и определяется объем каждого резервуара.

По определенному объему подбирается, как правило, типовой резервуар и выполняется его привязка к расчетным условиям, т.е. определяются отметки расположения всех функциональных трубопроводов: переливного, противопожарного, для подачи воды на хозяйственно-питьевые нужды и т.д. В случае проектирования резервуара индивидуального изготовления его размеры определяют исходя из условия, что отношение общей глубины воды в резервуаре H к его диаметру (или характерному линейному размеру) D должно быть в пределах $H/D=0,5-1$.

Верхний уровень воды в резервуаре чистой воды обычно принимается на 0,5 м выше отметки поверхности земли в месте установки резервуара.

Зная площадь дна типового резервуара (или определив ее делением общего объема $W_{рез}$ на строительную высоту H , предварительно задавшись соотношением H/D), определяют высоту противопожарного $h_{пож}$ и регулирующего $h_{рег}$ слоя воды, а также отметки соответствующих трубопроводов.

Высота противопожарного слоя

$$h_{\text{пож}} = W_{\text{пож}} : F_{\text{дна}}, \text{ м.} \quad (21.11)$$

Высота регулирующего слоя воды с учетом воды на промывку фильтров

$$h_{\text{рег}} = (W_{\text{рег}} + W_{\text{пром}}) : F_{\text{дна}}, \text{ м.} \quad (21.12)$$

Общая глубина резервуара

$$H = h_{\text{пож}} + h_{\text{рег}} + 0,5, \text{ м.} \quad (21.13)$$

Толщина слоя утепления. Для утепления резервуаров их обычно засыпают грунтом толщиной слоя 1; 0,7; 0,5; 0,25 м. В некоторых случаях прибегают также к созданию повышенного снежного покрова, применению искусственных утеплителей и обогреву. Толщина слоя утепления $\delta_{\text{зр}}$ и его конструкция в основном зависят от коэффициента теплопередачи K_1 (от воды через перекрытие резервуара к наружному воздуху) и от теплопроводности материалов перекрытия и грунтов засыпки λ . Поэтому лучше всего использовать грунты с малой теплопроводностью и небольшой плотностью.

Значение K_1 можно найти по приближенной формуле:

$$K_1 = \frac{1,163Vm[1000(t_s - t'_s) - C_{\text{возд}}\rho_{\text{возд}}]}{24(t_s - t_{\text{возд}}) \cdot F_n}, \text{ Вт/(м}^2 \text{ К)} \quad (21.14)$$

где 1,163 - коэффициент перехода от ккал/(м²·ч·°C); V - объем резервуара, м³; m - кратность суточного обмена воды:

$$m = Q_{\text{сут. min}} : V \quad (21.15)$$

где $Q_{\text{сут. min}}$ - минимальный суточный расход воды, проходящей через резервуар, м³/сут; t_s - среднесуточная температура воды, поступающей в резервуар, °C; t'_s - среднесуточная температура воды, выходящей из резервуара, °C; $t_{\text{возд}}$ - расчетная температура наружного воздуха, °C; $C_{\text{возд}} \cdot \rho_{\text{возд}}$ - энтальпия наружного воздуха; F_n - площадь перекрытия резервуара, м².

Величина m колеблется от 0,1 до 10, причем в системах хозяйственно-противопожарного водопровода обычно в среднем изменяется от 1 до 5. Расчетные значения температуры воздуха (-20, -30, -40) и поступающей воды принимаются по местным данным, расчетное значение температуры воды, выходящей из резервуара, может достигать 0°C.

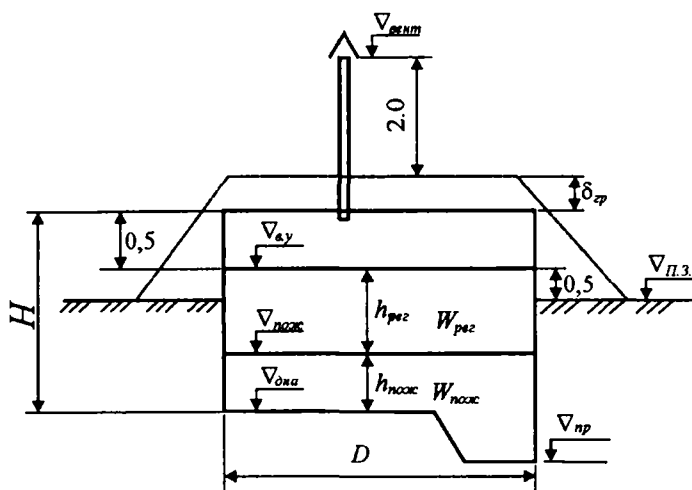


Рис. 21.1. Расчетная схема резервуара чистой воды

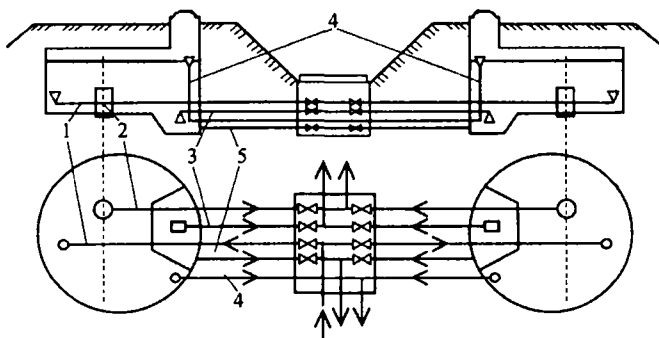


Рис. 21.2. Схема коммуникаций резервуара чистой воды:

- 1 - подача воды в резервуар; 2 - отвод хозяйственно-питьевой воды и на промывку фильтров; 3 - отвод пожарного расхода воды; 4 - перелив; 5 - сброс осадка

В целях защиты перекрытия от повреждения и для выращивания на нем травы минимальное значение $\delta_{гр}$ рекомендуется 0,25 м. В условиях жаркого климата следует рассчитывать толщину слоя засыпки из условия защиты воды от перегрева. Обычно достаточен слой грунта толщиной 0,5 м.

Отметки уровней воды и конструктивных элементов:

верхнего уровня воды в резервуаре, воронки переливного трубопровода

$$\nabla_{в.у.} = \nabla_{п.з.} + 0,5, \text{ м}, \quad (21.16)$$

где $\nabla_{п.з.}$ - естественная отметка поверхности земли в месте установки резервуара, м;

противопожарного уровня воды и приемной воронки (или расположения отверстий в сифоне) трубопровода, подающего воду на хозяйственно-питьевые нужды

$$\nabla_{\text{пож}} = \nabla_{\text{в.у}} - h_{\text{рег}}, \text{ м}; \quad (21.17)$$

дна и приемной воронки, трубопровода, подающего воду на тушение пожара

$$\nabla_{\text{дна}} = \nabla_{\text{пож}} - h_{\text{пож}}, \text{ м}; \quad (21.18)$$

дна грязевого приемка

$$\nabla_{\text{пр}} = \nabla_{\text{дна}} - (1,0 \dots 1,5), \text{ м}; \quad (21.19)$$

грязевого трубопровода

$$\nabla_{\text{зр}} = \nabla_{\text{пр}} + (0,1 \dots 0,2), \text{ м}. \quad (21.20)$$

Диаметры технологических трубопроводов:

диаметр *переливного* трубопровода (и воронки на нем) определяют из условия пропуска разности расходов поступающей и забираемой из емкости воды;

диаметры *подающего* и *отводящего* трубопроводов (с воронками на них) определяются из условия пропуска наибольших расходов. Для обеспечения циркуляции эти трубопроводы должны располагаться на разной высоте;

диаметр *спускного* (грязевого) трубопровода зависит от объема резервуара, времени опорожнения, разности отметок уровня воды и выпуска. Обычно принимается без расчета 100–200 мм.

Расчет воронки, устанавливаемой на конце трубы, производится по формуле:

$$Q = 2\pi R_v m \sqrt{2gh_s^3} \quad (21.21)$$

Или

$$h_s^{3/2} = \frac{Q}{2 \cdot \pi \cdot R_v \cdot m \cdot \sqrt{2g}}, \quad (21.22)$$

где Q – расход переливающейся воды, м³/с; R_v – радиус воронки, м, равный $(0,75 \dots 1)D_{\text{пр}}$; h_s – напор над краем воронки, $h_s = 0,03 \dots 0,05$ м; m – коэффициент расхода, зависящий от отношения h_s / R_v и формы воронки: $m = 0,25 \dots 0,5$ (в среднем 0,4); g – ускорение свободного падения, м/с².

Сохранение неприкосновенности противопожарного запаса воды в резервуаре может быть обеспечено различными способами: устройством сифона с отверстиями в верхней части (рис. 21.3, а), цилиндрического всасывающего колодца (рис. 21.3, б) или размещением напорных труб на разных отметках (рис. 21.3, в).

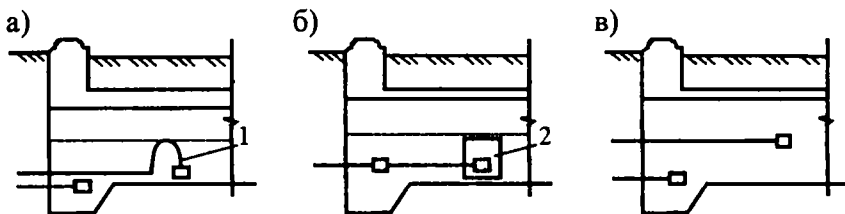


Рис. 21.3. Схемы сохранения неприкосновенного противопожарного запаса воды в резервуаре:

а – устройство сифона (1) на трубе для отбора воды на хозяйственно-питьевые нужды с 2-3 отверстиями в верхней части сифона на уровне пожарного объема; б – устройство цилиндрического всасывающего колодца (2) высотой до пожарного уровня; в – размещение труб на разных отметках

21.2. НАПОРНО-РЕГУЛИРУЮЩИЕ СООРУЖЕНИЯ

К напорно-регулирующим сооружениям относятся водонапорные башни, высоко расположенные наземные напорные резервуары, а также воздушно-водяные (гидропневматические) котлы. Эти сооружения располагаются на высоких отметках местности в непосредственной близости к распределительной сети населенного пункта.

Напорные сооружения (башня, резервуар) имеют высоко расположенную емкость, благодаря которой создается необходимый напор в водопроводной сети. В гидропневматических установках заданный напор в сети поддерживается в результате давления сжатого воздуха на свободную поверхность воды в воздушно-водяном баке (котле). Помимо регулирования, башни и резервуары, имея свободный уровень воды, выравнивают напор в сети; изменения напора центробежных насосов не передаются в сеть.

Водонапорная башня (рис. 21.4) предназначена для хранения регулирующего и противопожарного запасов воды, а также для создания и поддержания в сети необходимых напоров.

Высота водонапорной башни может быть определена по пьезометрическому графику как разность отметок пьезометрического напора и геодезической высоты в месте установки водонапорной башни или рассчитана по формуле:

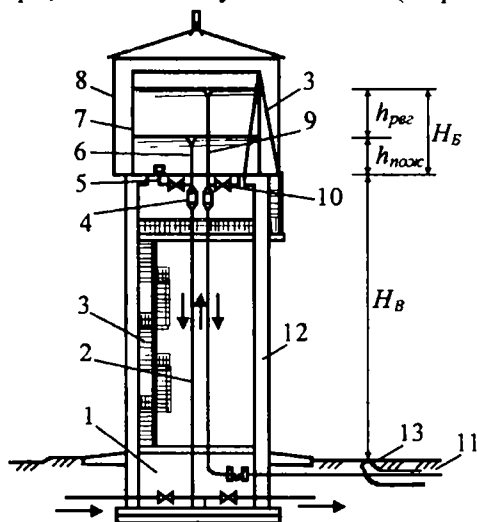


Рис. 21.4. Схема водонапорной башни:

1 – фундамент и подвальное помещение; 2 – подающе-отводящая труба; 3 – лестницы; 4 – сальниковые компенсаторы; 5 – труба забора воды на противопожарные нужды; 6 – труба для забора воды из бака на хозяйственно-питьевые нужды; 7 – бак; 8 – шатер; 9 – переливная труба; 10 – грязевая труба; 11 – сбросная труба; 12 – опорная конструкция (ствол); 13 – гидравлический затвор

$$H_{аб} = Z_{от} - Z_{аб} + H_{св} + \sum h_{от-аб}, \quad (21.23)$$

где $Z_{\text{от}}$ - отметка поверхности земли в диктующей точке, м; $Z_{\text{вб}}$ - то же у водонапорной башни, м; $H_{\text{св}}$ - свободный напор в диктующей точке, зависящий от этажности застройки, м; $\sum h_{\text{от-вб}}$ - суммарные потери напора на участке от башни до диктующей точки, м.

Объем бака водонапорной башни складывается из регулирующего объема воды и десятиминутного запаса ее на случай тушения пожара:

$$W_{\text{б}} = W_{\text{рег}} + W_{\text{пож}}, \quad (21.24)$$

где $W_{\text{рег}}$ - регулирующий объем воды в баке, м³; $W_{\text{пож}}$ - противопожарный запас воды, м³.

Регулирующий объем воды в баке удобно определять в табличной форме с учетом графика водопотребления населенного пункта и графика работы насосов второго подъема по часам суток. При этом необходимо пользоваться следующими рекомендациями:

- в час максимального водопотребления подача воды из бака рекомендуется в количествах не более 10-15% от суммарного расхода воды по объекту водоснабжения в этот час;
- поступление в бак при транзите в него воды рекомендуется в количествах не более 20-25% от расхода воды в сети в часы транзита;
- регулирующий объем бака водонапорной башни не должен быть более 2-5% от суточного расхода;
- оптимальное число рабочих насосных агрегатов станции второго подъема обычно находится в пределах от 2 до 4;
- при подборе насосов следует учитывать снижение их общей водоподдачи за счет параллельности их работы.

При автоматизации работы насосов, подающих воду в башню, регулирующий объем воды в баке определяют по формуле

$$W_{\text{рег}} = Q_{\text{н}} : 4n \quad (21.25)$$

где $Q_{\text{н}}$ - средняя подача насосов в период между включением и отключением, м³/ч; n - количество включений насоса в час, можно принимать $n=5-6$.

При отсутствии графиков и таблиц поступления и отбора воды регулирующий объем определяется по формуле (21.3).

Неприкосновенный противопожарный объем $W_{\text{пож}}$ рассчитывается из условия тушения одного внутреннего и одного наружного пожара в течение 10 минут (10 минут - время, необходимое для запуска пожарных насосов и поступления воды на тушение пожара в сеть):

$$W_{\text{пож}} = 0,6(Q_{\text{1пож}} + Q_{\text{1вн.пож}} + Q_{\text{х.п.}}) \quad (21.26)$$

где $Q_{\text{1пож}}$ - расход на тушение 1 наружного пожара, л/с; $Q_{\text{1вн.пож}}$ - расход на тушение 1 внутреннего пожара, л/с; $Q_{\text{х.п.}}$ - максимальный расход воды на хозяйственные нужды.

По полученному суммарному значению объема воды можно подобрать типовой бак или установить диаметр и высоту бака, исходя из отношения высоты к диаметру $H/D \approx 0,5-1,0$. Предпочтительно, чтобы отношение высоты бака к его диаметру было небольшим. В этом случае исключаются значительные колебания напоров в сети и обеспечиваются более благоприятные условия работы насосов.

Основные наиболее употребительные конструктивные типы баков на водонапорных башнях следующие:

- прямоугольный или круглый в плане, с *плоским дном* (рис. 21.5, а). Резервуары этого типа небольшой вместимости 10–50 м³ делают из листовой стали или дерева;

- круглый в плане, с *коническим дном* (рис. 21.5, б);

- круглый в плане, с *выпуклым дном*. Может выполняться из железобетона или листовой стали (рис. 21.5, в). Иногда в дно резервуара устраивают шахту (рис. 21.5, г) для подъема вверх обслуживающего персонала и осмотра бака. При наличии кольцевого пространства между стенками бака и шатром устройство шахты не нужно. Этот тип резервуара наиболее распространен при средних по своим размерам системах водоснабжения;

- круглый в плане, с *выпуклым дном*. Резервуары делают из листовой стали; применяют главным образом для объемов воды более 400–500 м³ (рис. 21.5, д);

- бак системы *Интце* (рис. 21.5, е), круглый в плане. Делается из железобетона или листовой стали. Разработаны типовые чертежи железобетонных башен с резервуарами типа Интце на объем воды 200–750 м³.

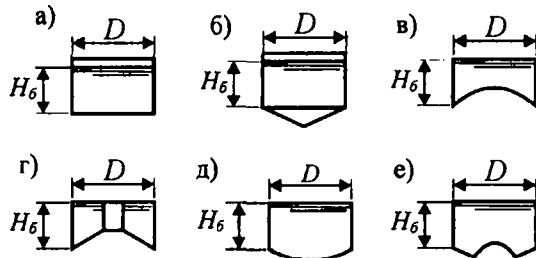


Рис. 21.5. Основные типы баков водонапорных башен

Формы и конструкции несущей части башни весьма разнообразны и в значительной степени зависят от вместимости бака и строительного материала, из которого они выполнены.

Водонапорная башня (рис. 21.4) должна быть оборудована трубопроводами и арматурой, имеющими соответствующее эксплуатационное назначение. Трубы применяются стальные. Диаметры подводящих $d_{под}$ и отводящих $d_{отв}$ труб (стояков) определяют в зависимости от расхода и допускаемой скорости, которая не должна превышать 1,0÷1,2 м/с. Диаметр переливной трубы $d_{пер}$ принимают на 2-3 сортамента меньше диаметра подающей трубы $d_{под}$, но из условия пропускания разности расходов воды, поступающей и забираемой из бака башни. На переливной трубе устанавливают приемную воронку диаметром $D_{вор} = (1,5...2,0)d_{пер}$. Диаметр грязевой трубы $d_{гр}$ принимают в пределах 100÷200 мм в зависимости от емкости бака. На грязевой трубе воронку не устанавливают.

Сбросные переливные трубы от водонапорных башен хозяйственно-питьевого водоснабжения допускается присоединять только к водосточной сети или выводить в открытую канаву с разрывом струи и установкой на конце трубопровода обратного

клапана (захлопки). Кроме того, в конце трубопровода должна быть установлена решетка с прозорами между прутьями 10 мм.

Для башен производственных водопроводов сбросные трубы допускается присоединять к канализации любого назначения, но с обязательным разрывом струи (конец трубы не должен погружаться в поток сточной жидкости).

На трубопроводах, проходящих внутри башни, при жесткой заделке труб в днище бака устанавливают компенсаторы, предназначенные для компенсации возможных изменений длин стояков. Трубопроводы защищают от замерзания воды в них.

Если при тушении пожара башня должна отключаться, то она оборудуется автоматическими устройствами, обеспечивающими дистанционное отключение при пуске пожарного насоса.

Водонапорные колонны предназначены для тех же целей, что и водонапорные башни. Они широко распространены на небольших объектах водоснабжения и в системах промышленного водоснабжения. Они дешевле водонапорных башен, проще в изготовлении и эксплуатации, могут использоваться как средство борьбы с гидравлическими ударами в трубопроводах и выполнять роль промежуточного резервуара между последовательно работающими насосными станциями. Недостатком колонн является возможность застоя воды в них, что может приводить к ухудшению качества воды.

Башни-колонны можно применять и на сравнительно крупных водопроводах при совмещении их с насосными станциями подкачки по схеме, представленной на рис. 21.6.

В таком сооружении основной регулирующий объем содержится в колонне (стволе). В часы, когда насосная станция второго подъема подает воды больше, чем ее потребляется в сети, излишек по подающе-отводящей трубе поступает в напорный бак, отделенный от колонны днищем. После заполнения регулирующего объема в баке вода переливается в колонну по переливной трубе. Емкость колонны определяют так же, как и емкость водонапорной башни.

$$W_k = W_{рег} + W_{пож} \quad (21.27)$$

В часы, когда водопотребление из сети превышает подачу насосной станции второго подъема, недостающее количество воды поступает в сеть из башни по подающе-отводящей трубе. При этом регулирующий объем воды в баке начинает срабатывать. К моменту полного срабатывания автоматически включается насос подкачки, и вода из колонны по напорной трубе поступает в бак. Насос подкачивания работает до полного заполнения регулирующего объема бака, после чего автоматически отключается и находится в выключенном состоянии до следующей сработки регулирующего объема воды. При тушении пожаров неприкосновенный противопожарный запас воды поступает в сеть по соответствующей трубе. Во избежание переполнения бака устанавливают предохранительную переливную трубу, а для поступления и выхода воздуха из колонны – воздушную трубку.

Насосы подкачивания подбирают по расходу:

$$Q_{н.п} = Q_{макс} - Q_{нс-II} \quad (21.28)$$

где $Q_{макс}$ – максимальное водопотребление из сети; $Q_{нс-II}$ – подача насосов второго подъема (НС-II) в этот час.

Регулирующий объем воды в баке определяют по формуле:

$$W_{\text{рег}} = Q_{\text{н.п}} : 4n \quad (21.29)$$

Достоинством приведенной схемы (рис. 21.6) является меньшая строительная стоимость и меньший расход электроэнергии, затрачиваемой на водоподъем, а недостатками – увеличение установленной мощности насосного оборудования и усложнение эксплуатации.

В системах водоснабжения небольших объектов находят также применение гидропневматические установки. Они выполняют роль водонапорной башни. Требуемый напор в них создается давлением сжатого воздуха.

Эти установки бывают переменного и постоянного давления. Схема установки переменного давления представлена на рис. 21.7.

В часы минимального водопотребления, когда подача воды насосами 2, забирающими воду из резервуара 1, превышает водоотбор из сети, избыток воды поступает в водовоздушный бак 5. При этом повышается уровень воды в баке и увеличивается давление воздуха на свободную поверхность. При достижении максимального уровня воды в баке, соответствующего отметке Z_2 , реле давления 4 замыкает цепь питания катушки магнитного пускателя 3 и отключает насос. С этого момента подача воды в водовод 7 осуществляется от водонапорного бака под давлением сжатого воздуха $P_{\text{макс}}$. В процессе сработки уровня воды давление в баке снижается. При достижении уровня, соответствующего отметке Z_1 , давление в баке снизится до $P_{\text{мин}}$. Рабочий цикл установки повторяется.

Минимальное давление $P_{\text{мин}}$ назначается из условия обеспечения требуемого свободного напора в диктующей точке сети. Во все остальные моменты, когда $P > P_{\text{мин}}$, свободный напор в этой точке сети будет выше требуемого.

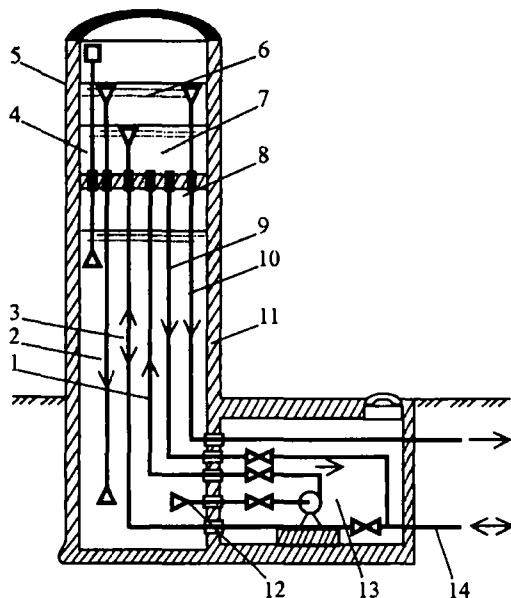


Рис. 21.6. Схема оборудования водонапорной башни-колонны:

1 - напорная труба для подачи воды из колонны в бак; 2 - рабочая переливная труба; 3 - подающе-отводящая труба; 4 - воздушная труба; 5 - бак; 6 - регулирующий объем; 7 - непрерывный противопожарный объем; 8 - днище бака; 9 - труба для подачи воды в сеть при тушении пожара; 10 - предохранительная переливная труба; 11 - колонна; 12 - всасывающая труба насосов; 13 - насосная станция подкачки; 14 - труба к водопроводной сети

Общий объем водовоздушного бака:

$$W_{полн} = W_{рег} + W_{пож} + W_{возд} \quad (21.30)$$

где $W_{рег}$ - регулирующий объем, заключенный между уровнями Z_1 и Z_2 , определяется путем совмещения графиков подачи и потребления воды.

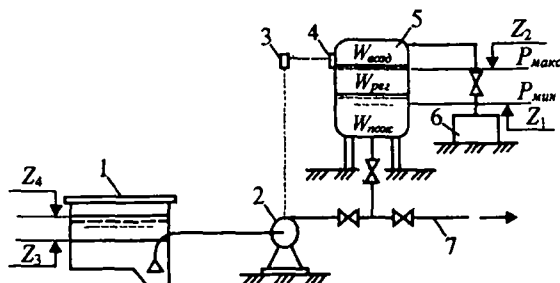


Рис. 21.7. Гидропневматическая напорная установка:

1 - резервуар, питающий насосы; 2 - насосный агрегат; 3 - шкаф управления; 4 - реле давления; 5 - водонапорный бак; 6 - компрессор; 7 - напорный трубопровод

При автоматической работе насоса $W_{рег}$ можно определить по формуле:

$$W_{рег} = Q_n : 4n, \quad (21.31)$$

где $n=5-10$ - допустимое число включений насоса в час;

$$Q_n = Q_{с.макс} - Q_{н-11} \quad (21.32)$$

где $Q_{с.макс}$ - максимальное водопотребление из сети, $м^3/ч$; $Q_{н-11}$ - подача насосов НС-II в час максимального водопотребления, $м^3/ч$.

Неприкосновенный противопожарный объем $W_{пож}$ рассчитывается так же, как и для водонапорной башни, из условия тушения одного внутреннего и одного наружного пожара, но время можно сократить до 5 минут:

$$W_{пож} = 0,3(Q_{1пож} + Q_{1вн.пож}) \quad (21.33)$$

где $Q_{1пож}$ - расход на тушение 1 наружного пожара, л/с; $Q_{1вн.пож}$ - расход на тушение 1 внутреннего пожара, л/с; $W_{возд}$ - объем воздуха при $P = P_{макс}$

$$W_{возд} = W_{рег} / (\epsilon - 1) \quad (21.34)$$

$$\epsilon = (P_{макс} + 1) / (P_{мин} + 1) \quad (21.35)$$

Опытным путем установлены оптимальные значения коэффициента $\epsilon \cong 1,33-2$.

Существуют схемы таких установок с двумя соединенными трубопроводом баками, один из которых предназначен для воды, другой – для сжатого воздуха. Эти установки рассчитаны на большую производительность.

В гидропневматических установках переменного давления насосы должны работать в широком диапазоне характеристик $Q-H$. В процессе эксплуатации определенная часть воздуха, находящегося в баке, растворяется в воде, вытекает через неплотности. Для поддержания давления воздуха в баке установка оборудуется компрессором 6. В основе расчета установок лежит закон Бойля-Мариотта.

Установки постоянного давления позволяют с помощью регулятора давления поддерживать постоянное давление воздуха в гидропневматическом баке и тем самым обеспечивать постоянство расхода и давления у потребителя. Эти установки несколько сложнее описанных выше. Они могут применяться в системах пожаротушения и промышленного водоснабжения, если изменение напора приводит к недопустимым колебаниям расходов воды.

Гидропневматическое водоснабжение целесообразно применять в тех случаях, когда недопустимо устройство водонапорной башни из-за большой ее стоимости вследствие недостаточно устойчивых грунтов основания, а также при устройстве небольших систем водоснабжения со сравнительно высоким давлением. Весьма выгодно гидропневматическое водоснабжение отдельных зданий.

Автоматическая гидропневматическая установка может быть размещена в шахте колодца. Отечественная промышленность выпускает автоматическую безбашенную электроводокачку ВЭ-2,5, которая может обеспечить водоснабжение поселка с суточным расходом воды 35–50 м³. Суточный дебит колодца должен быть больше необходимого суточного расхода воды на 10–30 %.

Характеристики выпускаемых серийно установок приведены в табл. 21.3

Таблица 21.3

Технические характеристики пневмонасосных автоматических установок

Тип установки	ВУ-2-35	13У-4,5-107	ВУ-2-20	ВУ-9-35	ВН-8-50
Источник водоснабжения	Скважина с диаметром (Ø) 4"	Скважина с Ø6"	Шахтный колодец	Поверхностный водоем	Скважина с Ø8"
Тип насосов	погружной электрический	погружной электрический	погружной лопастной электрический	непогружной лопастной электрический	водоструйный электрический
Марка насосов	ЭВЦ4-2-40	ЭВЦ6-4,5-180	ИГ-10	213-1,6Н	ВЕ-2-8
Мощность насосов, кВт	0,75	4,5	1,0	4,5	7,0
Производительность насосов, м ³ /ч	2,0	4,5	2,0	4,0	4-14
Напор насосов, м	35	170	20	35	66-42
Емкость пневмобаков, л	160	500	20	800	800

В каждом конкретном случае целесообразность применения системы гидропневматического водоснабжения должна быть доказана технико-экономическими расчетами.

21.3. РАСЧЕТ ОПТИМАЛЬНОЙ РЕГУЛИРУЮЩЕЙ ЕМКОСТИ НА ЭВМ

Постановка задачи

Приводимые ниже алгоритм и программа расчета величины объема регулирующих емкостей разработаны для самого простого случая - двухступенчатой подачи насосов.

Исходными данными для расчета являются часовые расходы в процентах от суточного водопотребления. Расчетом требуется определить час включения и час выключения одной из подач насосов, величины обеих подач, а также объем регулирующей емкости.

Решаемая задача является задачей *многомерной оптимизации*, т.е. сводится к поиску экстремума целевой функции, зависящей от нескольких независимых переменных. В данном случае целевой функцией является величина объема регулирующей емкости, которая должна быть *минимальной*, а независимыми переменными - час включения, час выключения одной подачи и отношение величин подач (рис. 21.8). На этом рисунке изображена поверхность целевой функции, которая получена при расчете конкретного примера.

Общие принципы расчета

Расчет заключается в подборе пары значений: часа включения и выключения одной из подач насосов (которую условно назовем *большой*) так, чтобы регулирующий объем был минимальным. Непосредственно расчет величины объема при заданных часах включения и выключения предусматривает определение такого соотношения подач, при котором объем также будет минимальным. Таким образом, основным содержанием расчета является *двухмерная оптимизация*, включающая в себя на каждом приближении *одномерную оптимизацию*.

Первая задача оптимизации в приведенном ниже алгоритме решается методом *прямого поиска*, вторая - методом *последовательного перебора с переменным шагом*.

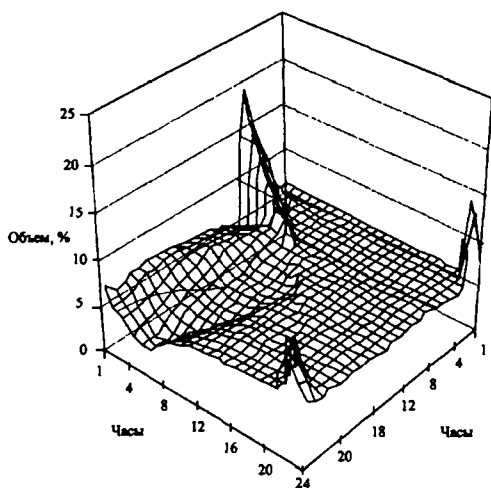


Рис. 21.8. Функция отклика – зависимость регулирующего объема от пары переменных: часа включения и выключения большой подачи

Описание алгоритмов и программ

Реализация алгоритмов расчета выполнена в виде программы **Regul**. Названия подпрограмм, входящих в основную программу, приведены в табл. 21.4.

Таблица 21.4

Основные подпрограммы, используемые в программе

Название	Описание
Volume	Расчет объема регулирующей емкости при трех заданных параметрах
Perebor	Последовательный перебор с переменным шагом
AllDirect	Выбора варианта перехода на следующий шаг методом прямого поиска
Optimize	Прямой поиск
CalcVolume	Расчет остатка воды в емкости и часа нулевого объема

Исходные данные о часовых процентных расходах вводятся пользователем в массив *Rash*. В программе используются следующие переменные (табл. 21.5).

Подпрограмма **Volume** реализует вычисление непосредственно целевой функции $RegulVolume = f(XQ, BigOn, BigOff)$ – объема регулирующей емкости в зависимости от соотношения подач и часов включения и выключения одной из подач.

В подпрограмме **Perebor** реализована одномерная оптимизация целевой функции $RegulVolume$ с независимой переменной - отношением большой и малой подач XQ (при постоянных значениях часа включения и выключения большой подачи). Задачей оптимизации является нахождение такого значения XQ , при котором $RegulVolume$ достигает своего минимального значения. Как уже было указано выше, для решения этой задачи был выбран метод последовательного перебора с переменным шагом, который имеет некоторое преимущество по показателю трудоемкости по сравнению с другими.

Таблица 21.5

Переменные, используемые в алгоритмах и программе

Переменная	Описание
<i>Простые переменные</i>	
<i>NulHour</i>	Час нулевого объема
<i>BigOn, BigOff</i>	Час включения и выключения большой подачи
<i>QBig, QSmall</i>	Величина большой и малой подачи
<i>XQ</i>	Отношение большой и малой подач
<i>RegulVolume</i>	Регулирующий объем
<i>Массивы</i>	
<i>VolumeWater</i>	Остаток воды в емкости по часам суток
<i>Pritok</i>	Подача воды насосами по часам суток

Подпрограмма **AllDirect** является вспомогательной для двумерной оптимизации. Ее назначение - производить перебор вариантов для изменения значений часа включения и выключения большой подачи (переменные I и J) по всем восьми возможным направлениям с целью выяснения такой пары I, J , при которой функция **Perebor** минимальна. Схема перебора представлена на рис. 21.9.

В подпрограмме **Optimize** производится двумерная оптимизация целевой функции методом прямого поиска. Этот метод заключается в пошаговом измене-

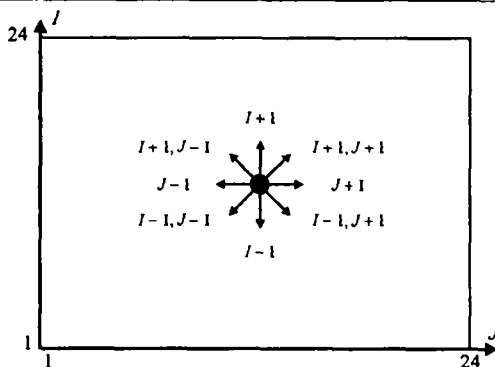


Рис. 21.9. Схема выбора вариантов по 8-ми направлениям

нии значений независимых переменных (I, J) , вычислении целевой функции y и сравнении ее с предшествующим значением y_0 . Результат $y < y_0$ будет свидетельствовать о том, что шаг сделан в правильном направлении, поэтому следует принять $y_0 = y$ и продолжить процесс поиска. В противном случае оптимизация считается завершенной. На рис.21.10 изображен алгоритм подпрограммы **Optimize**.

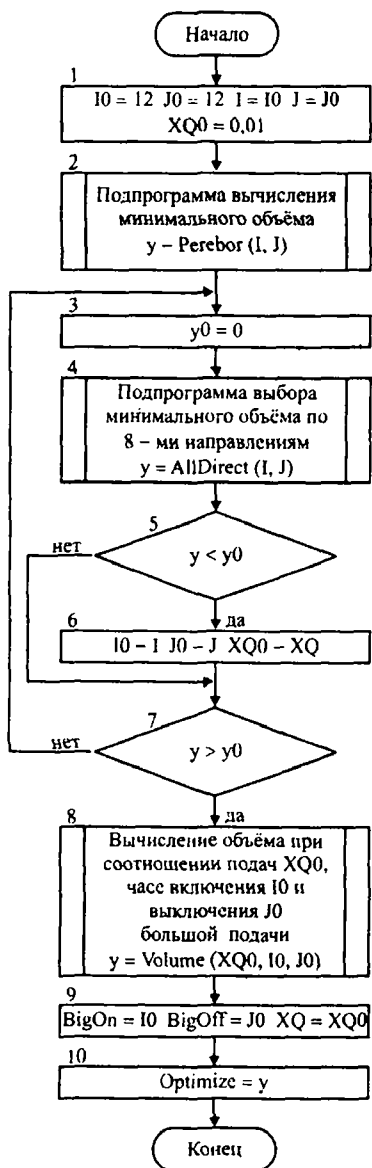


Рис. 21.10. Алгоритм оптимизации

На рис. 21.11 приведена схема поиска, произведенного при расчете примера.

В подпрограмме **CalcVolume** рассчитывается неотрицательные остатки воды в емкости по часам суток и час, когда в емкости воды нет (час нулевого объема).

Общая часть программы **Regul** включает в себя ввод массива значений расходов воды *Rash*, подпрограмм **Optimize** и **CalcVolume** и вывод на печать всех вычисленных величин (рис. 21.12).

Некоторые замечания к алгоритму расчета.

Приведенный алгоритм имеет ряд недостатков, самый главный из них - нерациональный расчет первоначального размера шага в подпрограмме **Perebor**. Это значительно замедляет работу программы. Для того чтобы этого избежать, следует:

изменить верхний предел интервала неопределенности до значения $b = R_{\max} / R_{\min}$, где $R_{\max}$ и $R_{\min}$ - соответственно максимальный и минимальный часовые расходы, а нижний предел принять $a = R_{\min} / R_{\max}$;

определить величину первоначального шага $\approx 1\%$;

установить точность ε в прямую зависимость от разности $(R_{\max} - R_{\min})$.

Следующее замечание касается подпрограммы **Optimize**. Стартовое значение независимых переменных (часа включения и выключения подачи) принимается равным 12.

Для большей надежности получаемых результатов следует проводить оптимизацию несколько раз, начиная с разных стартовых значений переменных, выбранных случайным образом.

Это исключает неправильное нахождение объема при наличии на поверхности целевой функции нескольких локальных минимумов. В этом случае весь процесс оптимизации заканчивается, если последние 3-5 раз метод прямого поиска приводит к одним и тем же значениям регулирующего объема.

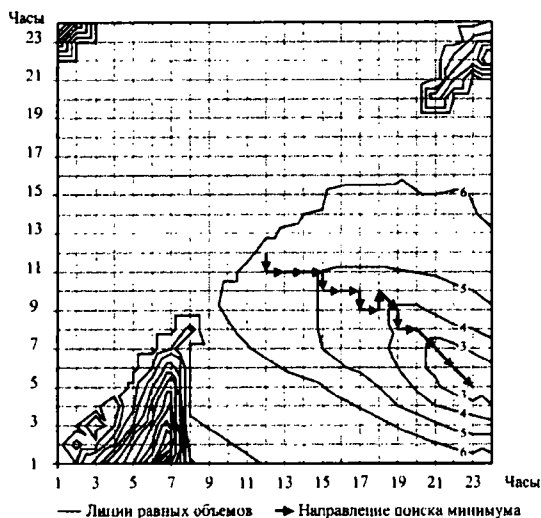


Рис. 21.11. Нахождение минимума целевой функции методом прямого поиска

Кроме этого, если в конце всего расчета окажется, что $Q_{Big} < Q_{Small}$ и $BigOn > BigOff$, в подпрограмме **CalcVolume** следует предусмотреть “обмен” часов и подач для приведения в соответствие величины большой подачи ее названию.

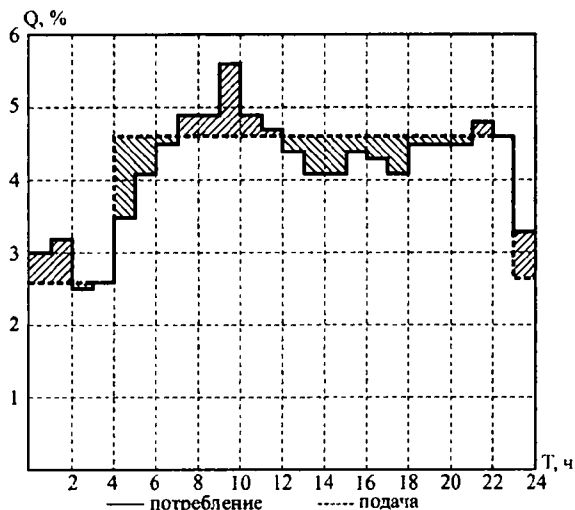


Рис. 21.13. График суточного водопотребления и подачи к примеру расчета

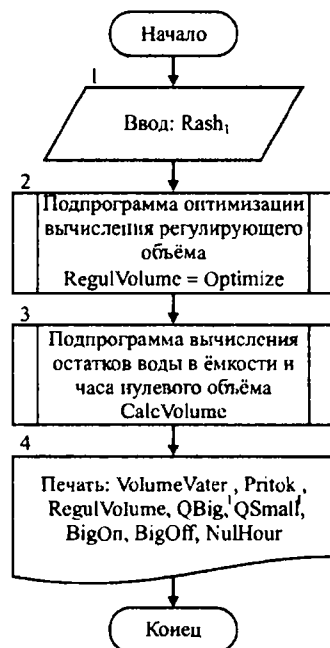


Рис. 21.12. Алгоритм расчета регулирующей емкости

Описанные алгоритмы были использованы в программном комплексе REGULAT, разработанном на кафедре водоснабжения и водоотведения Вологодского государственного технического университета.

Пример расчета

Результаты расчета регулирующего объема приведены в табл. 21.6 и на рис. 21.13.

Таблица 21.6

Результаты расчета регулирующей емкости

Часы суток	Расход, %	Подача, %	Поступление в бак, %	Расход из бака, %	Остаток в баке, %
1	2	3	4	5	6
0-1	3	2.66	---	0.34	0.92
1-2	3.2	2.66	---	0.54	0.37
2-3	2.5	2.66	0.16	---	0.53
3-4	2.6	2.66	0.06	---	0.59
4-5	3.5	4.56	1.06	---	1.65
5-6	4.1	4.56	0.46	---	2.11
6-7	4.5	4.56	0.06	---	2.18
7-8	4.9	4.56	---	0.34	1.84
8-9	4.9	4.56	---	0.34	1.51
9-10	5.6	4.56	---	1.04	0.47
10-11	4.9	4.56	---	0.34	0.14
11-12	4.7	4.56	---	0.14	0.00
12-13	4.4	4.56	0.16	---	0.16
13-14	4.1	4.56	0.46	---	0.63
14-15	4.1	4.56	0.46	---	1.09
15-16	4.4	4.56	0.16	---	1.26
16-17	4.3	4.56	0.26	---	1.52
17-18	4.1	4.56	0.46	---	1.99
18-19	4.5	4.56	0.06	---	2.05
19-20	4.5	4.56	0.06	---	2.11
20-21	4.5	4.56	0.06	---	2.18
21-22	4.8	4.56	---	0.24	1.94
22-23	4.6	4.56	---	0.04	1.91
23-24	3.3	2.66	---	0.64	1.26
Час "нулевого" объема :			12:00		
"Большая" подача включается в :			4:00		
"Большая" подача выключается в :			23:00		
"Большая" подача, %			4.564 %		
"Малая" подача, %			2.656 %		
Объем регулирующей емкости, %			2.179 %		

22. НАСОСЫ И НАСОСНЫЕ СТАНЦИИ

По своему назначению и расположению в общей схеме водоснабжения водопроводные насосные станции подразделяются на станции I подъема, II и последующих подъемов, повысительные и циркуляционные.

Насосные станции I подъема забирают воду из источника и подают ее на очистные сооружения или, если не требуется очистка воды, в аккумулирующие емкости (резервуары чистой воды, водонапорные башни, гидропневматические баки), а в некоторых случаях непосредственно в распределительную сеть.

Насосные станции II подъема подают воду потребителям из резервуаров чистой воды, которые позволяют регулировать подачу.

Повысительные насосные станции предназначены для повышения напора на участке сети или в водоводе.

Циркуляционные насосные станции входят в замкнутые системы технического водоснабжения промышленных предприятий и тепловых электростанций.

По степени обеспеченности подачи воды насосные станции подразделяются на три категории.

I категория допускает перерыв в подаче только на время (не более 10 мин), необходимое для выключения поврежденного и включения резервных элементов (оборудования, арматуры, трубопроводов), и снижение подачи на хозяйственно-питьевые нужды не более 30% расчетного расхода и на производственные нужды до предела, установленного аварийным графиком работы предприятий.

II категория допускает перерыв в подаче для проведения ремонта не более чем на 6 ч.

III категория допускает перерыв в подаче не более чем на 24 ч и соответствующее снижение подачи не более чем на 15 сут.

К I категории относятся насосные станции, обслуживающие технический водопровод; системы водоснабжения населенных пунктов с числом жителей свыше 50 000 чел, подающие воду непосредственно в сеть противопожарного и объединенного хозяйственно-противопожарного водопровода.

Ко II категории относятся насосные станции, обслуживающие водопровод населенных пунктов с числом жителей от 5000 до 50 000 чел., если подача воды на пожаротушение возможна и при временной остановке этих станций; насосные станции водопроводов населенных пунктов с числом жителей до 500 чел. и других объектов, указанных в нормах /1/.

К III категории относятся насосные станции поливочных водопроводов.

При проектировании режим работы насосных станций I подъема увязывают с работой водозаборных сооружений и камер переключений, а НС II – с резервуарами чистой воды и системой их обслуживания.

Насосные станции I подъема бывают *раздельного типа*, когда водозаборное сооружение отделено от здания насосной станции, и *совмещенного типа*, когда машинный зал насосной станции объединяется в одну конструкцию с водоприемником.

В зависимости от типа насосного оборудования различают насосные станции с горизонтальными и вертикальными центробежными и осевыми насосами.

По расположению насосов относительно уровня воды в водоеме, приемном резервуаре или резервуаре чистой воды различают станции: с насосами, установленными с положительной высотой всасывания; с насосами, установленными под напором (под залив).

По расположению машинного зала относительно поверхности земли насосные станции бывают наземные, частично заглубленные (полузаглубленные), заглубленные и подземные.

В *наземных насосных станциях* отметка пола машинного зала определяется планировочными отметками окружающей земли

В *полузаглубленных насосных станциях* пол машинного зала заглублен по отношению к поверхности окружающей земли. Особенностью таких станций является отсутствие перекрытия между первым этажом и машинным залом.

Особенностью *заглубленных насосных станций* является наличие перекрытия между машинным залом и первым этажом. При большом заглублении насосных станций (шахтный тип) между машинным залом и поверхностью земли могут устраиваться дополнительные подземные этажи, на которых располагается вспомогательное оборудование.

Подземные насосные станции расположены полностью под землей и, как правило, не имеют надземной части (верхнего строения).

В общем случае глубина машинного зала зависит от расчетной отметки осн насосов.

По форме подземной части в плане насосные станции могут быть: прямоугольными, круглыми, эллиптическими.

По характеру управления насосные станции могут быть: с ручным управлением, автоматические, полуавтоматические, с дистанционным управлением.

Выбор насосных агрегатов осуществляется на основании требуемых подачи Q и напора H , которые определяются гидравлическим расчетом системы водоснабжения.

22.1. НАСОСНЫЕ СТАНЦИИ ПЕРВОГО ПОДЪЕМА

Насосные станции I подъема, как правило, подают воду на очистные сооружения для хозяйственно-питьевых или производственных нужд.

Определение подачи насосов. Для обеспечения оптимального режима работы очистных сооружений водопровода подачу насосной станции I подъема в течение суток назначают равномерной, и поэтому средняя часовая подача определяется по формуле:

$$Q_{\text{ч}} = \alpha Q_{\text{макс.сут}} / T, \text{ м}^3/\text{ч}, \quad (22.1)$$

где $Q_{\text{макс.сут}}$ - максимальный суточный расход, $\text{м}^3/\text{ч}$; α - коэффициент, учитывающий расход воды на собственные нужды насосной и очистной станций и зависящий от качества воды в источнике водоснабжения, конструкции фильтров, интенсивности промывки и схемы повторного использования промывной воды, принимается равным 1,04–1,1 при подаче воды на очистные сооружения или 1,01–1,02 при подаче воды без очистки в резервуары; T - продолжительность работы насосной станции, обычно принимается равной 24 ч.

Насосные станции I подъема системы объединенного хозяйственно-питьевого и противопожарного водопровода должны обеспечить возможность форсированной подачи воды в часы пополнения противопожарного запаса, находящегося в резервуарах, которые располагаются у насосной станции II подъема. Восстановление противопожарного запаса может осуществляться рабочими или противопожарными насосами, при этом подача определяется по формулам:

для рабочих насосов

$$Q_{\text{ч}} = Q_1 + (3Q_n + \sum Q_{\text{макс}} - 3Q_1)/T, \text{ м}^3/\text{ч}; \quad (22.2)$$

для противопожарных насосов

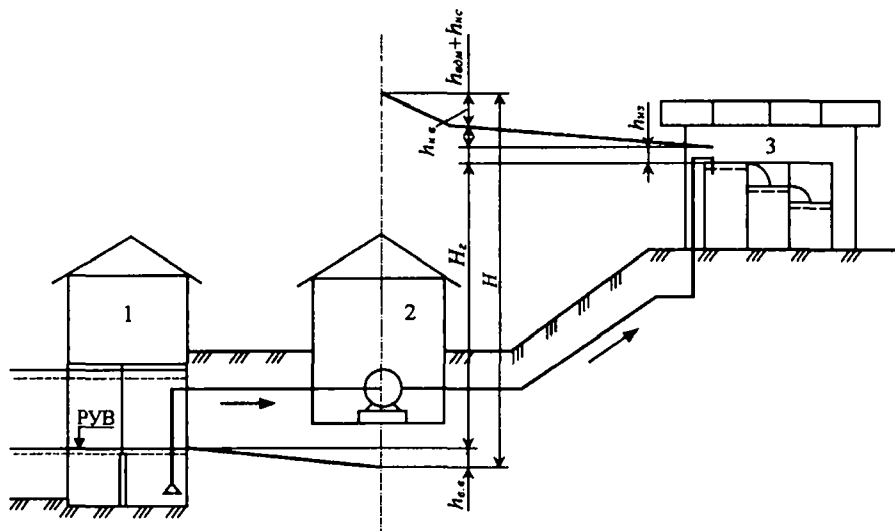


Рис. 22.1. Схема к определению расчетного напора насосов I подъема:

1 – водоприемный береговой колодец, 2 – насосная станция I подъема, 3 – станция очистки, РУВ – расчетный уровень воды

$$Q_{\text{ч}} = (3Q_n + \sum Q_{\text{макс}} - 3Q_1)/T, \text{ м}^3/\text{ч}; \quad (22.3)$$

где $3Q_n$ - полный пожарный расход на 3 ч, м^3 ; $\sum Q_{\text{макс}}$ - суммарный расход в течение 3 ч наибольшего водопотребления (определяемый по графику водопотребления), м^3 ; $3Q_1$ - средняя часовая подача нормально работающих насосов станции I подъема (учитывается только тогда, когда гарантирована бесперебойная подача воды насосной станцией I подъема), $\text{м}^3/\text{ч}$; T - продолжительность пополнения пожарного запаса, устанавливаемая в соответствии с требованиями /1, п.2/ в зависимости от вида населенного пункта или промышленного предприятия, ч.

Определение расчетного напора

Требуемый напор насосов станции I подъема при подаче воды на очистные сооружения (рис. 22.1) определяется по формуле:

$$H = H_z + h_{\text{в.с}} + h_{\text{н.с}} + h_{\text{вд.м}} + h_{\text{н.в}} + h_{\text{из}}, \text{ м}, \quad (22.4)$$

где H_z - геометрическая высота подъема воды, то есть разность отметок уровней воды в смесителе очистных сооружений и в мокром колодце, м; $h_{\text{в.с}}$ - потери напора во всасывающей трубе, м; $h_{\text{н.с}}$ - потери напора в напорной трубе, м; $h_{\text{вд.м}}$ - потери напора в водоводе, м; $h_{\text{н.в}}$ - потери напора в напорной трубе, м; $h_{\text{из}}$ - потери напора в изливной трубе, м.

сывающем трубопроводе (на насосных станциях совмещенного типа эти потери не выделяются, а учитываются в $h_{н.с}$), м; $h_{н.с}$ - потери напора внутри станции (предварительно принимаются равными 2–3,0 м); $h_{вдм}$ - потери напора на водомере (предварительно принимаются равными 0,5–1,5 м), м; $h_{н.г}$ - гидравлические потери в напорном трубопроводе, м; $h_{из}$ - запас напора на излив (принимается $\approx 0,5$ м).

Геометрическую высоту подъема H_z определяют при минимальном расчетном уровне воды в колодце. Потери напора во всасывающем трубопроводе $h_{в.с}$ определяются по формуле:

$$h_{в.с} = iL_{в.с} + \sum \zeta v^2 / 2g, \text{ м}, \quad (22.5)$$

где i - потери напора на единицу длины трубопровода для расчетной подачи (на один трубопровод); заданного диаметра и материала; $L_{в.с}$ - длина всасывающего водовода, м; $\sum \zeta$ - сумма коэффициентов местных сопротивлений; v - скорость во всасывающем водоводе, м/с.

Потери напора в напорном трубопроводе могут быть определены по следующей формуле:

$$h_{н.г} = (1,1 \dots 1,2)iL_{н.г}, \text{ м}, \quad (22.6)$$

где i - потери напора на единицу длины напорного трубопровода; $L_{н.г}$ - длина трубопровода, м.

22.2. НАСОСНЫЕ СТАНЦИИ ВТОРОГО ПОДЪЕМА

Насосная станция II подъема подает воду из резервуаров чистой воды в водопроводную сеть потребителя. В зависимости от планировки объекта и взаимного расположения насосной станции и напорных емкостей различают системы: с башней в начале сети, безбашенную, с башней в конце сети (с контррезервуаром).

Определение подачи насосов

Режим работы насосной станции II подъема определяется в зависимости от режима водопотребления объекта. Насосное оборудование подбирается на подачу расчетного расхода в час максимального водопотребления и проверяется на подачу пожарного расхода, транзитного расхода в водонапорную башню (при наличии схемы с контррезервуаром), расчетного расхода при аварии на одной из ниток водоводов.

В безбашенной системе подача насосов по часам суток должна полностью дублировать график водопотребления. Подача регулируется количеством одновременно работающих насосов или числом их оборотов. Расчетная максимальная подача насосов принимается равной максимальному часовому расходу:

$$Q_{ч} = q_{\text{макс.ч}}, \text{ м}^3/\text{ч}. \quad (22.7)$$

В системах водоснабжения с башней график подачи воды насосами не совпадает с графиком водопотребления. Расчетное водопотребление в часы максимального расхода обеспечивается подачей воды насосами и расходами из башни, в часы минимального водопотребления – только насосами, избыток воды в этом случае направляется в башню. Для таких схем характерными являются двух- или трехступенчатые графики работы насосных станций II подъема (см. п. 25.1). Максимальная подача насосов определяется по наивысшей ступени графика подачи воды, а минимальная – по наименьшей. Равномерный режим работы насосов рекомендуется при подаче не более 15 тыс. м³/сут. При ступенчатой работе насосов регулирующая вместимость башни принимается 2,5–6% суточной подачи станции.

Величина регулирующего объема бака водонапорной башни определяется по совместному графику водопотребления и подачи воды насосами (гл. 21). Исходными данными являются часы включения и выключения подач насосов, а необходимым условием – минимальная вместимость бака башни. После расчета становятся известными величины подач насосов и регулирующего объема.

Работа насосной станции II подъема должна быть проверена на случай возникновения пожара. Подача насосов должна равняться сумме полного расчетного расхода воды на тушение пожара $Q_{\text{пож}}$ и расхода воды в час максимального водоразбора $q_{\text{макс.ч}}$. Башню на период тушения пожара отключают.

Определение расчетного напора

1. Система с башней в начале сети (рис. 22.2).

Полная высота подъема насосов определяется по формуле:

$$H = H_z + H_b + h_b + h_{\theta, \theta} + h_{н.с} + h_{вдм} + h_{н.б}, \text{ м}, \quad (22.8)$$

где H_z - разность отметок поверхности земли у водонапорной башни и минимального уровня воды в резервуаре чистой воды $z_{\text{мин}}$, м; H_b - высота ствола водонапорной башни, м; h_b - максимальная глубина воды в баке водонапорной башни, м; $h_{\theta, \theta}$ - потери напора во всасывающем трубопроводе от резервуара до насосной станции, м, определяются по (16.5); $h_{н.с}$ - потери напора внутри станции, м; $h_{вдм}$ - потери напора на водомере, м; $h_{н.б}$ - гидравлические потери в напорном трубопроводе от насосной станции до башни, м, определяются по (16.6).

Высоту башни до дна бака можно рассчитать по формуле:

$$H_b = H_{св} + h_c + z_{\theta.м} - z_b, \text{ м}, \quad (22.9)$$

где $H_{св}$ - необходимый свободный напор в диктующей точке сети (т.е. наиболее удаленной и высокорасположенной точке), м; h_c - потери напора в сети от башни до диктующей точки, м; $z_{\theta.м}$ - отметка поверхности земли в этой точке, м; z_b - отметка поверхности земли у водонапорной башни, м.

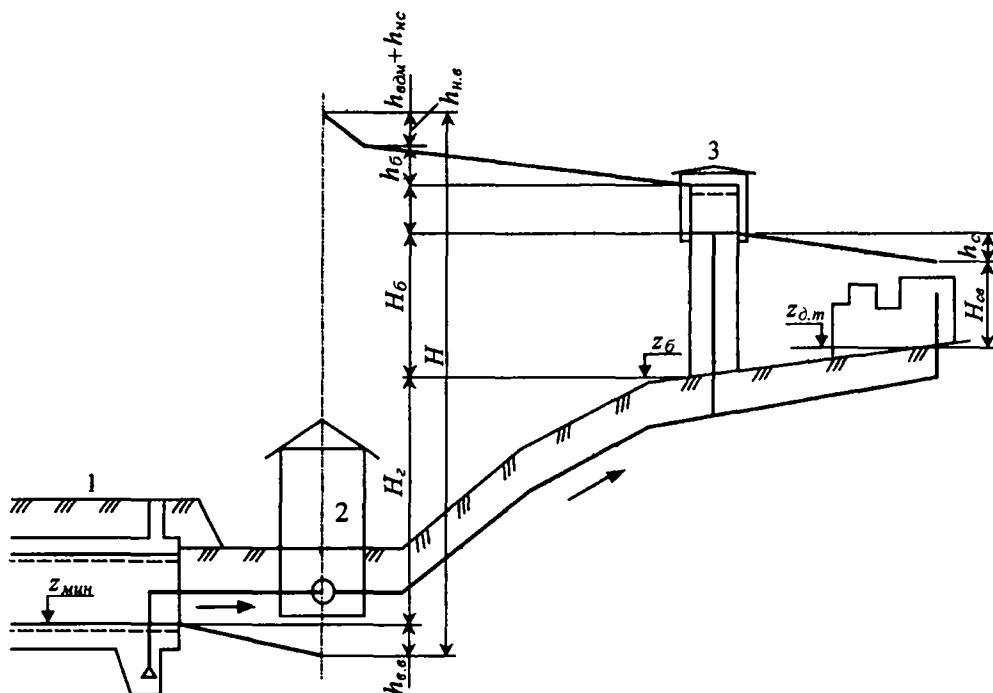


Рис. 22.2. Схема к определению расчетного напора насосов II подъема в системе с башней в начале сети:

1 – резервуар чистой воды, 2 – насосная станция II подъема, 3 – водонапорная башня.

2. Безбашенная система (рис. 22.3).

Расчетный напор насосов определяется по формуле:

$$H = H_2 + H_{св} + h_c + h_{г.г} + h_{н.с} + h_{вд.м} + h_{н.м}, \text{ м}, \quad (22.10)$$

где H_2 - разность отметок поверхности земли в диктующей точке сети $z_{д.м}$ и минимального уровня воды в резервуаре чистой воды $z_{мин}$, м; $h_{н.с}$ - гидравлические потери в напорном трубопроводе от насосной станции до начала водопроводной сети, м, определяются по формуле (22.6); h_c - потери напора в сети от места присоединения напорного трубопровода до диктующей точки, м; остальные обозначения – те же, что и для формулы (22.9).

3. Система с башней в конце сети (с контррезервуаром) (рис. 22.4).

При определении расчетного напора учитывается два режима работы насосной станции II подъема:

- в часы максимального водопотребления, когда в диктующую точку поступает вода из насосной станции и водонапорной башни, эта точка называется точкой схода потоков и ее местоположение определяется гидравлическим расчетом сети;

- в часы минимального водопотребления, когда избыток воды проходит через сеть транзитом в башню.

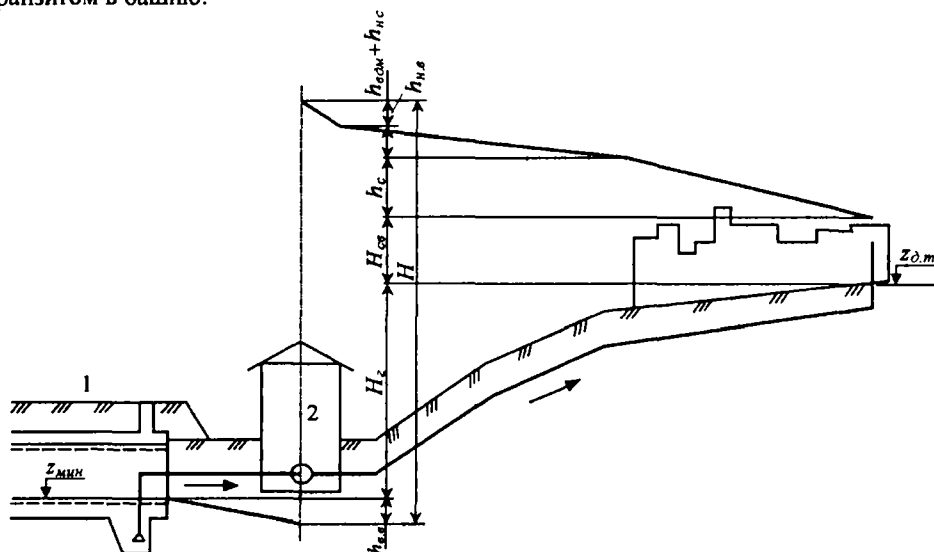


Рис. 22.3. Схема к определению расчетного напора насосов II подъема в безбашенной системе:

1 – резервуар чистой воды, 2 – насосная станция II подъема

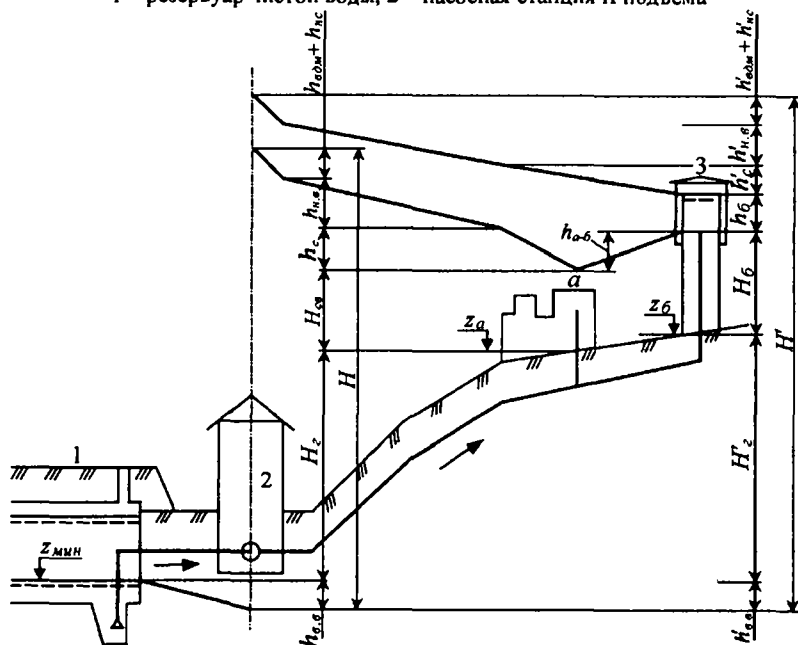


Рис. 22.4. Схема к определению расчетного напора насосов II подъема в системе с контррезервуаром:

1 – резервуар чистой воды, 2 – насосная станция II подъема, 3 – водонапорная башня

В первом случае полная высота подъема насосов рассчитывается по формуле:

$$H = H_z + H_{св} + h_c + h_{с.с} + h_{н.с} + h_{водм} + h_{н.в}, \text{ м}, \quad (22.11)$$

где H_z - разность отметок поверхности земли z_a в точке схода a и минимального уровня воды в резервуаре чистой воды $z_{мин}$, м; h_c - потери напора в сети от места присоединения напорного трубопровода до точки схода a , м; остальные обозначения – те же, что и для формул (22.8, 22.9).

Во втором случае полную высоту подъема насосов находят по формуле:

$$H' = H'_z + H'_б + h'_б + h'_c + h'_{с.с} + h'_{н.с} + h'_{водм} + h'_{н.в}, \text{ м}, \quad (22.12)$$

где H'_z - разность отметок поверхности земли $z_б$ у водонапорной башни и минимального уровня воды в резервуаре чистой воды $z_{мин}$, м; h'_c - потери напора в сети от места присоединения напорного трубопровода до точки схода a , м; остальные обозначения – те же, что и для формул (16.8, 16.9), только взятые для часа минимального водопотребления.

Высоту башни можно рассчитать по формуле:

$$H_б = H_{св} + h_{a-б} + z_a - z_б, \text{ м}, \quad (22.13)$$

где $H_{св}$ - необходимый свободный напор в точке схода a , м; $h_{a-б}$ - потери напора в сети от башни до точки схода, м; z_a - отметка поверхности земли в точке схода, м; $z_б$ - отметка поверхности земли у водонапорной башни, м.

Напор насосов принимается равным наибольшему из полученных по расчету. Как правило, наибольший напор оказывается при транзите воды в башню.

В случае возникновения пожара необходимый напор насосной станции II подъема определяется по формуле:

$$H_{пож} = H_{г}^{\Pi} + H_{св.п}^{\Pi} + h_c^{\Pi} + h_{с.с}^{\Pi} + h_{н.с}^{\Pi} + h_{водм}^{\Pi} + h_{н.в}^{\Pi}, \text{ м}, \quad (22.14)$$

где $H_{г}^{\Pi}$ - разность отметок поверхности земли в расчетной точке пожара и минимального уровня воды в резервуаре чистой воды, м; $H_{св.п}^{\Pi}$ - необходимый свободный напор в расчетной точке при возникновении пожара, м; h_c^{Π} - потери напора в сети от места присоединения напорного трубопровода до расчетной точки пожара, м; остальные обозначения – те же, что и для формулы (22.8), только рассчитанные для суммы расчетного расхода и расхода на тушение.

Расчетная точка пожара должна находиться в наиболее возвышенных и удаленных от насосной станции территориях, обслуживаемых водопроводом. Свободный напор $H_{св.п}^{\Pi}$ при возникновении пожара в расчетной точке должен быть не менее 10 м. Потери напора во всасывающих и напорных коммуникациях насосной станции определяют

ся на пропуск расхода, равного сумме полного расчетного расхода воды на тушение пожара $Q_{\text{пожс}}$ и расхода воды в час максимального водоразбора $q_{\text{макс.ч}}$.

22.3. ВЫБОР ОСНОВНЫХ ТИПОВ НАСОСОВ

Выбор основного насосного оборудования производят в следующем порядке: принимают тип и количество рабочих агрегатов, выбирают марку насоса, при необходимости изменяют его характеристики (путем обточки рабочего колеса или изменения частоты вращения), выбирают электродвигатель к насосу, определяют допустимую высоту всасывания и отметку оси насоса.

При выборе типа насосов и числа рабочих агрегатов необходимо учитывать следующие условия:

- число рабочих агрегатов одной группы должно быть не менее двух;
- необходимо устанавливать как можно меньше рабочих насосов;
- насосы должны работать в области наивысших КПД;
- целесообразно устанавливать насосы одного типоразмера;
- подача насосов должна быть достаточной для обеспечения максимального расхода.

Количество резервных агрегатов принимается в зависимости от категории надежности станции и числа рабочих агрегатов (табл. 22.1).

Таблица 22.1

Число рабочих агрегатов	Число резервных агрегатов водопроводных насосных станций		
	Число резервных агрегатов на станциях категорий		
	I	II	III
До 6	2	1	1
7–9	2	1	—
10 и более	2	2	—

На насосных станциях I подъема, работающих равномерно, целесообразно устанавливать не менее двух однотипных рабочих насосных агрегатов и несколько резервных в зависимости от категории работы станции. На заглубленных насосных станциях рекомендуется применять вертикальные центробежные насосы типа В или артезианского типа. На станциях малой и средней производительности в основном применяют горизонтальные центробежные насосы двустороннего входа типа Д или консольные типа К и КМ.

Определив расчетные напор H_n и подачу Q_n , по сводным графикам полей насосов соответствующего типа (рис. 22.5, 22.6, 22.7) выбирают по напору в соответствии с графиком работы ближайший подходящий насос. Рабочие зоны каждой марки представлены на графике в виде криволинейных параллелограммов, верхняя линия которых соответствует характеристике $Q-H$ при номинальном размере рабочего колеса насоса, а нижняя – характеристике при максимально допустимой срезке рабочего колеса. Определив марку насоса, по его паспорту или каталогам делают выкопировку чертежа и характеристик. Характеристики представляют собой графические зависимости напора, КПД, мощности и допустимого кавитационного запаса от подачи насоса.

118

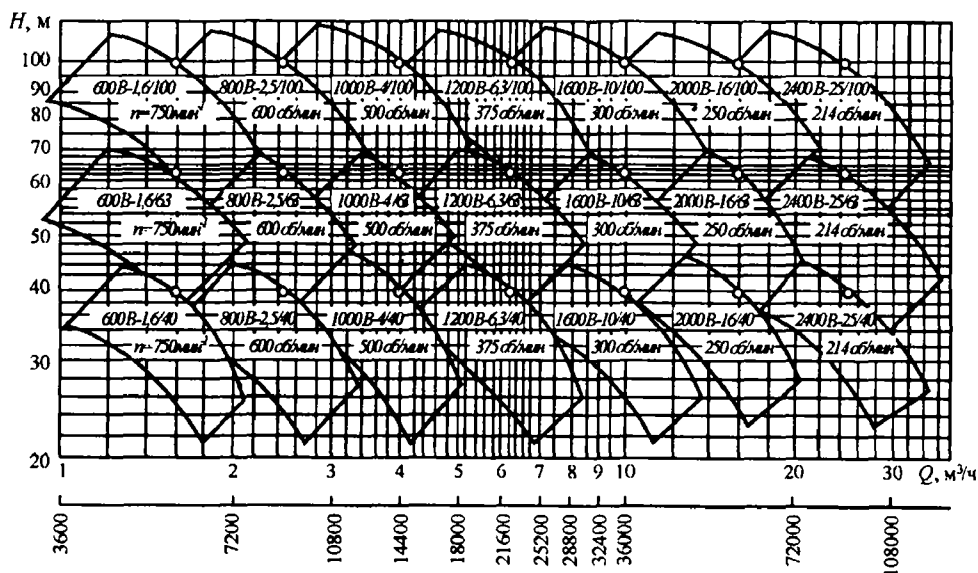


Рис. 22.7. Сводный график полей насосов типа В

При определении новой частоты вращения n_1 используют графоаналитический метод (рис. 22.8). Для этого строят дополнительную кривую (кривую соответствия) согласно уравнению квадратичной параболы с центром в начале координат:

$$H = kQ^2, \text{ м}, \quad (22.16)$$

где k - коэффициент, определяемый по формуле:

$$k = H_n / Q_n^2. \quad (22.17)$$

Затем определяется точка A пересечения этой кривой с характеристикой $Q-H$ насоса при номинальной частоте вращения n . Этой точке соответствует подача Q_a и напор H_a . Частота вращения n_1 рассчитывается по формуле:

$$n_1 = n(Q_n / Q_a), \text{ об/мин.} \quad (22.18)$$

где n - номинальная частота вращения, об/мин.

При изменении частоты вращения с n на n_1 подачу Q_1 ($\text{м}^3/\text{ч}$), напор H_1 (м), мощность N_1 (кВт) и высоту всасывания насоса $H_{в1}$ (м) пересчитывают по формулам:

$$\left. \begin{aligned} Q_1 &= Q(n_1/n), \\ H_1 &= H(n_1/n)^2, \\ N_1 &= N(n_1/n)^3, \\ H_{в1} &= H_{в}(n_1/n)^2, \end{aligned} \right\} \quad (22.19)$$

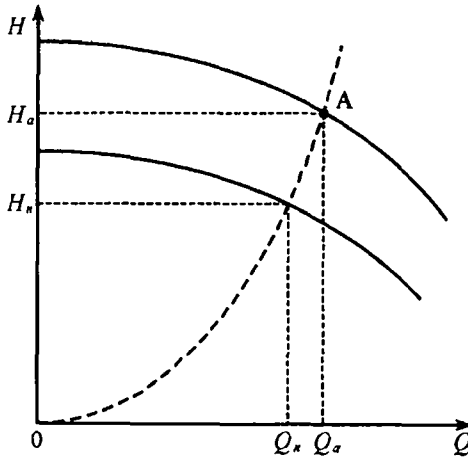


Рис. 22.8. Построение характеристики насоса при изменении частоты вращения

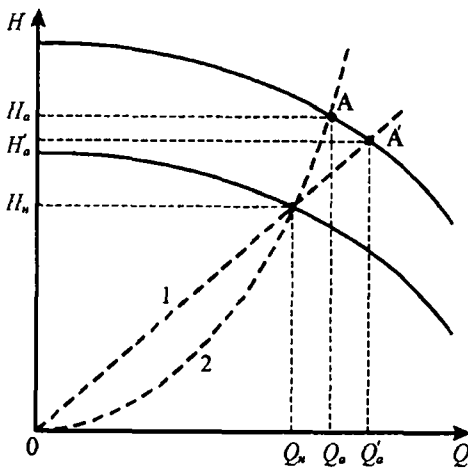


Рис. 22.9. Построение характеристики насоса при обточке рабочего колеса

где Q , H , N , $H_{в}$ – подача ($\text{м}^3/\text{ч}$), напор (м), мощность (кВт) и высота всасывания насоса (м) при частоте вращения рабочего колеса n .

Режим работы насоса с пониженной частотой вращения допускается, однако повышение частоты вращения более чем на 10–15% должно быть согласовано с заводом-изготовителем.

Другим способом изменения характеристик насоса является срезка (обточка) его рабочего колеса. Допустимая величина обточки рабочего колеса и формулы для пересчета рабочих характеристик зависят от коэффициента быстроходности насоса:

$$n_s = 3,65 \frac{n \sqrt{Q_p}}{H_p^{3/4}}, \quad (22.20)$$

где Q_p и H_p – подача ($\text{м}^3/\text{с}$) и напор (м) в точке с максимальным КПД. Для насосов с двусторонним подводом принимается половина подачи.

Допустимое максимальное значение обточки колеса: для $n_s = 60 \dots 120$ – 20–15%, для $n_s = 120 \dots 200$ – 15–10%, для $n_s = 200 \dots 300$ – 10–5%.

Как и в предыдущем случае, диаметр обточенного колеса $D_{об}$ определяется графоаналитическим способом (рис. 22.9). Для $n_s > 150$ кривая соответствия строится по линейному уравнению (линия 1):

$$H = kQ, \text{ м.} \quad (22.21)$$

Для $n_s \leq 150$ кривая соответствия рассчитывается по параболическому уравнению (22.16) – кривая 2. Диаметр обточенного рабочего колеса насоса $D_{об}$ рассчитывается по формуле:

$$D_{об} = D(Q_n / Q_a), \text{ мм}, \quad (22.22)$$

где D – нормальный диаметр рабочего колеса, мм.

Формулы для пересчета подачи $Q_{об}$ ($\text{м}^3/\text{ч}$), напора $H_{об}$ (м) и мощности $N_{об}$ (кВт) при изменении диаметра рабочего колеса:

$$\left. \begin{array}{l} \text{для } n_s \leq 150 \\ Q_{об} = Q(D_{об}/D), \\ H_{об} = H(D_{об}/D)^2, \\ N_{об} = N(D_{об}/D)^5, \end{array} \right\} \quad \left. \begin{array}{l} \text{для } n_s > 150 \\ Q_{об} = Q(D_{об}/D)^2, \\ H_{об} = H(D_{об}/D)^2, \\ N_{об} = N(D_{об}/D)^5, \end{array} \right\} \quad (22.23)$$

где Q , H , N – подача ($\text{м}^3/\text{ч}$), напор (м) и мощность (кВт) при нормальном диаметре рабочего колеса.

Изменение КПД насоса $\eta_{об}$ можно рассчитать по формуле Муди:

$$\eta_{об} = 1 - (1 - \eta)(D/D_{об})^{0,45}, \quad (22.24)$$

где η – КПД при нормальном диаметре, доли.

Электродвигатель к насосному агрегату подбирается по частоте вращения, рабочему положению (горизонтальный или вертикальный), мощности, напряжению и виду исполнения. До мощности 250 кВт обычно устанавливают асинхронные электродвигатели с короткозамкнутым ротором (напряжением 380 В при мощности до 100 кВт и 6000 В при больших мощностях). При мощности свыше 250 кВт устанавливают синхронные электродвигатели высокого напряжения (6000, 10000 В). Мощность, необходимая для привода насоса, определяется по формуле:

$$N_{дв} = k \frac{\rho g Q_m H_m}{1000 \eta_m \eta_{пр}}, \text{ кВт}, \quad (22.25)$$

где ρ – плотность воды, $\text{кг}/\text{м}^3$; g – ускорение свободного падения, $\text{м}/\text{с}^2$; Q_m – подача, максимально возможная в схеме насосной станции, $\text{м}^3/\text{с}$; H_m – напор, соответствующий подаче Q_m , м; η_m – КПД насоса при максимальной подаче Q_m , доли; $\eta_{пр}$ – КПД передачи (при соединении насоса с двигателем через упругую муфту $\eta_{пр} = 1$), доли; k – коэффициент запаса, учитывающий возможные перегрузки электродвигателя, определяется в зависимости от $N_{об}$:

Мощность электродвигателя $N_{дв}$, кВт	< 20	20–60	60–300	> 300
Коэффициент запаса k	1,25	1,2	1,15	1,1

Максимально возможную подачу одного насоса при отключении остальных ориентировочно можно определить по формуле:

$$Q_m = k_m Q_n, \text{ м}^3/\text{ч}, \quad (22.26)$$

где Q_n - подача каждого из насосов при включении всех рабочих агрегатов, k_m - коэффициент, учитывающий увеличение подачи одного насоса при отключении остальных, определяемый в зависимости от числа рабочих насосов:

Число рабочих агрегатов	4	3	2	1
Коэффициент увеличения подачи k_m	1,25	1,18	1,11	1,00

Отметка оси насоса определяется в зависимости от принятой схемы его расположения: под залив или с положительной высотой всасывания.

Насосы, устанавливаемые под залив, располагаются так, чтобы верх корпуса находился на 0,3–0,5 м ниже минимального уровня воды в водоприемном колодце или резервуаре чистой воды. При схеме расположения с положительной высотой всасывания отметка оси насоса определяется по формуле:

$$z_{нас} = z_{мин} + H_{geom}^{доп}, \text{ м}, \quad (22.27)$$

где $z_{мин}$ - минимальный уровень воды в водоприемном колодце или резервуаре чистой воды, м; $H_{geom}^{доп}$ - допустимая геометрическая высота всасывания насоса.

Допустимая геометрическая высота всасывания лопастных насосов определяется по формуле:

$$H_{geom}^{доп} = \frac{P_a}{\rho g} - \frac{P_{пар}}{\rho g} - \Delta h_{доп} - h_{в.с}, \text{ м}, \quad (22.28)$$

где P_a - атмосферное давление, Па; $P_{пар}$ - давление насыщенных паров воды, Па; $\Delta h_{доп}$ - допустимый кавитационный запас, принимаемый по характеристике насоса, м.

Если в характеристике насоса указана допустимая вакуумметрическая высота всасывания, то допустимая геометрическая высота всасывания рассчитывается по следующей формуле:

$$H_{geom}^{доп} = H_{вак}^{доп} - \frac{v_{вх}^2}{2g} - h_{в.с} - H_{зат}, \text{ м}, \quad (22.29)$$

где $H_{\text{вас}}^{\text{доп}}$ - допустимая вакуумметрическая высота всасывания, м; $v_{\text{ак}}$ - скорость воды во входном патрубке насоса, м/с; $H_{\text{зан}}$ - запас, принимаемый равным 0,5–1,5 м.

22.4. ТРУБОПРОВОДЫ И АРМАТУРА НАСОСНЫХ СТАНЦИЙ

Наружные напорные трубопроводы. Количество напорных трубопроводов от станций I и II категории принимается не менее двух. Если при двух трубопроводах их диаметры оказываются более 1400 мм, то число трубопроводов увеличивают.

Расчетный расход одного трубопровода определяется по формуле:

$$Q_{\text{н.с}} = Q_{\text{н.с}} / n_{\text{н.с}}, \text{ м}^3/\text{ч}, \quad (22.30)$$

где $Q_{\text{н.с}}$ - расчетная подача насосной станции, м³/ч; $n_{\text{н.с}}$ - количество напорных трубопроводов.

Материал и диаметры трубопроводов определяются с учетом требований, изложенных в гл. 20.

Наружные всасывающие трубопроводы. Количество всасывающих линий на насосных станциях I подъема, совмещенных с водозаборным сооружением, обычно принимают равным числу установленных насосов. Для крупных насосных станций I подъема раздельного типа, а также для насосных станций II подъема, оборудованных большим числом рабочих и резервных агрегатов, допускается меньшее число всасывающих труб, чем число насосов. Одна всасывающая линия допускается на насосных станциях III категории.

При выключении одной напорной линии остальные должны быть рассчитаны на пропуск полного расчетного расхода для насосных станций I и II категории и 70% расчетного расхода для станций III категории.

Расчетный расход одного трубопровода определяется по формуле:

$$Q_{\text{с.с}} = \frac{Q_{\text{н.с}}}{n_{\text{с.с}} - 1}, \text{ м}^3/\text{ч}, \quad (22.31)$$

а для насосных станций III категории:

$$Q_{\text{с.с}} = 0,7 \frac{Q_{\text{н.с}}}{n_{\text{с.с}} - 1}, \text{ м}^3/\text{ч}, \quad (22.32)$$

где $n_{\text{с.с}}$ - количество всасывающих трубопроводов.

Для трубопроводов, в которых возможен вакуум, рекомендуется принимать стальные трубы. Диаметр всасывающего трубопровода выбирается с учетом рекомендуемых скоростей, приведенных в табл. 22.2.

Скорости движения воды в трубопроводах насосных станций

Диаметр труб, мм	Скорости движения воды в трубопроводах насосных станций, м/с	
	во всасывающем	в напорном
≤ 250	0,6 – 1	0,8 – 2
300 – 800	0,8 – 1,5	1 – 3
> 800	1,2 – 2	1,5 – 4

Внутренние трубопроводы. Внутренние трубопроводы выполняются из стальных труб, соединенных сваркой. Рекомендованные скорости воды в трубопроводах приводятся в табл. 22.2. Диаметры трубопроводов внутри насосной станции должны соответствовать стандартным диаметрам выпускаемой арматуры, которая размещается на них. Трубопроводы могут располагаться: над поверхностью пола; в мелких каналах; в глубоких каналах, полностью скрывающих задвижки; на кронштейнах у стен; в подвалах.

Фасонные части. Как правило, фасонные части внутри насосных станций принимаются стальные сварные. Стандартные размеры и вес фасонных частей принимаются по справочнику. Нестандартные фасонные части, соединяемые на сварке или на фланцах, изготавливаются на месте при монтаже. Фланцевые соединения применяются при соединении трубопроводов с насосами и в местах установки арматуры.

Запорная арматура, обратные клапаны, водомеры

Напорная линия каждого насоса должна быть оборудована запорной арматурой и обратным клапаном, установленным между насосом и запорной арматурой. На всасывающих линиях запорную арматуру следует устанавливать у насосов, расположенных под залив, или в месте присоединения насосов к общей всасывающей линии.

Выбор количества и мест установки запорной арматуры на общей всасывающей или напорной линии должен производиться, исходя из следующих условий:

- вывод в резерв любого насоса для его ремонта должен осуществляться без снижения расчетной подачи насосной станции;
- на насосных станциях I и II категории при ремонте запорной арматуры, обратного клапана или трубопровода должно обеспечиваться 70% расчетной подачи на хозяйственно-питьевые нужды или по аварийному графику на производственные;
- на станциях III категории ремонт арматуры допускается производить при полном прекращении подачи, а ремонт трубопроводов – при снижении расхода до 70% расчетного.

В качестве запорной арматуры, в основном, применяются задвижки и дисковые поворотные клапаны, которые подбираются по диаметру условного прохода и рабочему давлению.

Задвижки. Применяются для полного или частичного перекрытия трубопроводов. В зависимости от конструкции запорного устройства подразделяются на два основных типа: клиновые и параллельные. Задвижки обоих типов бывают с выдвижным или невыводным шпинделем. На насосных станциях хозяйственно-питьевого водопровода применяются задвижки с невыводным шпинделем. Все задвижки, независимо от диаметра, следует оборудовать механическим приводом, который обеспечивает автоматическое и дистанционное управление задвижкой.

Затворы. Используются для перекрытия трубопроводов. Достоинствами дисковых затворов являются быстрота управления, малые размеры, вес и небольшая стоимость.

Обратные клапаны. Применяются для того, чтобы после остановки насоса воспрепятствовать обратному току через него воды, находящейся в напорном трубопроводе.

де. В основном используются два вида обратных клапанов: с верхней подвеской диска и с эксцентричной подвеской (безударный). Безударные обратные клапаны целесообразно применять на трубопроводах с повышенными скоростями движения воды (3–4 м/с).

Монтажные вставки. Монтажные вставки применяются для удобства монтажа и ремонта арматуры. Вставки позволяют уменьшить (или увеличить) зазор между фланцами арматуры и трубопровода. Обычно в качестве монтажных вставок используют сальниковые компенсаторы.

Водомеры. Водомерные устройства (скоростные водомеры и сужающие устройства) устанавливаются на напорных линиях.

Скоростные водомеры бывают двух видов: крыльчатые водосчетчики, устанавливаемые на горизонтальных трубопроводах, и турбинные водомеры, устанавливаемые на горизонтальных, вертикальных и наклонных трубопроводах. Водомер устанавливается на прямолинейном участке трубопровода длиной не менее 6–8 диаметров трубы до водомера и 3–5 диаметров после водомера. Потери напора в скоростных водомерах приближенно рассчитываются по формуле:

$$h_{\text{вдм}} = 10(Q/Q_x)^2, \text{ м}, \quad (22.33)$$

где Q и Q_x - расчетный и характерный расходы, м³/ч.

Сужающие устройства (диафрагмы, сопла и трубы Вентури) можно устанавливать на горизонтальных, вертикальных и наклонных трубопроводах. Такие устройства характеризуются относительным сужением потока:

$$m = (d/D)^2, \quad (22.34)$$

где d и D - диаметры сужения и подводящего трубопровода, мм.

Перепад напора в сужающем устройстве определяется по формуле:

$$h = \frac{v^2}{2g} \left(\frac{1}{m^2} - 1 \right), \text{ м}, \quad (22.35)$$

где v - скорость воды на подходе к водомеру, м/с.

Потери напора в водомерах определяются в зависимости от типа сужающего устройства:

для диафрагм

$$h_{\text{вдм}} = h(1 - m), \text{ м}; \quad (22.36)$$

для сопел

$$h_{\text{вдм}} = h(1 - 1,4m), \text{ м}; \quad (22.37)$$

для труб Вентури

$$h_{\text{вдм}} = 0,14h(1 - m), \text{ м.} \quad (22.38)$$

В общем случае длина подводящего к водомеру прямолинейного участка составляет $(20-40) D$ и отводящего – $5 D$.

22.5. СИСТЕМЫ ЗАЛИВКИ НАСОСОВ

При размещении насосов с положительной высотой всасывания на насосных станциях должна быть специальная система заливки. Для обеспечения заполнения водой центробежных и осевых насосов перед их пуском могут применяться три системы заливки: заливка из напорного трубопровода, заливка с помощью струйного насоса, заливка с помощью вакуум-насоса.

Заливка насоса из напорного трубопровода возможна при наличии обводной трубы, соединяющей напорный трубопровод с корпусом насоса, и приемного клапана на всасывающем трубопроводе.

Заливка насоса с помощью струйного насоса осуществляется с помощью присоединения к верхней части корпуса основного насоса водоструйного насоса, который создает разрежение.

Заливка насоса с помощью вакуум-насоса производится на крупных насосных станциях, оборудованных мощными насосами. Разрежение для заполнения водой насоса и всасывающей линии создается вакуум-насосом, присоединенным к корпусу основного насоса через циркуляционный бачок.

Требуемую подачу вакуум-насоса определяют, исходя из времени, необходимого для заливки насоса, по формуле:

$$Q_{\text{в.н}} = \frac{kH_{\text{ам}}(W_{\text{н}} + W_{\text{мп}})}{t(H_{\text{ам}} - H_{\text{с}})}, \text{ м}^3/\text{ч}, \quad (22.39)$$

где $W_{\text{н}} + W_{\text{мп}}$ - объем воздуха в насосе и заливаемой части трубопровода, м^3 ; k - коэффициент запаса, учитывающий возможность проникновения воздуха через неплотности (сальники, фланцевые соединения), принимаемый равным 1,05–1,1; t - время, требуемое для создания необходимого разрежения (до 3–5 мин), ч; $H_{\text{ам}}$ - напор, соответствующий атмосферному давлению (принимается равным 10 м), м; $H_{\text{с}}$ - геометрическая высота всасывания насоса, считая от оси насоса до расчетного уровня воды в резервуаре, м.

В качестве вакуум-насосов системы заливки чаще всего принимаются водокольцевые насосы: КВН – консольный вакуум-насос, ВВН – водокольцевой вакуум-насос, РМК – ротационная машина-компрессор.

Для поддержания резервных насосов в залитом состоянии, в вакуум-систему включается вакуум-котел. Расчетный объем вакуум-котла определяют по формуле:

$$W_{\text{в.к}} = 900Q_{\text{п}}(1 - Q_{\text{п}} / Q_{\text{в.н}}), \text{ м}^3, \quad (22.40)$$

где Q_{Π} - подсос воздуха, который принимают в зависимости от диаметра всасывающего патрубка заливаемого насоса, л/с:

Диаметр всасывающего патрубка, мм	≤ 150	150 – 300	300 – 600	600 – 1200
Подсос Q_{Π} , л/с	0,014	0,028	0,056	0,112

Система технического водоснабжения

Применяется для подачи воды на смазку и охлаждение подшипников и уплотнение сальников. Расход воды определяется по паспорту основных насосов. Напор в техническом водопроводе должен на 2–10 м превышать напор основных насосов. В качестве насосов используются самовсасывающие вихревые насосы или центробежные консольного типа. При числе основных насосных агрегатов до четырех устанавливаются один рабочий и один резервный насос технического водоснабжения. При большем числе основных насосов принимаются два рабочих насоса и один резервный.

В насосных станциях I подъема источниками водопитания системы технического водоснабжения является верхний или нижний бьеф насосной станции. Перед подачей к насосам вода должна пройти очистку в отстойниках и механических фильтрах.

Дренажные насосные установки

Такие установки используются для откачки из подземной части насосной станции грунтовых вод, просачивающихся через стены здания, утечек через сальники насосов и воды, изливающейся при ремонте оборудования.

Для сбора фильтрационных вод в машинном зале устраивается дренажный колодец. Объем колодца принимают равным 10–15-минутной подаче дренажного насоса. Вода к колодцу подводится дренажными лотками, расположенными у стен, а пол делается с уклоном в сторону лотков (0,002–0,005).

В насосных станциях I подъема дренажная вода откачивается обратно в водоем, а насосных станциях II подъема – в наружную систему водоотведения. Подача дренажных насосов определяется по формуле:

$$Q_d = (1,5 \dots 2)(\sum q_1 + q_2), \text{ м}^3/\text{ч}, \quad (22.41)$$

где $\sum q_1$ - суммарные утечки через сальники, по 0,05...0,1 л/с на каждое сальниковое уплотнение; q_2 - фильтрационный расход через стены и пол здания, $\text{м}^3/\text{ч}$.

Ориентировочно расход q_2 определяют по формуле:

$$q_2 = 1,5 + 0,001W \text{ м}^3/\text{ч}, \quad (22.42)$$

где W - объем части машинного зала, расположенной ниже максимального уровня грунтовых вод, м^3 .

Напор дренажных насосов суммируется из статического напора, который определяется глубиной насосной станции и гидравлических потерь напора (2–4 м).

В качестве дренажных применяются вихревых консольные самовсасывающие или канализационные насосы. Количество рабочих насосов – не менее двух.

Системы откачки воды при аварийных затоплениях

Предназначается для удаления воды из всасывающих трубопроводов и приемных камер основных насосов и из машинного зала в случае его затопления при аварии. Возможны следующие схемы откачки:

откачка воды из прямков моноблочными погружными насосами типа ГНОМ или ЦМК 16/27;

использование погружных скважинных насосов типа ЭЦВ, размещаемых в колодце необходимой глубины;

использование дренажных насосов (при достаточно большой подаче).

Производительность насосов определяется по формуле:

$$Q_{\text{от}} = \frac{0,5F}{3,6t}, \text{ л/с}, \quad (22.43)$$

где F - площадь машинного зала, м^2 ; t - время откачки, ч, (не более 2 ч).

Напор осушительных насосов принимается на 2–4 м больше заглубления насосной станции.

Система удаления осадка из водоприемных камер

Для удаления осевших примесей в водоприемной камере можно использовать насосы для сточных жидкостей типа СД или водоструйные насосы. Дно приемных камер делают с уклоном к прямку, где располагают всасывающие трубы грязевых насосов. Подачу насоса определяют, исходя из консистенции осадка 1:10–1:12 и меньше.

Подъемно-транспортное оборудование

Тип подъемно-транспортных механизмов выбирается с учетом размеров сооружения, компоновки технологического оборудования, его размеров и максимальной массы поднимаемого элемента. Грузоподъемность того или иного механизма должна быть равна или больше массы наиболее тяжелой монтажной единицы: ротор вертикального двигателя, горизонтальный агрегат в сборе, насос, двигатель или задвижка.

Для монтажа, ремонта и демонтажа оборудования, арматуры и трубопроводов предусматривают следующее подъемно-транспортное оборудование:

- балки неподвижные (монорельсы) с кошками и талиями – при массе груза до 1000 кг;

- краны подвесные (кран-балки) – при массе до 5000 кг;

- краны мостовые – при массе груза более 5000 кг.

Подъемно-транспортное оборудование может быть как с ручным, так и с электрическим приводом. Последний вид подъемников рекомендуется применять при высоте подъема более 6 м, длине машинного зала более 18 м, массе груза более 5000 кг, а также в крупных насосных станциях с большим количеством насосных агрегатов.

Кошки и тали

Используют как самостоятельное оборудование или вводят в состав подвесной кран-балки или мостового однобалочного крана. При помощи тали груз поднимают, а кошка предназначена для подвешивания тали и перемещения груза по подвесному пути - монорельсу.

Подвесные кран-балки

Применяют при обслуживании прямоугольного в плане помещения или его части. Кран-балка представляет собой отрезок двутавра, подвешенный к двум кареткам, каждая из которых передвигается по подвесному неподвижному монорельсу. Неподвиж-

ные балки располагают вдоль длинной стороны помещения. Кран-балки с электроприводом изготавливаются с пролетами до 17 м и высотой подъема 6, 12 и 18 м.

Мостовые краны

Передвигаются вдоль машинного зала по подкрановым балкам, которые обычно опираются на консоли несущих колонн или выступы (пилястры) стен. Грузоподъемность мостовых ручных кранов составляет до 8 т при пролете 4,5–17 м и высоте подъема до 12 м. Серийно выпускаются мостовые электрические однокрюковые краны грузоподъемностью 5, 10 и 15 т и двухкрюковые краны грузоподъемностью 20/5, 30/5 и 50/10 т. Пролет кранов 11–32 м.

22.6. ЭЛЕКТРОСИЛОВОЕ ОБОРУДОВАНИЕ

Для пуска, регулирования и остановки приводных электродвигателей насосов, а также для управления электрифицированными вспомогательными механизмами насосные станции имеют электрическое хозяйство, основными элементами которого являются: силовые трансформаторы, масляные выключатели, разъединители, токоведущие части, силовые кабели, измерительные трансформаторы и предохранители.

Силовые трансформаторы

Предназначены для преобразования переменного электрического тока высокого напряжения в переменный ток с более низким напряжением для питания электродвигателей основных насосов. Необходимая мощность силового трансформатора определяется мощностью приводных электродвигателей основной группы насосов, мощностью электроприводов других механизмов и мощностью электроосветительных и электроотопительных устройств:

$$S = k_c \sum \frac{N_{\text{н}}}{\eta_{\text{дв}} \cos \varphi}, \quad (22.44)$$

где k_c - коэффициент спроса по мощности, зависит от числа работающих электродвигателей: при двух двигателях – 1, при трех – 0,9, при четырех – 0,8, при пяти и более – 0,7; $N_{\text{н}}$ - номинальная (паспортная) мощность электродвигателей основных насосов (без резервных); $\eta_{\text{дв}}$ - коэффициент полезного действия электродвигателя; $\cos \varphi$ - коэффициент мощности электродвигателя.

Значения $\eta_{\text{дв}}$ и $\cos \varphi$ берутся из технических характеристик электрооборудования. В зависимости от типоразмера электродвигателя $\cos \varphi = 0,80\text{--}0,92$, а $\eta_{\text{дв}} = 0,9\text{--}0,903$.

Если силовые трансформаторы снабжают энергией другое оборудование (подъемно-транспортное, осветительное и т.д.), то к мощности S необходимо прибавить суммарную мощность этого оборудования.

Количество трансформаторов принимают по схеме электрических соединений (обычно не менее двух). При выходе из строя одного из установленных трансформаторов допускается перегрузка оставшихся в работе. Временная перегрузка не должна превышать 20–40% номинальной мощности трансформатора.

Силовые трансформаторы устанавливают в отдельных помещениях, пристроенных к зданию насосной станции, или на открытых площадках, располагаемых в непосредственной близости от него. Размеры камер для трансформаторов определяются размерами трансформаторов и проходов для осмотра, монтажа и демонтажа.

Масляные выключатели

Предназначены для включения и отключения электродвигателей насосов. При напряжении до 500 В и мощности до 75 кВт в этом качестве используют магнитные пускатели серий ПА и ПМЕ. При напряжении 3–10 кВ и силе тока до 400 А применяют масляные выключатели ВМЭ многообъемного типа. При напряжении 10–35 кВ и силе тока от 600 до 1500 А применяют масляные выключатели ВМП с дугогасящей камерой. Привод масляных выключателей может быть ручным, механическим и электромагнитным.

Разъединители

Используются для отключения от сети высокого напряжения различных аппаратов, приборов или отдельных участков цепи. Например, разъединители устанавливают до и после масляного выключателя для возможности его осмотра и ремонта. Привод разъединителей, применяемых в электрических схемах насосных станций, как правило, ручной.

Токоведущие части (шины) и силовые кабели

Сборные шины изготовляют из меди, алюминия или стали в виде полос прямоугольного сечения. Силовые кабели соединяют различные элементы электрического хозяйства насосной станции.

Измерительные трансформаторы

Служат для преобразования энергии, регистрируемой измерительными приборами и питающей реле и вспомогательные цепи.

Предохранители

Устанавливаются для защиты электрической цепи от токов чрезмерной силы. Прерывают цепь при превышении допустимой максимальной величины тока.

Схемы электрических соединений

Насосные станции, как правило, подключаются к линиям электропередачи (ЛЭП) с напряжением 6,3–35 кВ. Схему подключения выбирают из соображений безопасности и надежности. Насосные станции I категории надежности подключаются не менее чем к двум ЛЭП, станции II и III категорий могут иметь один-два и более источника питания. Приводные двигатели основных насосов, в зависимости от напряжения, подсоединяются к ЛЭП через понижающие трансформаторные подстанции или без них.

Силовые трансформаторы со всей аппаратурой образуют трансформаторную подстанцию (ТП), а оборудование, предназначенное для приема и распределения электрической энергии, входит в состав распределительных устройств (РУ).

В зависимости от напряжения ЛЭП, мощности и назначения насосной станции ТП могут быть:

- открытыми отдельно стоящими или примыкающими к зданию насосной станции;
- закрытыми отдельно стоящими, пристроенными к зданию насосной станции или встроенными в него;

- столбовыми, все оборудование которых устанавливается открыто на специальных конструкциях или на опорах ЛЭП.

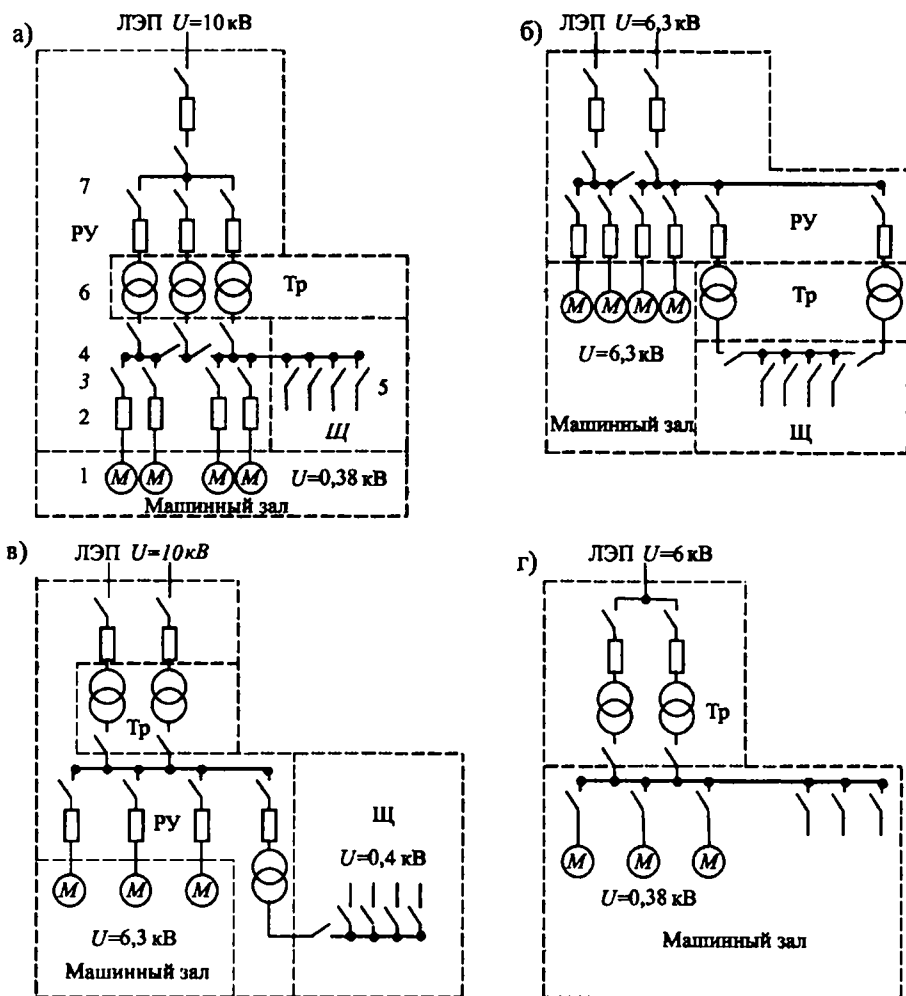


Рис. 22.10. Схемы электрических соединений насосных станций:

1 – электродвигатель; 2 – масляный выключатель; 3 – разъединитель; 4 – шины низкого напряжения; 5 – щит низкого напряжения; 6 – силовой трансформатор; 7 – шины высокого напряжения; РУ – помещение распределительных устройств; Тр – камеры трансформаторов; Щ – щитовое помещение

Открытые отдельно стоящие ТП проектируются для крупных насосных станций с большой суммарной мощностью электродвигателей.

При *закрытом* размещении трансформаторы и масляные выключатели, как пожароопасное и находящееся под высоким напряжением оборудование, устанавливают в отдельных помещениях с капитальными стенами и ограниченным доступом обслужи-

вающего персонала. Такое размещение экономически оправдано при напряжении ЛЭП до 10 кВ.

Столбовые подстанции применяются при относительно небольших изолированных насосных установках.

Распределительное устройство высокого напряжения состоит из ячеек, в которых размещаются масляные выключатели, разъединители, измерительные трансформаторы тока и напряжения, сборные шины и реле защиты. Ячейки РУ выполняются в виде шкафов КРУ или КСО. В насосных станциях с напряжением приводных электродвигателей не более 10 кВ РУ размещают закрытыми во встраиваемых или пристраиваемых к зданию насосной станции помещениях.

Низковольтные распределительные щиты управления находятся в помещении «щитовой» и предназначены для дистанционного управления высоковольтным оборудованием, а также для подключения различных вспомогательных устройств.

На рис. 22.10 приведены наиболее часто используемые схемы электрических соединений насосных станций. Схема с подсоединением к одной ЛЭП (рис. 22.10, а, г) возможна для насосных станций III категории надежности. Если напряжение электродвигателей основных насосов высокое, то щит низкого напряжения подключается к шинам через трансформатор собственных нужд (рис. 22.10, б, в). Электродвигатели низкого напряжения мощностью до 75 кВт могут подключаться не через масляные выключатели, а через магнитные пускатели (рис. 22.10, г).

22.7. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЗДАНИЯ НАСОСНОЙ СТАНЦИИ

Конструкция и стандартные размеры

Подземная часть. Если максимальный уровень грунтовых вод расположен ниже уровня пола машинного зала, то подземная часть насосных станций выполняется с *раздельными фундаментами под насосное оборудование и под строительные конструкции* (рис. 22.11, а). Для высокопроизводительных насосов типов О, ОП и В применяется *блочная конструкция*, представляющая собой массивный бетонный блок в основании, в который встроены всасывающие трубы (рис. 22.11, б). При камерном типе здания его подземная часть выполняется в виде относительно тонкостенной доковой конструкции – *камеры* (рис. 22.11, в).

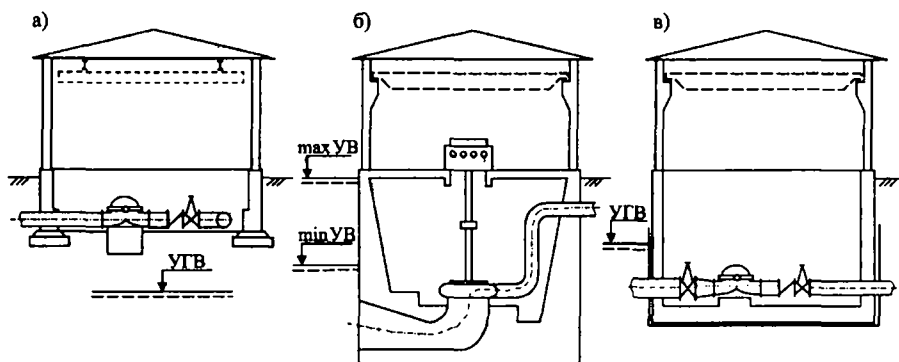


Рис. 22.11. Типы фундаментов подземной части насосных станций:

а – с раздельными фундаментами под оборудование и строительные конструкции, б – блочная, в – камерная

Подземную часть выполняют из гидротехнического бетона. Наружную поверхность стен подземной части покрывают битумной изоляцией до отметки на 0,5 м выше уровня грунтовых вод.

Заглубление и размеры в плане подземной части определяются компоновкой насосного оборудования. Размеры подземной части больших насосных станций в плане рекомендуется принимать кратными 3 м. При длине стороны или диаметре подземной части сооружения до 9 м допускается принимать размеры прямоугольных сооружений.

Применительно к центробежным насосам с горизонтальным валом, устанавливаемым в машинном зале прямоугольной формы, наибольшее распространение получили следующие основные схемы расположения агрегатов (рис. 22.12):

- а) однорядное расположение агрегатов параллельно продольной оси станции;
- б) однорядное расположение агрегатов перпендикулярно продольной оси станции;
- в) однорядное расположение агрегатов под углом к продольной оси станции;
- г) двухрядное расположение агрегатов;
- д) двухрядное расположение агрегатов в шахматном порядке.

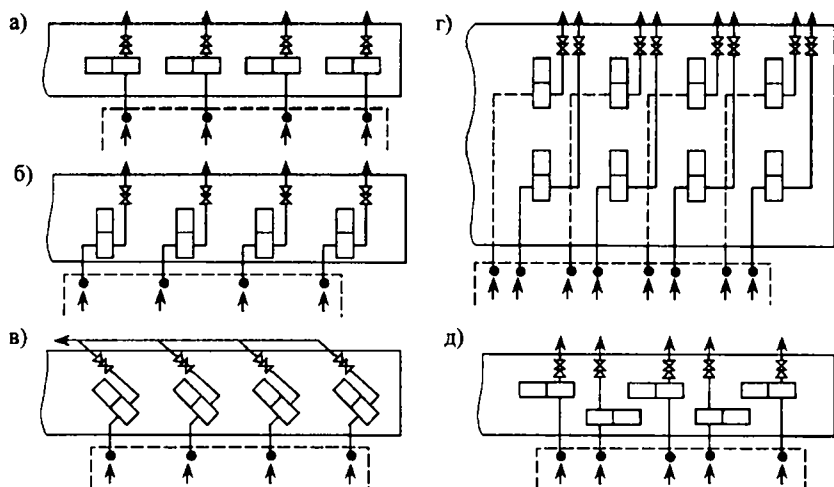


Рис. 22.12. Расположение в прямоугольном машинном зале агрегатов с горизонтальными центробежными насосами

Для круглых в плане машинных залов (которые типичны для заглубленных насосных станций) в случае совмещения с водоприемником наиболее целесообразным оказывается кольцевое расположение агрегатов (рис. 22.13, а). При раздельном расположении водозабора и здания станции насосные агрегаты могут быть расположены в один или несколько рядов, уступом или радиально (рис. 22.13, б, в, г).

При любой схеме расположение насосных агрегатов в здании насосной станции должно обеспечивать полную их безопасность и удобство обслуживания, а также возможность монтажа и разборки насосов и электродвигателей. Проход между агрегатами принимается не менее 1 м при установке электродвигателей напряжением до 1000 В и не менее 1,2 м при установке электродвигателей более высокого напряжения. Во всех случаях расстояние между неподвижными выступающими частями оборудования должно быть не менее 0,7 м. Расстояние от длинных сторон фундаментных плит до стен должно быть не менее 1 м.

Насосы с неразъемным корпусом по горизонтальной плоскости, у которых вал с рабочим колесом при демонтаже выдвигается наружу по направлению оси насоса, следует устанавливать на расстоянии от стен или других агрегатов не менее чем длина вала плюс 0,25 м (но не менее 0,8 м). Проход между агрегатами и электрораспределительным щитом должен быть не менее 2 м.

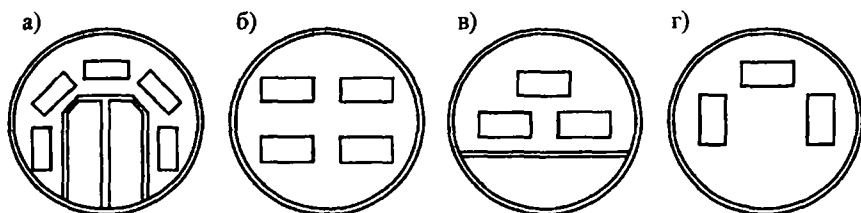


Рис. 22.13. Расположение насосных агрегатов в круглых машинных залах

Размеры машинного зала в плане определяются после выбора схемы расположения насосных агрегатов и компоновки внутристанционных трубопроводов с учетом рекомендуемых расстояний между стенками зданий и элементами оборудования.

Если глубина подземной части позволяет разместить технологическое и подъемно-транспортное оборудование, то минимально допустимое заглубление, при котором возможно такое решение определяют по формуле:

$$H_{\text{зал}} \geq h_{\text{об}} + 0,5 + h_z + h_c + h_1 + H + H_N + H_{\text{л}}, \text{ м}, \quad (22.45)$$

где $h_{\text{об}}$ - высота установленного оборудования, через которое необходимо переносить груз, м; h_m - высота переносимого груза, м; h_c - высота строповки (0,5...1 м); $(h_1 + H)$ - размеры подъемно-транспортного оборудования при максимальном поднятии крюка, м; H_N - высота подкранового пути, м; $H_{\text{л}}$ - высота перекрытия, м.

Если соотношение (22.45) не выполняется, то принимают полузаглубленный тип здания.

Заглубленные помещения должны сообщаться с надземными частями здания лестницами шириной не менее 0,9 м, с углом наклона не более 45°, из помещений длиной до 12 м – не более 60°. В заглубленных насосных станциях, работающих в автоматическом режиме, при заглублении машинного зала 20 м и более, а также в насосных станциях с постоянным обслуживающим персоналом при заглублении 15 м и более следует предусматривать устройство пассажирского лифта.

Для подъема на площадки обслуживания ширина лестниц должна быть не менее 0,7 м, угол наклона – не более 60°. Для одиночных переходов через трубы и для подъема к отдельным задвижкам и затворам допускается применять лестницы шириной 0,5 м с углом наклона более 60° или стремянки.

Верхнее строение

Высоту верхнего строения обычно определяют отдельно для машинного зала и для вспомогательных помещений. Высоту над машинным залом можно рассчитать по формуле:

$$H_{\text{верх}} \geq h_{\text{тр}} + 0,5 + h_2 + h_c + h_1 + H + 0,1, \text{ м}, \quad (22.46)$$

где $h_{\text{тр}}$ - погрузочная высота платформы автомобиля, м.

Высоту верхнего строения округляют до ближайшей стандартной: 3; 3,6; 4,2; 4,8; 5,4; 6; 7,2; 8,4; 9,6; 10,8; 12,6; 14,4; 16,2; 18 м. При высоте машинного зала более 4,8 м служебные помещения и электрическая часть, вынесенные в пристройки, могут иметь меньшую высоту, которая определяется высотой ячеек распределительного устройства или камер трансформаторов.

При наличии мостового крана в машинном зале или высоте несущих стен более 6 м рекомендуется применять каркасную конструкцию здания. В остальных случаях возможны каркасные и бескаркасные конструкции с несущими стенами из кирпича.

Пролеты зданий назначают равными 6, 9, 12, 15, 18, 21 и 24 м при шаге колонн 6(12) м. В бескаркасных зданиях длина здания может быть кратна 1,5 м. Для покрытия зданий рекомендуется применять сборные железобетонные плиты размером 3×6 и 3×12 м (доборные плиты 1,5×6 и 1,5×12 м), которые укладываются на фермы, пролетные железобетонные балки или на несущие стены верхнего строения.

Площадь окон в помещении с естественным освещением принимается не менее 12,5% площади пола. Габариты провозимого оборудования и автомобиля определяют размеры ворот: 3×3; 3,6×3; 4×3; 4×4,2; 4,8×5,4 и 4,7×5,6 м.

В зданиях больших насосных станций должно быть предусмотрено место для монтажной площадки, на которой ремонтируют насосы и электродвигатели. Размеры такой площадки определяются габаритами насосов, двигателей и транспортных средств.

Вспомогательные помещения (электрическая часть, включая помещение главного щита управления, кабинет начальника станции, комнату обслуживающего персонала, мастерскую, кладовую, туалет) в незаглубленных и полузаглубленных насосных станциях выносят в пристройку. В заглубленных насосных станциях эти помещения стремятся разместить на перекрытии машинного зала. Ориентировочные площади, занимаемые вспомогательными помещениями, можно принимать по табл. 22.3.

Таблица 22.3

Площади под вспомогательные помещения насосной станции

Название	Площадь, м ²	Примечание
Щитовая:		на один установленный насос
– насосные станции I подъема	4–5	
– насосные станции II подъема	4–6	
Механическая мастерская	10–30	при подаче более 40 000 м ³ /сут
Гардероб	6–9	при подаче более 40 000 м ³ /сут
Душ	4–6	при подаче более 40 000 м ³ /сут
Санитарный узел	3	унитаз и раковина
Кабинет начальника	12–15	
Шкафчики для хранения одежды	8–25	
Кладовые	6–10	

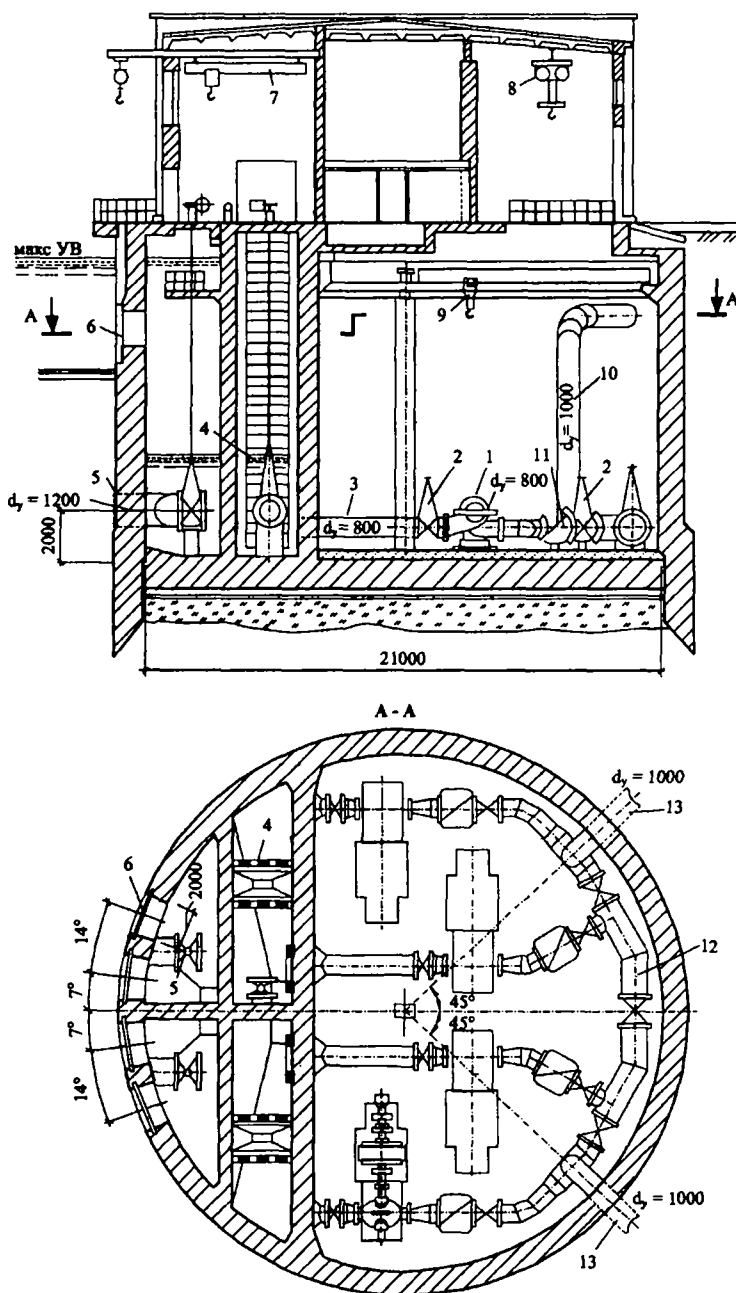


Рис. 22.14. Насосная станция с комбинированным водозабором:

1 – насосы, 2 – задвижки, 3 – всасывающая труба, 4 – каркасные сетки, 5 – самотечные водоводы, 6 – входные окна, 7 – подвесная кран-балка, 8 – тельфер, 9 – радиальная кран-балка, 10 – вертикальные стойки, 11 – обратные клапаны, 12 – напорный коллектор, 13 – внешние напорные трубопроводы

Насосные станции I подъема

Насосные станции I подъема, использующие в качестве источника водоснабжения открытые водоемы, обычно проектируются заглубленного типа. При глубине насосной станции более 7-8 м ее сооружают методом опускного колодца. На рис. 22.14 представлена схема типовой насосной станции с комбинированным водозабором. В зависимости от положения уровня воды в источнике забор воды осуществляется через четыре входных окна или через затопливаемый русловой оголовок и самотечные водоводы. Насосные станции подобной конструкции применяются для коммунального и промышленного водоснабжения и рекомендуются для строительства на равнинных реках с амплитудой колебания уровней воды до 10 м.

Насосные станции II подъема

В зависимости от топографических условий и высотного расположения резервуаров чистой воды насосные станции II подъема могут быть незаглубленными и частично заглубленными, когда требуется, чтобы установленные насосы находились под заливом. У таких насосов верх корпуса должен быть расположен не менее чем на 0,3–0,5 м ниже расчетного уровня воды в резервуаре чистой воды: для объединенной хозяйственно-пожарной или пожарной группы насосов – ниже уровня пожарного запаса, для хозяйственно-питьевой группы – ниже среднего уровня воды в резервуаре.

Насосные станции II подъема, как правило, выполняются прямоугольными и оборудуются горизонтальными насосами типа Д или К. Для уменьшения размеров здания часть запорной арматуры допускается выносить в отдельные камеры переключений, устраиваемые также, как и колодцы на водопроводной сети. Высота рабочей части камеры определяется высотой установленных в них задвижек и в любом случае должна быть не менее 1,5 м.

На рис. 22.15 представлена насосная станция II подъема с двумя насосами Д12500-24, подающими промывную воду и четырьмя насосами Д2000-100, питающими водопроводную сеть.

23. АВТОМАТИЗАЦИЯ И ДИСПЕТЧЕРИЗАЦИЯ СИСТЕМ ВОДОСНАБЖЕНИЯ

23.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Автоматизация - применение специальных приборов, приспособлений, устройств и систем, осуществляющих контроль и управление технологическими процессами на различных объектах систем водоснабжения.

Средствами автоматики решаются различные задачи, возникающие в процессе эксплуатации объектов систем водоснабжения:

- обеспечивается поддержание на заданном уровне различных технологических параметров: количественных (давление, расход, уровень, температура и проч.) и качественных (рН, концентрация остаточного хлора, щёлочность, мутность, цветность и др.);

- включаются и отключаются насосные агрегаты при достижении заданных технологических параметров (уровней воды в резервуарах, давления и расхода в трубопроводе и проч.);

- соблюдается заданная последовательность операций (включение и отключение пускателей и выключателей, открытие и закрытие задвижек и затворов, подача охлаждающей воды на подшипники и т.д.) при пуске и остановке насосных агрегатов, промывке фильтров или вращающихся сеток и прочих устройств и механизмов;

- при возникновении аварий или неисправности отключаются повреждённые агрегаты и включаются резервные;

- изменяется количество работающих насосов и регулируется их подача при изменении водопотребления или уровня воды в резервуарах;

- стабилизируется давление в системе трубопроводов и уровень воды в резервуарах;

- включаются или отключаются вспомогательные устройства, механизмы и системы (насосы технической воды, дренажные насосы, системы отопления и вентиляции, освещения и т.д.);

- осуществляется дозирование реагентов (коагулянта, хлора и т.д.).

Диспетчеризация - централизованный контроль и управление территориально разбросанными объектами водоснабжения связанными общим технологическим процессом: водозабора, водоочистки, водоподачи и распределения воды между потребителями.

Диспетчеризация неавтоматизированных объектов (небольших насосных станций и очистных сооружений с дежурным персоналом) может осуществляться с помощью телефонной связи.

Диспетчеризация более крупных и автоматизированных объектов осуществляется, как правило, средствами телемеханики. Системы телемеханики (ТМ) по характеру выполняемых функций делятся на телесигнализацию (ТС), телеизмерение (ТИ) и телеуправление (ТУ).

Системы телесигнализации передают на диспетчерский пункт (ДП) сигналы о положении и состоянии оборудования и систем: работает агрегат или не работает, закрыта задвижка или открыта, находится фильтр в работе или на промывке или он пребывает в нерабочем состоянии (в ремонте).

Системы телеизмерения передают на диспетчерский пункт (ДП) информацию об измеряемых параметрах: давлении на коллекторе насосных станций, расходе воды в водоводах и магистральных, токе электродвигателей насосных агрегатов, уровне воды в резервуарах, мутности или цветности воды, дозы коагулянта и хлора и т.д.

Системы телеуправления передают с диспетчерского пункта на объекты (насосные станции, очистные сооружения) команды: остановить или пустить в работу насосный агрегат, открыть или закрыть задвижку, включить фильтр на промывку и т.д.

Для сбора информации на объектах водоснабжения и передачи её на диспетчерский пункт, а также передачи на объект команды с диспетчерского пункта оборудуются контрольные пункты (КП). Передача информации осуществляется по каналам связи. Каналами связи могут быть: специальные контрольные кабели, телефонные пары проводов, а также радиоканалы.

Многопроводный канал связи соединяет каждый объект управления (насосный агрегат, задвижку) с органом управления (кнопкой, ключом) или устройством, воспринимающим информацию (табло, сигнальная лампа, измерительный прибор). Многопроводная система связи неэкономична, используется при небольшом количестве объектов управления, находящихся на небольшом расстоянии от диспетчерского пункта.

При большом количестве объектов управления, находящихся на значительных расстояниях от диспетчерского пункта предпочтительней малопроводная система передачи информации, осуществляемая или по проводам, или по телефонным парам. В этом случае система телемеханики оснащается устройствами для разделения сигналов (шифраторами и дешифраторами кода, фильтрами, распределителями сигналов). Аналогичные устройства необходимы при использовании радиоканалов.

В настоящее время в системах автоматизации и диспетчеризации широкое применение находит микропроцессорная и компьютерная техника, что позволяет значительно сократить количество аппаратуры диспетчеризации (передающих, преобразующих и сигнальных устройств, в т.ч. громоздких мнемосхем, табло и проч.), что сокращает площади диспетчерских пунктов.

Применение микропроцессоров и компьютеров обеспечивает высокую гибкость систем управления при изменении режимов работы отдельных объектов и вводе в эксплуатацию новых объектов, путём перепрограммирования структуры систем управления, повышает надёжность систем управления, повышает оперативность управления, обеспечивает более чёткую визуализацию схем объектов и параметров технологических процессов.

Многообразие оборудования и технологических систем на сооружениях водоснабжения и различная роль, которую они играют в процессе водоснабжения, влияют на структуру систем автоматизации и диспетчеризации

При создании систем автоматизации и диспетчеризации соблюдается ступенчатая иерархия:

- системы автоматизации, имеющие местное значение и схемы автоматизации отдельных механизмов и устройств (дренажные насосы, вращающиеся сетки, вентиляция, отопления и т.п.) строятся, как локальные, независимые друг от друга и от систем, имеющих более общее значение. В отдельных случаях из локальных систем выдаются информационные сигналы в системы автоматизации более высокого уровня;

- системы автоматизации основных насосных агрегатов, очистных сооружений и других объектов, влияющих на процесс водоснабжения в целом, строятся, как локальные системы, функционирующие самостоятельно, но в то же время они входят в автоматизированную систему технологического процесса (АСУ ТП) предприятия, например водопроводной станции.

АСУ ТП представляет высший этап автоматизации, обеспечивающий оптимальный режим работы предприятия. Локальные системы автоматизации, входящие в со-

став АСУ ТП, выдают необходимые информационные сигналы в АСУ ТП и получают соответствующие команды из АСУ ТП.

Команды могут выдаваться в виде задания определённых технических параметров (дозы реагента, давления, уровня, и т.д.) или команд на включение-отключение различных агрегатов или механизмов (основных насосов, затворов и задвижек и проч.), а также на включение определённых программ действия (промывка фильтров, вращающихся сеток и т.п.).

В крупных системах водоснабжения, состоящих из нескольких водопроводных станций, регулирующих узлов, станций подкачки, сложной системы водоводов, магистралей и водопроводных сетей создаются АСУ ТП города (промышленного предприятия), в состав которой входят АСУ ТП водопроводных станций и других предприятий водоканалов. АСУ ТП водоснабжения представляет собой систему, в которой диспетчер с помощью специальных технических средств осуществляет управление процессом водоснабжения.

В условиях функционирования АСУ ТП создаётся диспетчерская служба, имеющая, в зависимости от специфики конкретной системы водоснабжения, одно- двух- или трёхступенчатую систему управления.

Верхней иерархической ступенью оперативного управления является центральный диспетчерский пункт (ЦДП) Управления водоканала города (промышленного объекта). ЦДП этого уровня предназначается для контроля и оперативного управления ходом технологического процесса всей системы водоснабжения, включая водозаборы, насосные станции, очистные сооружения, водоводы, резервуары, регулирующие узлы, магистрали и распределительные сети.

Следующая ступень управления: ЦДП предприятия водопроводно-канализационного хозяйства (водопроводной станции, куста артезианских скважин, каскада насосных станций территориального водопровода и проч.). ЦДП предприятия предназначается для контроля и управления технологическим процессом сооружений водопроводной станции (водозабора, насосных станций, водоводов, очистных и других сооружений данного предприятия).

Более низкая ступень управления - МДП цехов и отдельных производств, предназначается для контроля и оперативного управления технологическими процессами конкретных объектов: насосных станций первого подъёма, второго подъёма, очистных сооружений, здания фильтров и проч.

Нижней ступенью управления является оперативный пункт (ОП) предназначенный для управления отдельными сооружениями и процессами. ОП оснащается приборами контроля, аппаратурой дистанционного управления и сигнализации, средствами связи. Информация на ОП поступает от технологических датчиков, блок-контактов пусковой аппаратуры и воспроизводится на щитах контроля или экранах компьютеров. Информация от ОП по каналам связи передаётся на МДП и ЦДП, где она обрабатывается соответствующим образом и служит основой для принятия вышестоящим диспетчером решений по управлению технологическим процессом водоснабжения. Примерная структура диспетчерского управления системы водоснабжения города представлена на рис. 23.1.

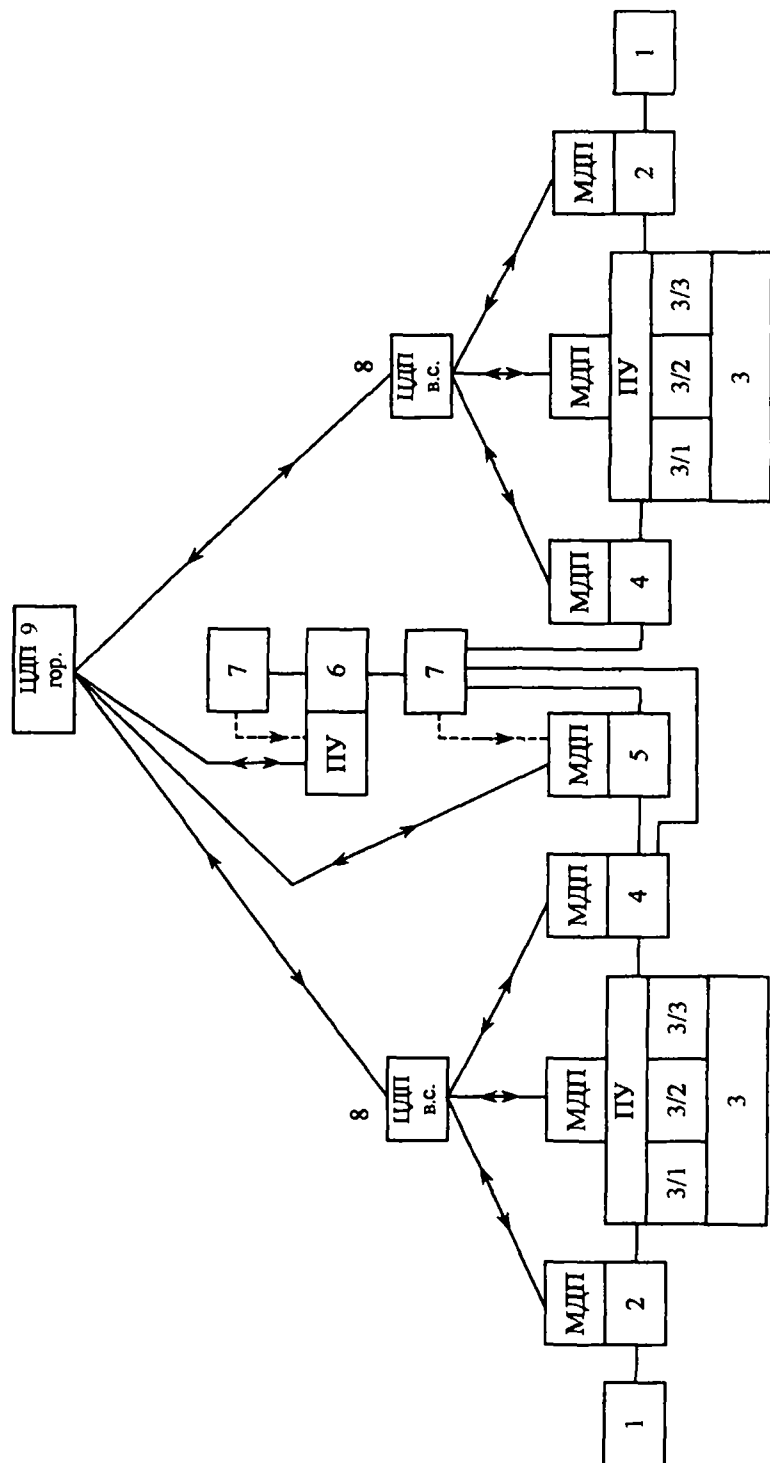


Рис. 23.1. Структура диспетчерского управления системой водоснабжения:

1 – водоисточники; 2 – насосные станции I-го подъема с водозаборами; 3 – очистные сооружения; 3/1 – реагентное хозяйство; 3/2 – фильтры; 3/3 – отстойники; 4 – насосная станция II-го подъема; 5 – регулирующийся узел с насосной станцией и резервуарами; 6 – повысительная насосная станция III-го подъема; 7 – водопроводная сеть; 7/1 – нижняя зона водопроводной сети; 7/2 – верхняя зона водопроводной сети; 8 – ЦДП водопроводных станций; 9 – ЦДП системы водоснабжения

23.2. АВТОМАТИЗАЦИЯ НАСОСНЫХ УСТАНОВОК

При автоматизации основных насосных агрегатов в первую очередь автоматизируют процесс пуска и остановки. Импульс на включение агрегата выдает дежурный диспетчер или датчик, реагирующий на заданное значение технологического параметра (уровень воды в емкостях, давление в трубопроводах и т.п.). Дальнейшие операции пуска осуществляются автоматически: открытие и закрытие затворов и задвижек, залив корпусов насосов водой, подача охлаждающей воды в подшипники и сальниковые уплотнения насосов для перекачки сточных вод, включение и отключение соответствующих электрических коммутационных аппаратов (контакторов, выключателей, пускателей и т.п.). Для упрощения и повышения надежности пуска насосы, как правило, устанавливают под заливом, т.е. ниже уровня воды в приемных емкостях.

Остановка насосных агрегатов автоматизируется аналогичным образом. Импульс на отключение насоса выдается от технологического датчика (уровня, давления и т.п.), выходного реле электрической и технологической защиты или от диспетчера. Электрическая защита работает при коротких замыканиях в приводном электродвигателе, перегрузке двигателя, исчезновении напряжения на шинах распределительных устройства и др. повреждениях в электрической части насосной установки. Технологическая защита действует при чрезмерном понижении уровня воды в приемных емкостях, при резких изменениях давления и расхода в напорных линиях установки и т.п. Если разместить насосы под заливом невозможно, применяют принудительный залив насосов с помощью вакуум-установки. В этом случае схема автоматизации насосного агрегата предусматривает после подачи импульса на включение основного агрегата включение вакуум-насоса. Затем к вакуумной линии автоматически подключается насос путем открытия соответствующего вентиля. После заполнения насоса водой реле контроля залива дает импульс на включение основного агрегата с последующим отключением его насоса от вакуумной линии и остановкой вакуумного насоса.

Для насосных установок с переменным режимом работы предусматривают автоматическое регулирование выходных параметров (давления, подачи) насосных агрегатов. Режим работы насосной установки регулируют изменением числа работающих агрегатов, дросселированием напорных линий, изменением угловой скорости вращения насосов или сочетанием этих способов.

В насосных установках находят применение регулируемые приводы с многоскоростными (двухскоростными) электродвигателями, с индукторными муфтами скольжения, с гидромуфтами, приводы по схеме асинхронно-вентильного каскада, частотные приводы и приводы на базе вентильного электродвигателя. Многоскоростные двигатели используют в тех случаях, когда применение плавного регулирования не требуется, например, при ступенчатом графике водопотребления, а также при отсутствии плавно регулируемых приводов. Многоскоростные двигатели позволяют увеличить число возможных комбинаций напорных характеристик насосных агрегатов без увеличения числа насосов. Привод с индукторными муфтами скольжения преимущественно используют в системах автоматизированного управления насосных установок, оборудованных горизонтальными насосными агрегатами сравнительно небольшой мощности (40-250 кВт). Этот привод относится к группе приводов, работающих с потерями скольжения. Привод с гидромуфтами по своим энергетическим характеристикам аналогичен приводу с индукторными муфтами скольжения. Привод по схеме асинхронно-вентильного каскада получил распространение в горизонтальных насосных агрегатах средней и большой мощности (250-1600 кВт). В отличие от приводов с индукторными

муфтами скольжения и гидромуфтами в этом приводе потери скольжения не теряются, а рекуперированы в питающую электросеть. Привод на базе вентильного двигателя используют в агрегатах большой мощности (1600-5000 кВт), особенно вертикального исполнения. Частотный привод применяют главным образом в низковольтных агрегатах мощностью 40-250 кВт. Эти приводы работают без потерь скольжения, однако отличаются сравнительно высокой стоимостью и сложностью конструкции.

Применение регулируемого электропривода в системах автоматического управления (САУ) насосных установок позволяет привести в соответствие режим их работы с водопотреблением или притоком сточных вод. Благодаря этому стабилизируются давление в водопроводной сети и уровень воды в приемных емкостях канализационных насосных станций или резервуарах систем водоснабжения, экономится энергия, сокращаются утечки и непроизводительные расходы воды, появляется возможность увеличить единичную мощность насосных агрегатов и соответственно уменьшить их число. Регулируемый электропривод используют обычно в насосных установках, оснащенных агрегатами достаточно большой мощности (75-100 кВт и выше), характеризующихся неравномерностью подачи и большой динамической высотой подъема воды, т.е. большой крутизной графических характеристик водоводов и сети.

В САУ водопроводных насосных станций, работающих в безбашенную водопроводную сеть, регулируемым параметром обычно является давление в диктующей точке (точках) водопроводной сети. В тех случаях, когда насосная станция расположена вблизи потребителей или когда падение давления в трубопроводах между диктующей точкой и коллектором насосной станции мало зависит от расхода воды, в качестве параметра регулирования принимают давление на напорном коллекторе станции. В САУ насосных станций, подающих воду в резервуары, в отдельных случаях, в качестве параметра регулирования принимают уровень воды в приемном резервуаре. Из экономических соображений регулируемым электроприводом обычно оборудуют один из агрегатов в группе из двух-трех насосов. В качестве регулируемого принимают наиболее крупный насос с наиболее пологой графической характеристикой, что препятствует образованию мертвых зон в процессе регулирования. Оснащение всех установленных на станции насосных агрегатов регулируемым электроприводом необходимо только в тех случаях, когда изменение угловой скорости вращения регулируемых агрегатов выводит нерегулируемые агрегаты в зону ненормальных режимов работы: низких КПД, кавитации или помпажа.

При одновременной работе регулируемых и нерегулируемых насосных агрегатов САУ обеспечивает их взаимодействие: изменяет угловую скорость вращения регулируемых агрегатов, включает или отключает в нужный момент нерегулируемые агрегаты, ограничивает по энергетическим и технологическим показателям допустимый диапазон изменения угловой скорости вращения регулируемых агрегатов. При работе нескольких насосных установок, подающих воду в водопроводную сеть труб całego района, САУ поддерживает оптимальное средневзвешенное значение КПД группы насосных станций.

Системы автоматизации могут быть как локальными, так и входить в состав АСУ технологическими процессами подачи и распределения воды (АСУ ТП ПВВ). В этих системах электронно-вычислительные машины (ЭВМ), с помощью которой производят анализ информации, собираемой по каналам телемеханики от насосных станций, водоводов, резервуаров и распределительных сетей, и выполняют расчеты по оптимизации режимов работы системы подачи и распределения воды.

Информация о технологических и электрических параметрах (давление, расход и уровень воды, электрический ток, напряжение) в устройствах телемеханики и автоматики преобразуется в маломощные унифицированные электрические аналоговые и релейные сигналы. Регулирование режима работы насосных установок осуществляется обычно по пропорционально-интегральному закону (ПИ-закону). Для задания требуемого значения параметра регулирования в систему автоматизации вводят задающие устройства. Для реализации команд, поступающих из системы автоматизации, агрегаты и др. оборудование оснащают дополнительными механизмами. В насосных установках получили распространение микропроцессорные устройства и промышленные компьютеры, которые позволяют легко и быстро перенастраивать законы регулирования при изменении динамических характеристик управляемого объекта.

Ниже приводится описание наиболее характерных автоматизированных систем регулирования режимов работы насосных установок.

Стабилизация напора в системе подачи воды. Для значительной группы насосных установок экономичный режим обеспечивается стабилизацией напора в безбашенной системе подачи воды. К таким установкам относятся насосные станции II и III подъемов промышленных и городских водопроводов, насосные станции подкачки. Необходимость стабилизации напора в сети этих станций обусловлена переменным характером режима водопотребления. Вероятностный характер водопотребления требует непрерывных изменений в режиме работы насосной установки. Изменения должны выполняться так, чтобы поддерживались требуемые значения технологических параметров (подач, напоров) в системе в целом и одновременно обеспечивалось минимально возможное энергопотребление насосной установки.

Эта задача решается системой автоматического управления (САУ) насосной установки стабилизирующей напор в сети по заданному значению. Стабилизировать напор во всех точках сложной разветвленной сети практически невозможно. Поэтому речь может идти о стабилизации напоров в некоторых отдельных точках сети, называемых диктующими. В качестве диктующих выбирают точки, обеспечение нормального напора в которых гарантирует поддержание таких же или более высоких напоров в остальных точках сети. Как правило, в качестве диктующей выбирается точка, наиболее удаленная в гидравлическом отношении, расположенная на наиболее высоких отметках.

Местоположение диктующих точек определяется гидравлическим расчетом сети или опытным путем по результатам длительных эксплуатационных наблюдений. При существенном перераспределении потоков воды в сети, вызванное локальными изменениями водопотребления различными группами потребителей, диктующая точка может менять свое местоположение. При работе сети совместно с насосными станциями, близко выдвинутыми к потребителям, например, станциями подкачки, диктующая точка может располагаться на напорном коллекторе станции. Основным параметром регулирования в системах, стабилизирующих напор в сети, является напор в диктующей точке (точках). Стабилизация напора в этой точке обеспечивает необходимый минимум напора в сети и снижает затраты электроэнергии на подачу воды.

Чтобы обеспечить работу насосной установки без превышения напора при всех значениях водопотребления, разработана САУ, оснащенная регулируемым электроприводом.

Система состоит из насосного агрегата, оснащенного регулируемым электроприводом, датчика давления, пропорционально-интегрального регулятора (ПИ-регулятора), задающего устройства — задатчика значения регулируемого параметра (напора) и каналов связи между преобразователем и регулятором (рис. 23.2). Сигналы

от датчика давления, установленного в диктующей точке сети, и от задающего устройства поступают в ПИ-регулятор. В ПИ-регуляторе сигналы сравниваются, соответствующим образом обрабатываются и выдаются в виде исполнительной команды в систему управления регулируемого электропривода насосного агрегата.

Если напор в диктующей точке оказывается выше заданного, в привод поступает команда на уменьшение частоты вращения электродвигателя насоса, и наоборот. При соответствии напора в диктующей точке заданному значению изменение частоты вращения насоса прекращается.

Система управления настраивается так, чтобы изменения частоты вращения происходили при малых отклонениях значений напора в диктующей точке от заданных значений. Вследствие этого рабочая точка насоса практически плавно перемещается по характеристике трубопровода и, следовательно, система работает без превышения напоров, т.е. в экономичном режиме.

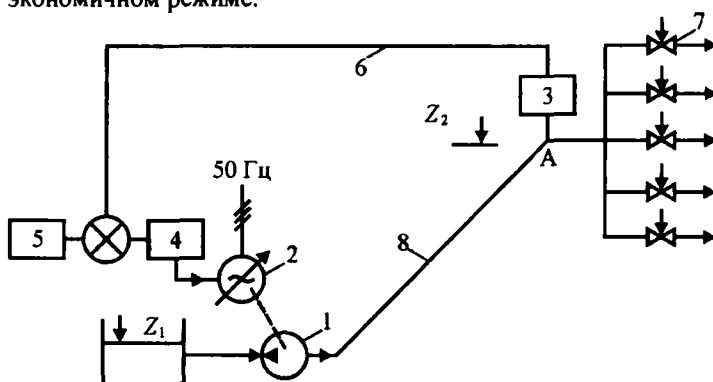


Рис. 23.2. Принципиальная схема стабилизации напора в диктующей точке водопроводной сети:

1 – центробежный насос; 2 – регулируемый электропривод; 3 – датчик давления; 4 – ПИ-регулятор; 5 – задающее устройство; 6 – канал связи; 7 – водоразборные устройства; 8 – водовод

Процесс стабилизации напора в диктующей точке сети при работе нескольких насосных агрегатов происходит сложнее. Если все работающие агрегаты оборудованы регулируемым приводом, процесс регулирования идет аналогично описанному, с тем отличием, что команда об изменении частоты вращения поступает одновременно на все работающие насосные агрегаты. Тогда частота вращения работающих агрегатов изменяется синхронно, и вследствие этого одновременно и единообразно изменяют свое положение напорные характеристики всех насосов. Благодаря этому рабочие параметры этих насосов (подача, напор, КПД и др.) изменяются одинаково и, следовательно, распределение нагрузок между работающими насосными агрегатами происходит равномерно. Если насосная установка оборудована разнотипными насосами, предусматривается индивидуальное воздействие на каждый насосный агрегат, с тем, чтобы соблюдалась относительно равномерное распределение нагрузок между параллельно работающими агрегатами, то есть каждый из агрегатов был нагружен на 90%, на 85% и т.д.

В тех случаях, когда работают одновременно регулируемые и нерегулируемые насосные агрегаты процесс регулирования осуществляется изменением частоты вращения регулируемых агрегатов и периодическим изменением числа работающих нерегулируемых насосов.

В базе, то есть постоянно, работает регулируемый насосный агрегат, а нерегулируемый включается или отключается по мере необходимости, при достижении граничных значений технологических параметров (расхода, напора).

Как и в предыдущем случае, при изменении водопотребления и увеличении напора в диктующей точке частота вращения регулируемого насоса уменьшается, а при снижении напора возрастает. Но при этом характеристика регулируемого насоса изменяет свое положение, а нерегулируемого остается неизменной. По этой причине, хотя насосы работают с одним и тем же напором, подача у них разная.

При уменьшении частоты вращения регулируемый насос работает с меньшей подачей, а подача нерегулируемого увеличивается. Другие рабочие параметры регулируемого и нерегулируемого насосных агрегатов (КПД, мощности и т.д.) тоже различаются. В случае существенного изменения водопотребления наступает момент, когда подача регулируемого насоса снижается до нуля. В это время напор нерегулируемого насоса становится больше, чем регулируемого. Обратный клапан регулируемого насоса закрывается, а если он отсутствует, вода идет через насос в обратном направлении. Ввиду бессмысленности такого режима САУ в этот момент времени отключает регулируемый насос и форсирует частоту вращения регулируемого насоса до максимального значения. При дальнейшем уменьшении водопотребления процесс регулирования осуществляется только изменением частоты вращения регулируемого насоса.

Если регулируемый насос вследствие увеличения водопотребления выйдет на максимально возможную частоту вращения и, несмотря на это, не сможет обеспечить подачу воды в требуемом количестве и напор на выходе насосной станции начнет резко снижаться, САУ должна выдать импульс на включение нерегулируемого насоса и убавить частоту вращения регулируемого насоса до нужного значения.

Следует иметь в виду, что процесс изменения водопотребления не всегда идет монотонно. Часто при достижении некоторого граничного значения подачи процесс может остановиться и пойти в обратную сторону. В таких случаях возникает ситуация, в которой нерегулируемый насос будет многократно включаться и отключаться. Во избежание таких явлений САУ должна содержать блокировочное устройство, позволяющее отключать или включать нерегулируемый насос только при наличии устойчивой тенденции изменения водопотребления. В ряде случаев, например, если водопотребление длительное время колеблется около граничного значения, целесообразно оснащение обоих насосов регулируемые электроприводами с тем, чтобы при этом режиме они оба работали с пониженной частотой вращения.

В случае установки на насосной станции разнотипных насосов во избежание образования так называемых мертвых зон регулируемым электроприводом целесообразно оснащать наиболее крупные насосы с наиболее пологой характеристикой. Мертвая зона образуется, если регулируемым электроприводом оборудуется насос, напорная характеристика которого лежит ниже характеристики нерегулируемого насоса. В этих условиях при достижении граничного значения подачи отключать нерегулируемый насос нельзя, поскольку регулируемый насос, работая даже с максимальной частотой вращения, не обеспечит нужную подачу. В то же время оказывать влияние на процесс регулирования он уже не может, поскольку разнотипный им напор меньше напора нерегулируемого насоса. Если же регулируемым электроприводом оборудуется более крупный насос, САУ может дать импульс на отключение нерегулируемого насоса с некоторым упреждением, т.е. пока водопотребление не снизилось до граничного значения. Импульс на включение нерегулируемого насоса может быть дан также заблаговременно, пока водопотребление не увеличится до граничного значения. Благодаря

этому исключается работа насосного агрегата в зоне низких значений КПД, что улучшает процесс регулирования.

Задача стабилизации напора существенно осложняется, если вода в сеть подается несколькими насосными установками, например, двумя. Для обеспечения оптимального распределения подач между насосными установками и минимального энергопотребления в системе следует поддерживать определенное соотношение между технологическими параметрами обеих насосных установок.

Как показано Я.Н. Гинзбургом минимум затрат энергии обеспечивается при соблюдении следующего соотношения:

$$(H_1 - h_1 \cdot 1/3) = 2/3(z_1 - z_2) \quad (23.1)$$

где H_1, H_2 — напор на выходе из первой и второй насосных установок соответственно; h_1, h_2 — напор на входе тех же установок; z_1, z_2 — геодезические отметки осей насосов тех же установок.

Приведенное соотношение может быть преобразовано для систем с большим количеством насосных станций, работающих в общую сеть. На рис. 23.3 показана схема САУ режимами работы двух насосных установок, реализующая соотношение (23.1). Особо следует подчеркнуть, что соблюдение соотношения (23.1) обеспечивает минимизацию энергетических затрат в системе в целом. При этом КПД отдельных элементов системы, например, насосных агрегатов, могут быть меньше, чем их номинальные значения.

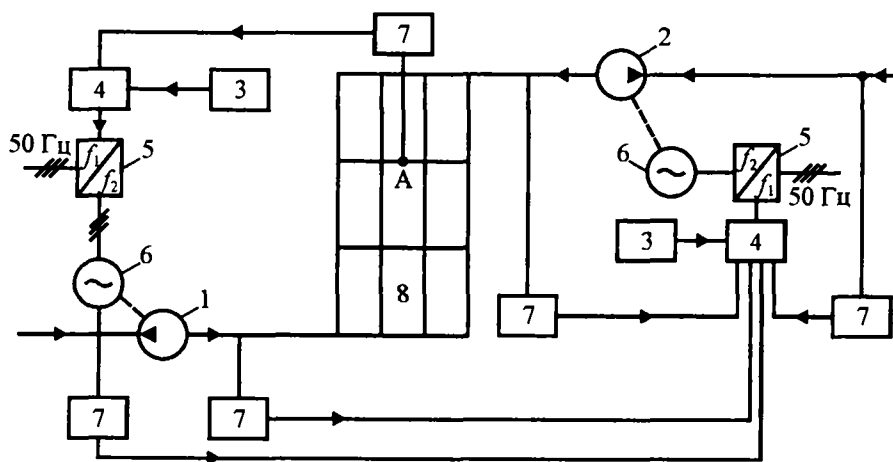


Рис. 23.3. Автоматизированная система подачи воды в общую сеть двумя насосными станциями

САУ (рис. 23.3) состоит из регулируемых насосных агрегатов 1 и 2, общей водопроводной сети 8, в диктующей точке А которой установлен преобразователь давления 7. Аналогичные преобразователи установлены на входе и выходе обоих насосов. Электрический сигнал от преобразователя давления 7, пропорциональный напору в точке А, поступает на вход ПИ-регулятора 4 насосного агрегата 1. В соответствии с изменениями

ми напора в точке А, вызванными колебаниями водопотребления в сети, с помощью частотного преобразователя 5 изменяется частота вращения асинхронного электродвигателя 6 насосного агрегата 1. При этом изменяется напор на его входе и выходе. Сигналы, пропорциональные этим напорам, поступают в ПИ-регулятор 4 насосного агрегата 2. В этот же регулятор поступают сигналы от преобразователей давления, установленных на входе и выходе агрегата 2, а также сигнал, пропорциональный разности геодезических отметок насосов 1 и 2 и от задатчика 3. В ПИ-регуляторе 4 поступившие сигналы обрабатываются, и в результате выдается сигнал на изменение частоты вращения асинхронного электродвигателя 6 насосного агрегата 2. Частота вращения агрегата 2 подстраивается с помощью частотного преобразователя 5 к частоте вращения агрегата 1 таким образом, чтобы удовлетворялось соотношение (23.1). При этом достигается экономия электроэнергии за счет правильного распределения нагрузки между насосными станциями и обеспечения минимума затрат энергии для данной системы подачи жидкости в данном режиме работы.

Стабилизация уровня в резервуарах. Работа некоторых насосных установок с циклическим регулированием работы насосных агрегатов и переменным уровнем воды в резервуарах, связана с потерями электроэнергии. Отсюда возникает необходимость стабилизации уровня воды на заданных отметках.

В современных отечественных и зарубежных системах регулирование режимов работы насосных установок осуществляется посредством автоматизированного регулируемого электропривода. В таких системах регулируемым параметром является уровень жидкости в резервуаре, значение которого выбирается исходя из следующих соображений. С энергетической точки зрения уровень следует поддерживать на самой высокой отметке, так как это уменьшает статическую высоту подъема жидкости. Однако для того чтобы жидкость не выливалась из резервуара, уровень должен быть ниже отметки низа переливной трубы на 30-50 см. Это расстояние позволяет своевременно включить резервный насосный агрегат при выходе из строя системы регулирования. Одновременно должны быть приняты меры, исключающие опорожнение резервуара до такой степени, чтобы не возник режим кавитации насоса. Обычно заданный уровень поддерживается с точностью ± 50 мм. Современное развитие техники позволяет поддерживать заданный уровень и с большей точностью — до ± 10 мм. Однако такая высокая точность влечет за собой непрерывное изменение частоты вращения электродвигателя насосного агрегата и вследствие этого способствует возникновению знакопеременных нагрузок на отдельные элементы насосного агрегата (эластичные муфты, соединяющие насос с двигателем и др.), ведущих к преждевременному их износу. Поэтому в ряде случаев приходится устанавливать повышенную зону нечувствительности системы регулирования, что понижает точность стабилизации уровня (до ± 100 мм).

Процесс стабилизации уровня в приемном резервуаре, например резервуарах чистой воды (РЧВ) рассмотрим на примере системы, изображенной на рис. 23.4. Насосная станция, работающая совместно с резервуаром, как объект автоматического регулирования не обладает свойством самовыравнивания. Статическая ошибка регулирования уровня при использовании регулятора, реализующего пропорциональный закон регулирования, достигает 1,5 м. При использовании интегрирующего регулятора возникают незатухающие колебания уровня до 1 м, что соизмеримо с геометрическими размерами резервуара. Качество регулирования может быть существенно улучшено за счет применения регулятора, реализующего пропорционально-интегральный закон регулирования, т.е. ПИ-регулятора.

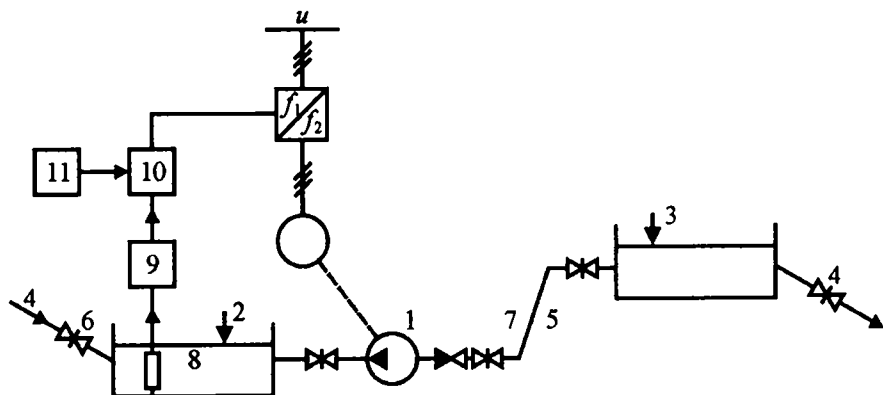


Рис. 23.4. Система транспорта воды с резервуарами:

1 – насос; 2 – приемный резервуар; 3 – напорный резервуар; 4 – самотечные водоводы; 5 – напорный водовод; 6 – шитовой затвор; 7 – напорная задвижка; 8 – датчик уровня; 9 – преобразователь датчика уровня; 10 – регулятор; 11 – задатчик

Разработанная во ВНИИ ВОДГЕО схема стабилизации уровня (рис. 23.4) содержит: уровнемер с аналоговым электрическим сигналом, пропорциональным уровню, ПИ-регулятор, насосный агрегат с регулируемым приводом. Система реализована на нескольких станциях г. Москвы.

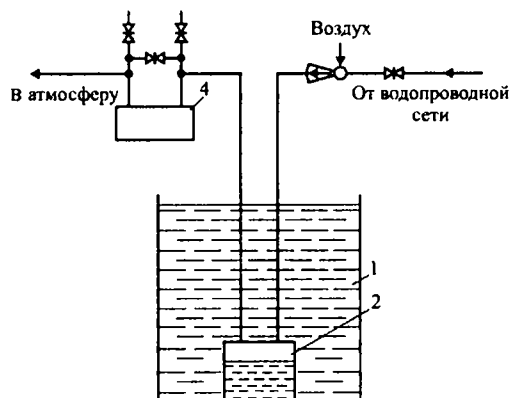


Рис. 23.5. Схема измерения уровня жидкости в резервуаре

В качестве уровнемера использованы в одних случаях ультразвуковые акустические приборы ЭХО-3, в других — система измерения уровня в резервуаре 1 с использованием воздушного колокола 2, дифференциального манометра 4 и эжектора 3 (рис. 23.5). Воздушный колокол представляет собой отрезок трубы, заваренный сверху, с прорезями для поступления жидкости в его полость. В верхней части трубы вварены два штуцера, к которым подведены две импульсные трубки. По одной из них подается водо-воздушная смесь от эжектора. Вода к эжектору подается из системы водоснабжения насосной станции под давлением 0,1-0,2 МПа. Воздух, подаваемый эжектором, обеспечивает компенсацию

растворяющегося в воде кислорода, препятствует засорению импульсных трубок и внутренней полости колокола. По второй импульсной трубке через воздушную подушку передается давление столба воды в одну из камер дифференциального манометра. Вторая камера дифференциального манометра сообщается с атмосферой. Это давление пропорционально уровню воды в резервуаре.

В качестве преобразователя давления в электрический сигнал используется дифференциальный манометр любого типа с электрическим выходом 0-5 мА, прямо пропорциональным перепаду давления. Опыт эксплуатации показал, что даже для насос-

ных станций, перекачивающих загрязненные воды, эта система измерения уровня более надежна, чем акустический уровнемер.

В качестве ПИ-регуляторов могут быть использованы микропроцессорные контроллеры, имеющие в своем составе регулирующие блоки с непрерывным выходным сигналом 0-5 или 4-20 мА, осуществляющие алгебраическое суммирование и масштабирование унифицированных сигналов постоянного тока.

В качестве регулируемого электропривода в системе предусматривается использование одного из типов электропривода, описанных в следующих разделах, в том числе: индукторных муфт скольжения (ИМС) с питанием возбуждения от тиристорных блоков; частотных преобразователей; электроприводов по схеме АВК; электроприводов на базе вентильных электродвигателей и др.

Стабилизация уровня воды в напорных резервуарах несколько отличается от стабилизации уровня в приемных резервуарах. Разница заключается в том, что при уменьшении водопотребления уровень в резервуарах не снижается, а поднимается, но и в этом случае статическая составляющая напора увеличивается, а частота вращения электродвигателя насоса в результате действия системы регулирования уменьшается. При увеличении водопотребления, наоборот, уровень воды в резервуаре падает, статическая составляющая напора уменьшается, а частота вращения электродвигателя насоса в результате действия системы регулирования уменьшается. При увеличении водопотребления, наоборот, уровень жидкости в резервуаре падает, статическая составляющая напора уменьшается, а частота вращения увеличивается. Основная цель системы стабилизации уровня воды в напорном резервуаре заключается в поддержании уровня на заданной минимальной отметке.

В системах стабилизации уровня, так же как и в системах стабилизации напоров в сети, необходимо предусматривать включение дополнительных нерегулируемых насосов при существенных увеличениях притока или водопотребления и отключение их при уменьшении.

Регулируемым приводом должны оснащаться наиболее крупные насосные агрегаты с наиболее пологой характеристикой. В случае использования однотипных насосов во избежание образования мертвых зон рабочие колеса нерегулируемых насосов должны иметь диаметры, меньшие регулируемых. При равенстве диаметров и работе регулируемого насоса в режиме максимальных подач с повышенной частотой вращения (в случае применения частотного электропривода) он должен быть укомплектован двигателем повышенной мощности, во избежание перегрева электродвигателя при работе с частотой вращения близкой к номинальной.

В САУ насосной установки, откачивающей воду из резервуара, следует предусматривать блокировку, исключающую работу насоса при недопустимо низких уровнях в резервуаре.

Регулируемым электроприводом обычно оснащается один из двух-трех агрегатов насосной установки, при разнотипных насосах – наиболее мощные агрегаты. Режим работы насосной установки регулируют изменением угловой скорости регулируемых насосов в сочетании с изменением количества работающих нерегулируемых агрегатов.

Применение регулируемого электропривода (РЭП) в насосной установке улучшает режим ее работы, делает его энергетически и экономически более выгодным:

- потребление энергии снижается на 5–15%, а в отдельных случаях на 20–25%;
- расход чистой воды снижается на 2–5% за счет снижения утечек и непроизводительных расходов воды;

- строительные объемы зданий насосных станций уменьшаются на 15–20% вследствие увеличения единичной мощности насосных агрегатов и уменьшения их количества.

Наличие РЭП снижает аварийность в системах водоподачи и водоотведения благодаря уменьшению количества включений и отключений насосного агрегата и более плавного характера изменений подачи воды и напоров в системе. Применение РЭП в насосных установках благоприятно и с экологической точки зрения, так как способствует уменьшению поступления сточных вод в систему водоотведения за счет сокращения утечек и непроизводительных расходов воды. При правильно выбранных объектах внедрения применение РЭП окупается в насосных установках систем водоподачи в 1–2 года.

23.3. АВТОМАТИЗАЦИЯ ОЧИСТНЫХ СООРУЖЕНИЙ*

Объемы и уровень автоматизации очистных сооружений определяются технологией очистки и наличием средств контроля и автоматики. Технология очистки для технических и коммунальных целей различна. В первом случае она диктуется требованиями к качеству воды для конкретного технологического процесса; во втором она должна обеспечить качество воды, соответствующее требованиям стандарта на питьевую воду.

К контролируемым технологическим параметрам относятся: расходы воды и реагентов, уровни в резервуарах чистой воды и баках растворов реагентов, состояние основного оборудования и некоторые физико-химические показатели, в т.ч. концентрация растворов реагентов, мутность и цветность воды, значение pH, щелочность, содержание остаточного хлора. Автоматические приборы и другие средства технологического контроля образуют информационно-измерительную систему водоочистной станции, которая является основой автоматизации очистных сооружений.

Автоматизация удаления взвешенных и коллоидных веществ из воды. Функции этой системы ограничиваются пропорциональным дозированием коагулянта, для чего используют два расходомера: один – для измерения расхода раствора коагулянта, другой – обрабатываемой воды. Необходимое соотношение расходов обеспечивается П-регулятором (пропорциональным). Оптимальную дозу коагулянта устанавливают пробным коагулированием в лаборатории. В практике отечественного водоснабжения получила распространение кондуктометрическая система дозирования коагулянта, основанная на измерении разности между удельной электропроводимостью воды, смешанной с коагулянтом, и сырой (исходной) воды. Кондуктометрическая система дозирования коагулянта пригодна там, где щелочность относительно стабильна, а доза коагулянта не менее 5 мг/л по $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$. При этом общее солесодержание может быть достаточно высоким. Высокое качество дозирования может быть достигнуто путем построения комбинированной системы управления, использующей пропорциональное дозирование коагулянта с коррекцией по разности электропроводимости сырой и коагулированной воды. Такая система, разработанная инж. Дмитриевым А.С. в лаборатории автоматизации НИИ ВОДГЕО, успешно эксплуатируется на очистных сооружениях Чебоксарского Водоканала.

Дозирование коагулянта может осуществляться также по концентрации алюминия, входящего в состав раствора коагулянта, и остаточного алюминия в очищенной воде. Содержание остаточного алюминия нормируется стандартом на питьевую воду (0,5 мг/л). Для определения концентрации алюминия может быть использован электрокине-

*Параграф написан совместно с Дмитриевым А.С.

тический датчик, обеспечивающий непрерывное измерение контролируемого параметра с точностью не ниже точности при аналитическом методе.

Система работает по принципу стабилизации оптимальной дозы реагента, оцениваемой по Al^{3+} и найденной в процессе пробной коагуляции. Отклонение от заданной дозы компенсируется уменьшением или увеличением подачи реагента. Основные звенья системы: электрокинетический датчик, электронный импульсный регулятор, дозирующее устройство с исполнительным механизмом. Кроме того, в схему входит коммутационная, пусковая и др. аппаратура. Для системы необходимо, также, дозирующее устройство, регулирующее подачу раствора химического реагента и измеряющего его расход.

В нашей стране в качестве дозирующих устройств используют насосы-дозаторы, мембранные клапаны в антикоррозионном исполнении с электроприводом или бункерные дозаторы типа ДИМБА (рис. 23.6). Для измерения расхода, вводимого в воду дозированного раствора реагента, регулирующее устройство дополняется расходомерами.

Автоматизация подщелачивания воды при коагуляции. Автоматизацию осуществляют с использованием промышленных рН-метров с проточным или погружным датчиком, оснащенным измерительным стеклянным электродом и проточным вспомогательным (рис. 23.7). Автоматизированная система обеспечивает повышение рН до требуемого значения (8,5-9) с отклонением от него не более чем на $\pm 0,2$ единицы. Этот процесс осложнен интенсивным отложением карбонатов на стеклянном электроде. Однако несложное устройство позволяет снимать их раствором соляной кислоты, не извлекая датчика рН-метра из потока воды. Этот способ разработан А.С. Дмитриевым для очистных сооружений сточных вод. В случае его использования на водопроводных очистных сооружениях, применение этого способа ограничивается допустимой степенью кратковременного подкисления обрабатываемой воды. При нежелательности использования этого способа, следует применять проточный датчик (рН-метр) с прочисткой его электродов вне потока, с извлечением из воды.

Автоматизация процесса фторирования воды. Фторирование воды осуществляется кремнефтористым и фтористым натрием. Система автоматизации процесса фторирования включает чувствительный элемент с мембранным селективным электродом на фторид-ион, преобразователь, откуда сигналы поступают на ПИ-регулятор и далее через пусковую аппаратуру на привод органа, регулирующего расход раствора реагента, - клапан или насос-дозатор.

Автоматизации процесса обработки воды хлором. На водопроводных очистных сооружениях применяются системы с дозированием хлора пропорционально расходу обрабатываемой воды. Более совершенны комбинированные системы (рис. 23.8), в которых по основному каналу связи регулируют дозу хлора по расходу воды, а по обратному каналу – содержание остаточного хлора с помощью автоматического анализатора хлора. Ввод хлора в воду осуществляется с помощью хлоратора. При больших расстояниях между хлоратором и точкой ввода хлора эжектор устанавливают вблизи точки ввода, чтобы хлоропровод находился под разряжением.

Обычно автоматизируют процесс вторичного хлорирования, требующий более точной дозировки, соответствующей требованиям стандартов по содержанию остаточного хлора (0,5–0,7 мг/л после 30-минутного контакта). Необходимость автоматизации первичного хлорирования определяется задачами данной технологии обработки воды (обесцвечивание, подавление развития биологических обрастаний и т.д.)

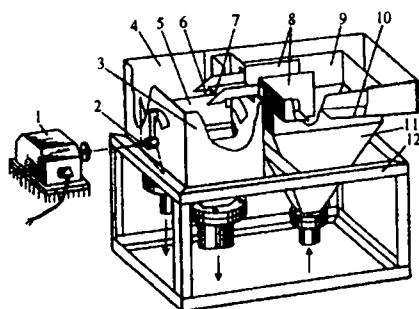


Рис. 23.6. Бункерный дозатор ДИМБА для растворов коагулянтов и извести:

1 – исполнительный механизм; 2 – вал ножа-делителя; 3 – приемный бункер; 4 – бункер возврата; 5 – нож-делитель; 6 – стенки сливного лотка; 7 – сливной лоток; 8 – стабилизирующие щитки; 9 – переливные стенки приемного бункера; 10 – лоток приемного бункера; 11 – приемный бункер; 12 – рама

С использованием автоматических анализаторов осуществляется, также, контроль остаточного содержания хлора в питьевой воде. В мировой практике для этой цели используют только автоматические электрохимические анализаторы хлора, основанные на методе амперметрии.

В нашей стране разработаны амперметрические анализаторы АПК-1М и АХС-203, а также КОХ-1 и АХВ.

В анализаторах АХС напряжение создается гальванической парой, составленной из платинового (катод) и медного (анод) электродов; в анализаторах АХВ, где используется чашечный ртутный электрод, применяется внешний источник электропитания. Однако анализаторами с гальванической парой платина – медь можно измерять только концентрацию свободного хлора. Потенциал связанного хлора не известен. Поэтому в амперметрических анализаторах используют йодометрическую методику определения общего хлора. С этой целью в

воду, поступающую в электрохимическую ячейку, добавляют йодит калия и буферный раствор для стабилизации значения pH, равного 4,5. При этом свободный и связанный хлор преобразуется в эквивалентное количество свободного йода, который восстанавливается примерно при том же поляризационном напряжении. Таким образом, одна и та же электрохимическая ячейка пригодна для измерения свободного и суммарного

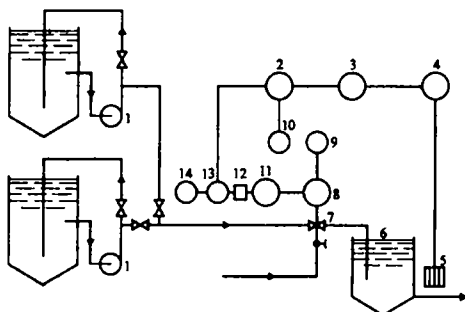


Рис. 23.7. Схема автоматизации подщелачивания природной воды на водоочистной станции:

1 – насосы; 2 – импульсный ПИ-регулятор; 3 – потенциометр с регулирующим устройством; 4 – преобразователь pH-метра; 5 – датчик магистральный pH-метра с электродами; 6 – смеситель; 7 – регулирующий клапан; 8 – электропривод регулирующего клапана; 9 – указатель положения клапана; 10 – задатчик регулятора; 11 – усилитель тиристорный (пускатель магнитный реверсивный); 12 – реле пусковое промежуточное; 13 – ключ перевода на дистанционное управление дозированием извести или соды; 14 – ключ дистанционного управления дозированием реагентов

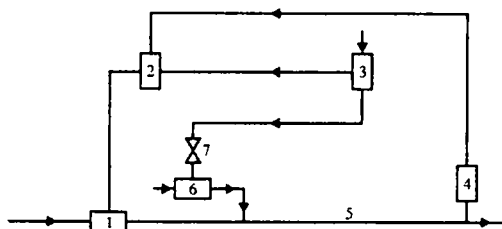


Рис. 23.8. Схема автоматизации обработки воды хлором:

1 – расходомер; 2 – блок управления; 3 – автоматизированный хлоратор; 4 – анализатор хлора; 5 – трубопровод хлорируемой воды; 6 – эжектор; 7 – вентиль

хлора, если в нее добавить йодистый калий. Буферные растворы нужны в обоих случаях. В ряде зарубежных анализаторов хлора платиновый катод делают вращающимся.

Автоматизация управления фильтрами. Автоматизация фильтров с зернистой загрузкой обеспечивает необходимую скорость фильтрования и выполнение всех операций по регенерации фильтров.

Основная задача регулирования скорости фильтрования – воспрепятствовать слишком большой скорости фильтрования и выносу из фильтра песка, что может происходить после его промывки, когда еще не сформировалась пленка в верхних слоях загрузки. Различные системы для автоматического управления процессом регенерации (промывки) фильтров выполняют пять основных операций:

- отключение фильтра от общей магистрали (0,5–1 мин);
- включение промывных насосов или напорного резервуара, а также воздуходувок для предварительного водовоздушного взрыхления загрузки (3–5 мин);
- отключение воздуходувок и закрытие задвижки промывной воды (5–10 мин);
- спуск первого фильтра (3–5 мин);
- включение фильтра в рабочий цикл (1–2 мин).

В зависимости от вида привода задвижек на обвязке фильтров системы управления бывают электрическими или гидравлическими. Последние получили распространение при химводоочистках энергетических объектов и сохранились на некоторых старых водопроводах.

Сигналом вывода на промывку могут служить показания расходомера на водоотводящем трубопроводе каждого фильтра, предельное положение регулятора скорости или потери напора в загрузке фильтра, измеряемые дифференциальными манометрами. Окончание промывки фильтра может производиться по сигналу мутномера, установленного на общем трубопроводе, отводящем промывную воду от группы фильтров. Полная автоматизация управления фильтрами осуществляется с помощью микропроцессорных программируемых устройств.

На сорбционных ионообменных фильтрах осуществляется автоматизация процессов сорбции, регенерации и промывки фильтров.

При постоянном составе обрабатываемой воды и стабильной концентрации реагентов автоматизация может быть осуществлена по временной программе. Управление процесса регенерации и промывки может быть произведено по объему регенерирующего раствора и объему промывной воды.

В случае переменного состава обрабатываемой воды более надежные результаты могут быть получены за счет применения качественных методов автоматического контроля и управления.

Наиболее удобным параметром регулирования является удельная электропроводимость. По этому показателю может быть осуществлена автоматизация и контроль работы фильтра в сорбционном режиме, а также при регенерации фильтров и их промывке. В этом случае требуются приборы для измерения удельной электропроводимости (кондуктометры) с широким диапазоном измерения или несколько кондуктометров с узким диапазоном измерения.

Наиболее точными для систем автоматизации и контроля ионообменных фильтров следует считать потенциометры с использованием ионоселективных измерительных электродов. Так при автоматизации анионообменных фильтров используют ионоселективные электроды на хлор, а для катионообменных фильтров – ионоселективные электроды на натрий.

Автоматизация измерения мутности и цветности. Измерения мутности и цветности производится в нескольких створах водоочистных станций несколько раз в сутки. Для этих целей применяют фотоколориметры (мутномеры), которые измеряют концентрацию взвешенных веществ по оптической плотности. В этих приборах используют два способа измерения концентрации коллоидов и мелкодисперсных примесей: нефелометрический (тиндалеметрический) и турбидиметрический (абсорбционный). По первому способу измеряют рассеянный свет, по второму – поглощенный. Используют и комбинацию этих способов.

Существует обширный класс автоматических мутномеров, обычно проточных, устанавливаемых на месте и имеющих преобразователи оптической плотности в электрический сигнал для передачи данных на расстояние, например в управляющие устройства.

Обеззараживание воды ультрафиолетовыми лучами и озоном. Наряду с хлором в водоснабжении для обеззараживания воды используются ультрафиолетовые лучи и озон.

В качестве источников ультрафиолетовых (УФ) излучений используют газоразрядные излучатели, которые изготавливают из кварцевого стекла, пропускающего ультрафиолетовый свет (УФ-свет).

Устройства для бактерицидной обработки воды изготавливаются с погружными и открытыми источниками УФ-лучей. Наибольшее распространение получили устройства с погружными (закрытыми) источниками, поскольку они более производительны и экономичны.

Контроль интенсивности излучения ламп УФ-установок и управления их работой осуществляется автоматически, с помощью устройств, входящих в комплект этих установок.

Для обеззараживания воды озоном используется озono-воздушная или озono-кислородная смесь. Эти смеси синтезируются в специальных аппаратах озонаторов. Его получают воздействием электрического разряда или на чистый кислород или на кислород, содержащийся в воздухе.

Обычно на выходе из озонатора концентрация озона составляет в озono-воздушной смеси 10-20 г/м³ или 20-40 г/м³.

Управление озонаторами осуществляется автоматически устройствами, входящими в комплект озонаторных установок, изготавливаемых специализированными фирмами.

Обеззараживание воды гипохлоритом натрия. В последнее время обеззараживание воды осуществляется также с помощью электролизных гипохлоритных установок. Установки производят хлорсодержащие растворы из раствора поваренной соли. Установки состоят из емкости для исходного раствора поваренной соли, электролизера, накопительной емкости, блока электропитания, вентиляционной установки и шкафа автоматизированного управления.

Блок питания состоит из аппаратуры управления, понижающего трансформатора 380/24 В или 220/24 В., выпрямительной установки, обеспечивающей питание электролизного аппарата пониженным напряжением постоянного тока. В состав блока автоматики входит термоконтакт в защитном кожухе, размещаемый в баке. При повышении температуры электролита сверх заданного значения, происходит автоматическое отключение питания электролизера.

Использование автоматизированных гипохлоритных установок имеет ряд преимуществ перед использованием газообразного хлора: снимаются трудности с транспортировкой газообразного хлора и его хранением, повышается безопасность для обслуживающего персонала и проч.

23.4. ТЕХНИЧЕСКИЕ СРЕДСТВА АВТОМАТИЗАЦИИ

Анализаторы качества природных вод – приборы непрерывного действия, предназначенные для определения концентрации каких либо компонентов, содержащихся в воде. В отличие от лабораторных приборов анализаторы могут длительное время работать в автономном режиме без участия операторов (лаборантов). Наиболее распространенный тип анализаторов качества – промышленные рН-метры, определяющие водородный показатель жидкости. По их принципу устроены анализаторы потенциометрического типа для определения концентрации ионов кальция, натрия и других веществ.

Их чувствительными элементами являются специальные электроды, селективные к ионам элементов. С помощью солемеров – кондуктометров, основанных на измерении электропроводности жидкости, определяют ее общее солесодержание, а также концентрацию каких либо растворов солей, например KCl , $NaCl$. Мутность жидкости оценивают турбидиметрами или нефелометрами – приборами, основанными на измерении светопропускания или светопоглощения жидкости. Их используют в качестве сигнализаторов уровня осадка в отстойниках. При необходимости определения концентрации некоторых веществ, растворенных в воде, применяют приборы фотоколориметрического типа. Они, как правило, сложны, требуют специальных устройств для отбора и подготовки жидкости, поэтому анализ на таких приборах проводится не непрерывно, а с интервалами 20–30 мин.

Комбинированные анализаторы представляют собой специальные блоки (шкафы), в которых размещают несколько датчиков и преобразователей, например рН-метр, кондуктометр, турбидиметр и термометр. Из комбинированных приборов по многожильным кабелям выводят сигналы преобразователей для обработки их на ЭВМ либо в простейших случаях для записи на диаграммы.

Приборы измерения и контроля уровня и давления. Уровень воды контролируют сигнализаторами и уровнемерами механического и электрического типа (реле уровня). В системах водоснабжения и канализации получили распространение поплавковые реле и электродные сигнализаторы уровня. Примером поплавкового реле может служить реле РП-40 (рис. 23.9) предназначенное для сигнализации уровня в открытых резервуарах и резервуарах под давлением до 5 МПа. Существуют и другие виды уровнемеров механического типа, например, указатель уровня типа УПМ-100, предназначенный для измерения уровня воды в резервуарах с атмосферным давлением и температурой до 60°C; пределы измерения 0–1 м.

К уровнемерам электрического типа относятся индикаторы уровня электронные типа ЭИУ-2 для измерения уровня в резервуарах с давлением до 2,5 МПа и температурой от -40 до 200°C; пределы измерения 1–20 м.

Действие электродных сигнализаторов основано на том, что природная вода и сточная жидкость, обладая достаточной электропроводностью, при достижении определенного уровня замыкают электрическую цепь, присоединенную к двум электродам, и выдают соответствующий сигнал в схему автоматизации или сигнализации.

В насосных установках применяют электродные регуляторы - сигнализаторы ЭРСУ-2, ЭРСУ-3, ESP и др. В настоящее время сигнализаторы ЭРСУ-2 сняты с производства, но используется в ранее смонтированных установках. Сигнализатор ЭРСУ-3, выпускаемый взамен ЭРСУ-2, отличается от него меньшими габаритами за счет применения полупроводниковых элементов, отсутствием сигнальной световой арматуры и др.

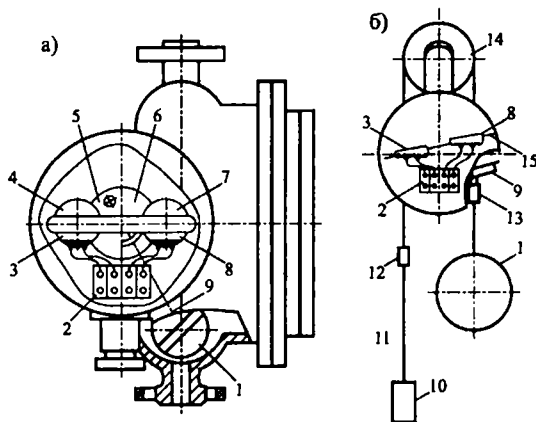


Рис. 23.9. Поплавковые реле уровня:

1 – поплавок; 2 – контактные зажимы; 3, 8 – ртутные переключатели; 4, 7 – диски ртутных переключателей; 5 – кулачковые диски; 6 – ось; 9 – рычаг; 10 – противовес; 11 – трос; 12, 13 – упорные втулки; 14 – блок (шкив); 15 – коромысло

Этот сигнализатор предназначен для сигнализации уровней в закрытых и открытых резервуарах, заполненных электропроводной (0,015-0,06 См/м) жидкостью. Сигнализаторы комплектуют электродами различной длины: 0,1; 0,25; 0,6; 1,0; 1,6; 2,0 м (по заказу). При необходимости комплектный электрод может быть удлинен (приваркой прута из нержавеющей стали) или укорочен (отрезан). Пределы измерений определяются длиной электродов. Погрешность срабатывания ± 10 мм, напряжение питания 220В, к электродам подводится напряжение 7В.

Сигнализатор ESP, изготавливаемый в Польше по принципу действия и конструкции аналогичен ЭРСУ-3.

Уровень воды измеряют уровнемерами: ультразвуковыми, буйковыми, сельсиновыми, емкостными и др. Емкостные уровнемеры состоят из электрода, электронного измерительного блока, соединительных экранированных кабелей и индикатора. Электроды изготовлены из стержня или троса, покрыты фторопластом или полиэтиленом. Емкость электрода изменяется в зависимости от глубины его погружения в жидкость. Она измеряется электронным блоком, результат измерения выдается на индикатор – миллиамперметр. При необходимости дистанционного измерения сигнал выдается на вторичный прибор (потенциометр). Расстояние от блока до электрода 10-50м.

Для измерения давления используют преимущественно пружинные манометры. Под давлением воды трубчатая пружина несколько выпрямляется и через рычажную механическую передачу поворачивает указательную стрелку на некоторый угол. Показание манометра отсчитывают по шкале. В схемах автоматизации применяют электроконтактные манометры, которые по принципу действия не отличаются от пружинных. Они дополнительно оснащены электрическими контактами, которые при достижении заданного значения давления замыкаются стрелкой прибора. Контакты манометра рассчитаны на силу тока 1А при напряжении 220В постоянного тока и 380В переменного.

Манометры присоединяют к трубопроводам насосной установки через трехходовые краны и свернутые спиралью (один-два витка) трубки диаметром 12-15мм. Кран необходим для отключения манометра от трубопровода, а спиральная трубка служит демпфером – сглаживает пульсации давления.

Преобразователи давления предназначены для выдачи электрических (или пневматических) сигналов, пропорциональных измеряемому давлению. Преобразование давления в электрический сигнал осуществляется трансформаторно-дифференциальной системой с выходным сигналом 0-10мГн (приборы МЭД) или элек-

тросиловым преобразователем с унифицированным выходным сигналом 0-5 мА или 0-20 мА (манометры бесшкальные МАС-Э, МП-Э). Выходные сигналы передаются на показывающие приборы или регуляторы системы автоматики.

Приборы измерения расхода жидкости.
Расход жидкости в трубопроводах измеряют счетчиками воды (водомерами), показывающими, сколько воды прошло по трубопроводу за определенный период времени, и расходомерами, учитывающими мгновенный ее расход. Для суммирования расхода протекающей жидкости расходомеры оборудуют интеграторами (счетными приставками).

Вода, проходящая через счетчики, приводит во вращение вертушку 3 (рис. 23.10), установленную в корпусе 4 водомера, которая вращается со скоростью, пропорциональной скорости потока и, следовательно, расходу протекающей воды. Частота вращения вертушки суммируется счетным механизмом 2, который приводится в движение через передающий механизм. Во избежание искажений показаний устанавливают счетчики на прямом участке трубопровода длиной не менее 6-8 диаметров трубы, которая должна быть полностью заполнена жидкостью.

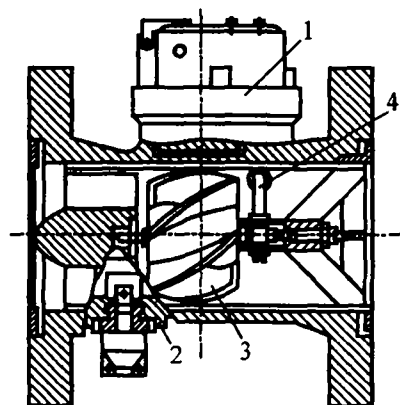


Рис. 23.10. Счетчик (водомер) скоростной с горизонтальной вертушкой:

1 – редуктор; 2 – счетный механизм;
3 – вертушка; 4 – корпус

Счетчики изготовляют нескольких модификаций, различающихся диаметром условного прохода от 50 до 200 мм.

Скоростные счетчики различают по типу чувствительного элемента (крыльчатые, турбинные), температуре измеряемой воды (холодная, горячая), наличию устройства для дистанционной передачи показаний. Для холодной воды (до 30°C) выпускают крыльчатые счетчики типа УВК с $D_y = 20...40$ мм и турбинные счетчики типа ВТ с $D_y = 50...150$ мм. Освоен выпуск крыльчатых водомеров типа ВСКМ, турбинных типа СТВ.

В системах водоснабжения и канализации большое распространение получили методы измерения расхода воды с помощью сужающих устройств – диафрагм (рис. 23.11,а) и сопл (рис. 23.11,б) в комплекте с дифманометром. Сужающее устройство устанавливают в трубопроводе. Перепад давления в нем является мерой скорости потока и, следовательно, мерой расхода.

Выпускают диафрагмы камерные типа ДКС – для трубопроводов с $D_y = 50...500$ мм и давлением до 10 МПа и диафрагмы бескамерные типа ДВС – с $D_y = 300...600$ мм и давлением до 4 МПа. В качестве дифманометров применяют поплавковые типа ДП, сильфонные типа ДС, мембранные типа ДМ-3583М, ДМ-ЭР, преобразователи Сапфир-22М-ДД.

Дифманометры поплавок-мембранные и другие оснащены измерительными устройствами – стрелкой со шкалой или устройством для преобразования перепада давления в электрический сигнал, пропорциональный расходу жидкости.

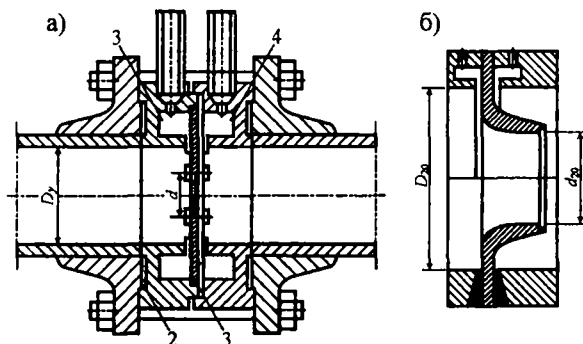


Рис. 23.11. Сужающие устройства:
а – диафрагма, смонтированная в трубопроводе; б – сопло нормальное; 1 – диафрагма; 2 – прокладка; 3 – камера «+»; 4 – камера «-»

Поплавковый дифманометр состоит из поплавка, плюсового (широкого) сосуда, минусового (узкого) сосуда, залитых уравнивающей жидкостью (ртутью). Поплавок через рычажную систему соединен со стрелкой. При равенстве давлений P_1 и P_2 уровни жидкости в обоих сосудах одинаковы. Если $P_1 \neq P_2$ т.е. при перепаде уровни занимают разное положение, поплавок перемещается и стрелка указывает его величину.

Дифманометр с жесткой мембраной состоит из плюсовой 1 (рис. 23.12) и минусовой 12 камер; двух жестких мембранных коробок 4 и 2, соединенных капилляром 3 и заполненных дистиллированной водой, глицерином или кремнийорганической жидкостью; дифференциально-трансформаторного преобразователя 11, плунжер 10 которого соединен с мембраной. Плюсовые и минусовые сосуды и камеры дифманометров соединены соответственно с плюсовыми и минусовыми камерами сужающих устройств, импульсными трубками 5 и 9, на которых установлены игольчатые вентили 6 и 8 и соединяющий их уравнивающий вентиль 7.

Перепад давления влечет за собой перемещение плунжера 10, что воспринимается дифференциально-трансформаторной системой вторичного прибора. Существуют также дифманометры, обеспечивающие выдачу унифицированного электрического сигнала 0-5 мА или 4-20 мА.

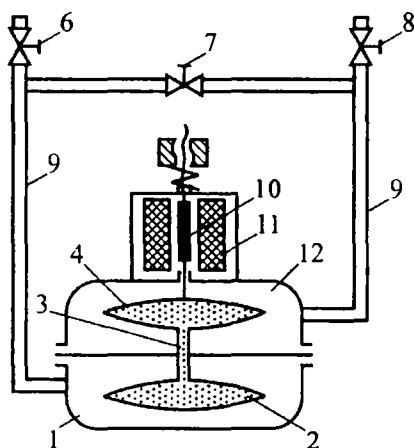


Рис. 23.12. Дифманометр с жесткой мембраной:

1 – плюсовая камера; 2, 4 – мембранные коробки; 3 – капилляр; 5, 9 – импульсные трубки; 6, 7, 8 – вентили; 10 – плунжер; 11 – преобразователь; 12 – минусовая камера

Измерение расхода без сужающих устройств осуществляется индукционными расходомерами (рис. 23.13). При прохождении электропроводной жидкости через магнитное поле в ней, как в проводнике, наводится ЭДС, пропорциональная скорости потока, $E = Blv$, где B – электромагнитная индукция, Тл; l – расстояние между электродами, м; v – скорость потока, м/с.

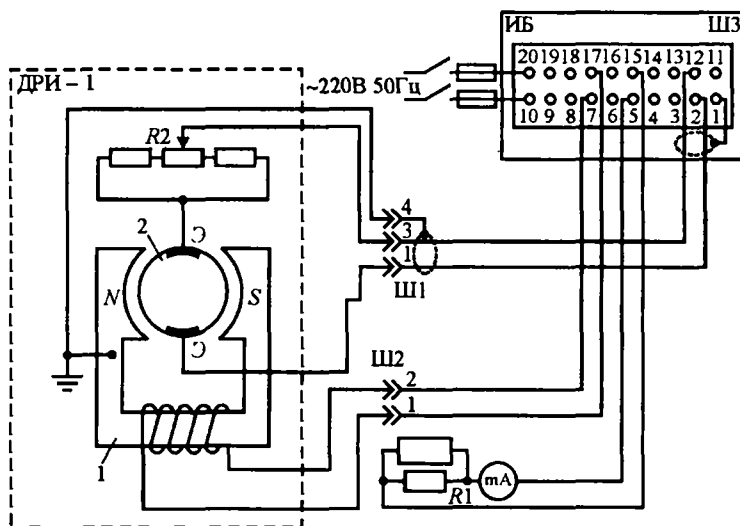


Рис. 23.13. Индукционный расходомер:

ДРИ – преобразователь (датчик) расходомера индукционного; ИБ – измерительный блок; Ш1–Ш3 – штекерные разъемы; Э – электроды; mV – милливольтметр; mA – миллиамперметр; R1 – резистор; R2 – потенциометр; 1 – электромагнит; 2 – немагнитная труба

Магнитное поле создается электромагнитом 1, вода движется по участку немагнитной (сталь X18H9T) трубы 2, ЭДС снимается двумя электродами Э, помещенными в поток воды значение ЭДС измеряется в блоке ИБ. Электроды соединены с измерительным блоком экранированным кабелем. С измерительного блока может быть выдан на вторичный прибор миллиамперметр типа М374, потенциометры ПС, ПСР и др., электрический сигнал постоянного тока 0-5 мА, пропорциональный расходу жидкости. Расстояние от места измерения до вторичного прибора должно быть не более 1 км, суммарное сопротивление линии вместе со вторичным прибором не более 2,4 кОм. Немагнитная труба с электродами может быть установлена в любом положении при условии полного ее заполнения контролируемой жидкостью; допускается установка трубки непосредственно за местными сопротивлениями; предпочтительней всего ставить ее вертикально. При горизонтальной установке ее помещают в наиболее низкой части трубопровода и снабжают устройством для выпуска воздуха.

Индукционные расходомеры (например ИР-11, ИР-51, ИР-61) обычно используют для измерения расходов от 0,32 до 2500 м³/ч (в трубопроводах от 10 до 300 мм). Расходомеры типа состоят из первичного измерительного преобразователя ПРИМ или ПР и передающего измерительного преобразователя ИУ-61, на выходе которого формируется унифицированный сигнал в пределах 0-5 мА, пропорциональный измеряемому расходу, который поступает ко вторичному или регулируемому прибору. Питание прибо-

ра осуществляется переменным током 220В, 50Гц. Основная погрешность – 1% от верхнего предела измерения. Электропроводность жидкости от 10^{-3} до 10 См/м. твердая фракция жидкости не должна содержать ферромагнитных частиц. Для определения суммарного количества поданной воды расходомер комплектуется счетной приставкой. На вход приставки подается электрический сигнал 0-5 мА от измерительного блока. Максимальная рабочая температура измеряемой среды до 150°C.

Существуют индукционные расходомеры и других типов для установки на трубопроводах до 1200 мм.

В настоящее время наибольшее распространение получили ультразвуковые расходомеры (УЗР). Ультразвуковые расходомеры подразделяются на приборы, основанные на перемещении акустических колебаний движущейся в трубе водой, и на приборы, основанные на использовании эффекта Доплера.

Доплеровские расходомеры измеряют разность частот $f_1 - f_2$, где f_1 – исходная, а f_2 – отраженная частота акустических колебаний пьезоэлементов. Поскольку разность частот $f_1 - f_2$ пропорциональна скорости потока воды, по ее значению определяется расход воды в трубе.

Преимущества УЗР заключаются в отсутствии подвижных механических подвижных частей, отсутствии потерь давления, высокой надёжностью и стабильностью характеристик.

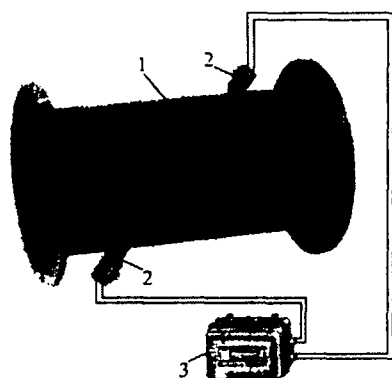


Рис. 23.14. Ультразвуковой расходомер

На рис. 23.14 представлен, в качестве примера ультразвуковой расходомер UFC 002R. Прибор состоит из измерительного участка 1, выполненного в виде патрубка со встроенными в него датчиками 2, и электронного блока 3. Прибор дополнительно комплектуется выносным пультом, с помощью которого производится просмотр и распечатка архивной информации. Прибор снабжён жидкокристаллическим индикатором, на который выводится информация о текущем расходе жидкости в м³/с, объем измеренной жидкости в м³ и время безотказной работы в часах. Прибор имеет, частотный и токовый унифицированный выход 4...20 мА и релейный выход.

Расходомеры этого типа обеспечивают измерение расхода в трубопроводах с условным проходом от 20 до 2000 мм. Основная относительная погрешность измерения 1-2%, диапазон рабочих температур измеряемой среды от 0 до 150° С, диапазон рабочих температур электронного блока от 10 до 35° С.

Существуют и другие типы УЗР, в том числе переносные с накладными электродами.

Приборы для измерения и сигнализация температуры, частоты вращения и сигнализация положения движущихся частей. Стеклянными жидкостными термометрами (спиртовыми, ртутными и т.п.) измеряют температуру в помещениях водопроводных сооружений, наружного воздуха и отдельных частей машин, доступных для визуального наблюдения (подшипниковых узлов и т.п.). Предохраняют термометры от повреждений защитные металлические оправы. Пределы измерения от -100°C до +650°C.

Температуру частей машин, скрытых от глаз наблюдателя, определяют специальные устройства, составленные из датчиков температуры, линии связи и вторичных приборов.

Маиометрический термосигнализатор состоит из термобаллона, заполненного эфиром или другой закипающей при низких температурах жидкостью; капиллярной трубки и манометра с трубчатой пружиной, проградуированной в градусах Цельсия. Термобаллон помещают в специальное гнездо, высверленное в той детали, температура которой измеряется, а манометр выносят в доступное для наблюдения место. Принцип действия маиометрического термометра аналогичен принципу действия манометра с трубчатой пружиной.

Для использования в схемах автоматики и сигнализации термометры оборудуют электроконтактными устройствами. Пределы измерения от -50°C до $+600^{\circ}\text{C}$.

Термоэлектрические термометры состоят из термопары, вторичного прибора, соединительных и компенсационных проводов и подгоночной катушки. В термометрах этого типа используется термоэлектрический эффект, который заключается в том, что два впаянных электрода, изготовленных из разных металлов, являются источником ЭДС. Измерив термоэлектродвижущую силу и зная температуру свободных концов, можно судить о температуре в месте спая. Существуют платиноиридиевые, хромель-алюмелевые, хромель-копелевые и другие термопары. Измерение термоэлектродвижущей силы осуществляется милливольтметром, а также различными вторичными приборами (ПС1, ПСР1, КСП2, КСП3, КСП4 и др.).

Компенсационные провода, выполненные из разнородных материалов, как бы удлиняют термопару – выводят ее свободные концы из зоны высоких температур. Манганиновая подгоночная катушка служит для подгонки внешнего сопротивления до того значения, на которое отградуирован милливольтметр.

Пределы измерения от -200°C до $+2500^{\circ}\text{C}$.

Термометр сопротивления состоит из чувствительного металлического элемента и прибора, измеряющего его электрическое сопротивление.

Принцип действия термометра основан на свойстве металлов менять свое сопротивление при изменении температуры.

Измерительный прибор (логометр, уравновешенный мост) градуируется в градусах температурной шкалы. Эти термометры используются преимущественно для измерения температуры обмоток и стали статора крупных электродвигателей. Пределы измерения платиновых термометров (ТСП) от -260°C до $+300^{\circ}\text{C}$, а медных (ТСМ) от -50°C до $+180^{\circ}\text{C}$.

В качестве теплового реле (например, в магнитных пускателях электродвигателей) используется биметаллический элемент. Этот элемент представляет собой пластину, состоящую из двух металлов, которая под влиянием температуры изгибается и воздействует на измерительную часть прибора или на контакты реле.

Частоту вращения насосов и других механизмов измеряют тахометрами. В качестве преобразователей частоты вращения в электрический сигнал обычно используются тахогенераторы постоянного тока, а в качестве измерительного прибора – магнитоэлектрические вольтметры, отградуированные в об/мин.

Для сигнализации положения движущихся частей механизмов и машин (затворов, задвижек и т.д.) используются путевые (конечные) контактные выключатели. Выключатели различаются по вводу проводов и виду толкателей.

Регулируемый электропривод. Регулируемым электроприводом именуется – автоматизированная система, позволяющая механизму (насосы, вентилятору и т.д.) работать с переменной угловой скоростью.

Регулирование угловой скорости дает возможность привести режим работы насосной установки в соответствие с режимом водопотребления или водоотведения.

Регулируемый электропривод (РЭП) состоит из электродвигателя, устройства, изменяющего угловую скорость электродвигателя и аппаратуры управления. Иногда в состав РЭП входят ремённая или зубчатая передача, гидравлическая или электрическая муфта скольжения и т.п. В этом случае регулирование угловой скорости насоса может осуществляться при постоянной угловой скорости электродвигателя за счет изменения передаточного отношения трансмиссии. В таких случаях РЭП дополняется устройством, изменяющим передаточное отношение трансмиссии.

Механические характеристики регулируемого электропривода (рис. 23.15) в отличие от характеристик нерегулируемого «мягкие», т.е. изменяют свое положение и форму в процессе регулирования угловой скорости. Если при этом вращающий момент электропривода становится больше момента сопротивления насоса, то насосный агрегат начинает работать с ускорением до тех пор, пока эти моменты не уравниваются и не наступит установившийся режим работы агрегата. Если в процессе регулирования вращающий момент электродвигателя станет меньше момента сопротивления насоса, то агрегат начнет работать с замедлением впредь до наступления установившегося режима работы.

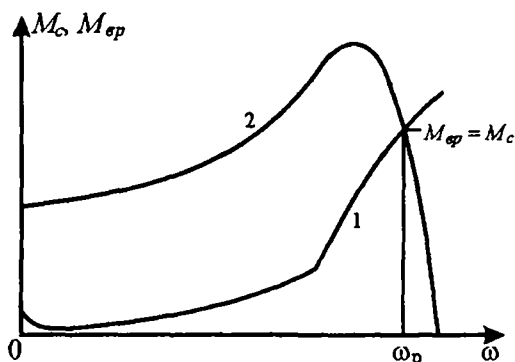


Рис. 23.15. Механические характеристики насосного агрегата (кривая 1) и асинхронного электродвигателя (кривая 2)

РЭП подразделяют на две основные группы: постоянного и переменного тока. В насосных установках преимущественное распространение получили электродвигатели переменного тока. РЭП переменного тока бывают трех основных групп: частотные, с дополнительным сопротивлением в роторной цепи и с приводом на базе асинхронно-вентильного каскада.

Частотный РЭП (рис. 23.16, а) состоит из асинхронного короткозамкнутого электродвигателя и тиристорного преобразователя, в котором постоянная частота тока, питающего электрическую сеть, преобразуется в переменную. Пропорционально переменной частоте регулируется угловая скорость электродвигателя и сочлененного с ним насоса. Частотным РЭП оснащают преимущественно низковольтные (380–660 В) насосные агрегаты мощностью до 400–1600 кВт. Частотные преобразователи подразделяют на два вида – со звеном постоянного тока и с непосредственной связью без звена

постоянного тока. Чаще используют первые. Частотные преобразователи выполняют на базе автономных инверторов тока и напряжения, а также автономных инверторов напряжения с широтно-импульсной модуляцией, которые отличаются высокими энергетическими характеристиками.

РЭП с дополнительным сопротивлением в роторной цепи состоит из асинхронного электродвигателя с фазным ротором и реостата. Плавное регулирование угловой скорости электродвигателя обеспечивается при использовании жидкостных реостатов. Наряду с ними применяют блоки резисторов, изготовленных из металлических сплавов, обладающих высоким удельным электрическим сопротивлением (константан, нейзильбер и т.п.). Блоки резисторов включают в роторную цепь с помощью контакторов, обеспечивая при этом ступенчатое регулирование угловой скорости электродвигателя и сочлененного с ним насоса. Введение в роторную цепь дополнительного сопротивления влечет за собой потери энергии скольжения, которые выделяются в виде тепла в реостатах. Мощность потерь скольжения пропорциональна потребляемой насосом мощности. Для более экономичного регулирования угловой скорости в роторную цепь электродвигателя вводят встречную ЭДС. Привод по схеме асинхронно-вентильного каскада (рис. 23.16, б), в котором осуществляется этот принцип регулирования, состоит из электродвигателя с фазным ротором, преобразователя и вспомогательных устройств: пусковых резисторов, станции управления, согласующего трансформатора, сглаживающего дросселя. Преобразователь асинхронно-вентильного каскада служит для введения встречной ЭДС и рекуперации энергии скольжения обратно в питающую сеть. Он состоит из неуправляемого вентиля и управляемого инвертора.

Специфика использования насосов в системах водоснабжения не требует регулирования угловой скорости в полном диапазоне. Благодаря тому, что насосы работают с противодавлением, обусловленным подъемом воды на высокие геодезические отметки поверхности земли и верхние этажи зданий, достаточно регулировать угловую скорость насосов на 20–50% ниже номинальных значений. Эта особенность позволяет использовать в приводе насосов сравнительно простые схемы асинхронно-вентильного каскада, обеспечивающие регулирование угловой скорости в узком диапазоне (до 50% номинального значения).

Особое место в ряду РЭП переменного тока занимает привод на базе вентильного электродвигателя (рис. 23.16, в). Вентильным электродвигателем называется электро-механическая система, состоящая из тиристорного преобразователя частоты, синхронного электродвигателя переменного тока и устройства, указывающего положение ротора электродвигателя в пространстве. Преобразователь выполняется с промежуточным звеном постоянного тока и состоит из управляемых выпрямителя и инвертора. Для сглаживания пульсаций выпрямленного напряжения в звено постоянного тока включаются сглаживающие дроссели. По принципу действия вентильные электродвигатели аналогичны двигателю постоянного тока, у которого функции коллектора и щеточного аппарата выполняют тиристорный инвертор и устройство, указывающее положение ротора в пространстве. По этой причине вентильный электропривод иногда называют бесколлекторным электродвигателем постоянного тока. В то же время наличие в составе привода тиристорного частотного преобразователя позволяет отнести его к группе частотных электроприводов. Регулирование угловой скорости электродвигателя осуществляется изменением напряжения на выходе управляемого выпрямителя аналогично тому, как это делается в приводе постоянного тока. РЭП на базе вентильного электродвигателя используют в приводе мощных (800–12000 кВт) высоковольтных насосных агрегатов, особенно часто – в вертикальных насосных агрегатах, где невозможно

применение более простых и дешевых регулируемых электроприводов, например, по схеме асинхронно-вентильного каскада, из-за отсутствия электродвигателей с фазным ротором в вертикальном исполнении.

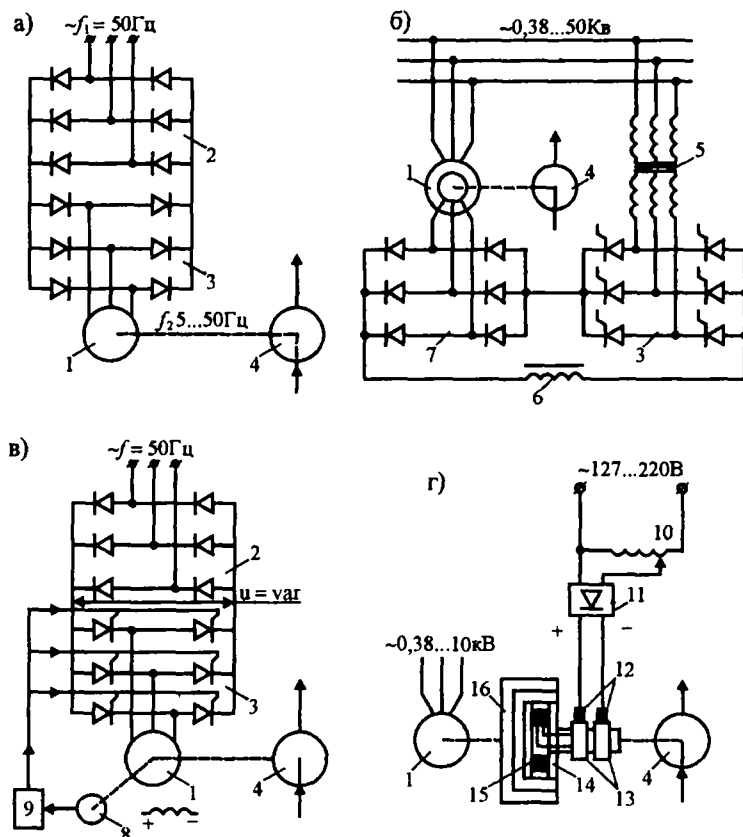


Рис. 23.16. Регулируемый электропривод насоса:

а – частотный; б – по схеме асинхронно-вентильного каскада; в – на базе вентильного электродвигателя; г – с электромагнитной муфтой скольжения; 1 – электродвигатель; 2 – выпрямитель; 3 – инвертор; 4 – насос; 5 – согласующий трансформатор; 6 – дроссель; 7 – выпрямитель неуправляемый; 8 – датчик положения ротора; 9 – система импульсно-фазового управления инвертором; 10 – автотрансформатор; 11 – источник постоянного тока; 12 – щетки; 13 – контактные кольца; 14 – индуктор электромагнитной муфты скольжения; 15 – обмотка возбуждения электромагнитной муфты скольжения; 16 – якорь электромагнитной муфты скольжения

Угловую скорость насосов при постоянной угловой скорости электродвигателей регулируют с помощью специальных устройств: механических вариаторов, гидравлических и электромагнитных муфт скольжения различных типов. Наиболее часто в насосных агрегатах применяются электромагнитные муфты скольжения индукторного типа (рис. 23.16, г). Они преимущественно используются в горизонтальных насосных агрегатах мощностью до 200–250 кВт.

Наряду с электромагнитными муфтами скольжения в РЭП нашли применение гидравлические муфты скольжения (гидромуфты). Они используются в ряде насосных установок, в частности в электроприводе мощных (2000–8000 кВт) питательных насосов теплоэлектростанций.

В последнее время появилась разновидность гидромуфты – гидравлический вариатор скорости Twin-disk. Разновидностью гидромуфты является гидравлический вариатор скорости с многодисковой муфтой скольжения (рис. 23.17).

Вариатор состоит из корпуса с масло-сборником 9, в котором на ведущем 1 и на ведомом 8 валах расположены пакеты стальных дисков. Диски попеременно закреплены на ведущем и ведомом валах. Вращающий момент от дисков ведущего вала передается дискам ведомого вала через вязкую масляную пленку. Диски ведомого вала покрыты пористым материалом. В дисках проточены канавки, по которым непрерывно протекает масло. Толщина масляной пленки между дисками регулируется в зависимости от давления масла в системе управления. При увеличении толщины пленки частота вращения ведомого вала при постоянной частоте вращения ведущего вала снижается, а при уменьшении увеличивается. Диски соприкасаются при максимальном значении давления масла в системе управления, и вариатор работает без скольжения. В этом случае частота вращения ведомого вала и соответственно рабочего механизма, например насоса, становится равной частоте вращения приводного двигателя.

Расстояние между дисками и соответственно толщина пленки регулируется посредством поршня муфты 16. Масло в систему управления подается маслonaсосом 2, приводимым в движение от коробки отбора мощности 3. От той же коробки отбора мощности работает насос 5, подающий масло в систему смазки. Масло очищается в фильтрах 4, 14 и охлаждается в маслоохладителе 13. При необходимости диски ведомого и ведущего вала могут быть жестко соединены между собой с помощью стопорного винта 6. В этом случае вариатор работает без скольжения, т.е. выполняет функции обычной соединительной муфты.

По энергетическим характеристикам вариатор аналогичен гидромуфте, электромагнитной муфте скольжения и другим регулируемым приводам, работающим с потерями скольжения.

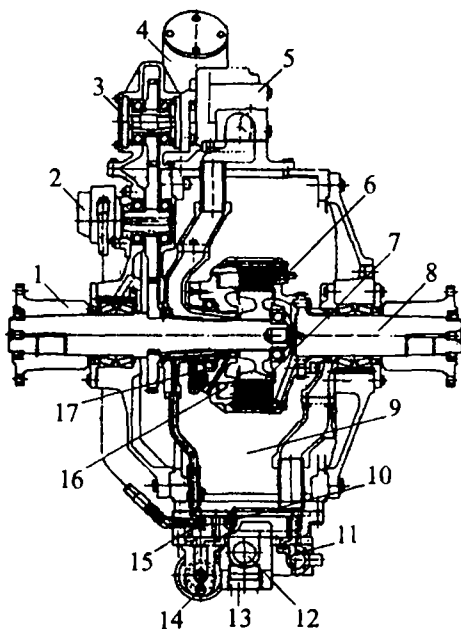


Рис. 23.17. Гидравлический вариатор:

- 1 – ведущий вал; 2 – маслonaсос системы управления; 3 – коробка отбора мощности; 4 – фильтр; 5 – маслonaсос системы смазки; 6 – стопорный винт; 7 – пакет дисков; 8 – ведомый вал; 9 – маслосборник (корпус); 10 – первичный клапан; 11 – сервоклапан; 12 – клапан давления в системе маслосмазки; 13 – к маслоохладителю; 14 – фильтр; 15 – главный клапан регулирования давления; 16 – поршень муфты; 17 – выходной клапан

Основным отличием гидравлического вариатора скорости от ИМС и гидромуфта является его способность работать без скольжения при соответствующем повышении давления масла в системе управления поршнем муфты.

Для обеспечения надежной работы этого устройства фирма изготовитель Twin-Disk (Бельгия) рекомендует один раз в год менять масло и фильтры в масляных системах.

Регулирующие устройства и вторичные приборы. Регулирующим устройством или регулятором именуется устройство, обеспечивающее реализацию определенного принципа (по отклонению, возмущению или комбинированию) и закона (позиционный, непрерывный, импульсный) регулирования.

Применяют двух- и трехпозиционные, непрерывные (пропорциональные, интегральные, пропорционально-интегральные и т.д.) и импульсные регулирующие устройства, состоящие из непрерывной части и импульсного элемента.

В системах автоматизации регулирование осуществляется преимущественно по отклонению регулируемого параметра от заданного значения, которое может быть постоянным (в системах автоматической стабилизации) или меняться по определенному закону (в системах программного регулирования). Применяются различные аналоговые регулирующие устройства и цифровые (микропроцессорные). Микропроцессор – функционально законченное устройство обработки цифровой информации, управляемое хранимой в памяти программой и конструктивно выполненное в виде одной или нескольких больших интегральных микросхем. Микропроцессор по своим логическим функциям и структуре напоминает упрощенный вариант процессора обычных электронно-вычислительных машин (ЭВМ).

Для восприятия сигналов от первичного прибора (датчика) и преобразования их в форму удобную для наблюдения диспетчером и обслуживающим персоналом служат вторичные приборы. Они могут быть показывающими, регистрирующими (самопишущими, печатающими) и комбинированными. Вторичные приборы, устанавливают на щитах и в шкафах в местах, удобных для обслуживающего персонала, наименее подверженных механическим повреждениям, вибрации и влиянию электромагнитных полей.

23.5. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СИСТЕМ АВТОМАТИЗИРОВАННОГО УПРАВЛЕНИЯ

Проектирование систем автоматизированного управления (САУ) технологическими процессами в водоснабжении осуществляется специализированными организациями. Однако основой для проектирования САУ являются технологические требования, которые формируются специалистами технологами в области водоснабжения. На основании технологических требований к САУ специалистами в области автоматизации составляется техническое задание на проектирование САУ.

Технологические требования должны содержать четко поставленную цель построения САУ. Например, целью создания САУ для насосных установок может быть:

- оптимизация совместного режима работы насосных установок и водопроводных сетей;
- снижение расхода энергии на подачу воды;
- снижение утечек и непроизводительных расходов воды за счет стабилизации напоров в водопроводной сети.

Для очистных сооружений целью автоматизации может быть:

- улучшение качества воды;
- снижение расхода реагентов;
- уменьшение количества обслуживающего персонала.

В технологических требованиях должны быть указаны намечаемые для достижения цели способы и средства. Например, для насосных станций способом уменьшения расходования энергии может быть изменение частоты вращения насоса в соответствии с изменением водопотребления, а средством - регулируемый электропривод.

В технологических требованиях указываются предполагаемые к использованию приборы и средства автоматизации, например: микропроцессорный контроллер или промышленный компьютер.

Кроме того, даётся технологическая схема установки с указанием состава оборудования и его технических характеристик (мощность, подача, напор, частота вращения и т.д.). Указываются также условия работы проектируемой САУ:

- температура окружающей среды, °С;
- относительная влажность;
- запыленность помещения;
- наличие в окружающей среде взрывоопасных и агрессивных паров и газов, их концентрацию.

В технологических требованиях следует указать качественные показатели процесса, в том числе:

- характер протекания технологического процесса (случайно вероятностный, циклический и т.д.);
- параметр регулирования (напор в заданной точке, уровень воды в резервуаре и т.д.);
- объем и уровень автоматизации технологического процесса;
- способ отображения технологических параметров, характеризующих процесс (на дисплее компьютера, щитовые приборы и т.д.);
- перечень отображаемых параметров и элементов объекта автоматизации (технологическая схема объекта, значения напоров, расходов, уровней, концентрации хлора, содержание коагулянта и проч.);
- перечень сигналов, характеризующих состояние технологической схемы (положение затворов, задвижек, сигналы готовности оборудования к включению, неисправность оборудования);
- допустимые отклонения технологических параметров от заданных значений;
- желаемый алгоритм оптимального управления технологическим процессом, критерий оптимального управления.

В заключение технологических требований указывается желаемое размещение приборов и средств автоматизации (по месту, в помещении МДП или ЦДП, на рабочем месте оператора и проч.).

23.6. КРАТКИЕ СВЕДЕНИЯ ОБ ЭКСПЛУАТАЦИИ ПРИБОРОВ И СРЕДСТВ АВТОМАТИЗАЦИИ

Эксплуатацией приборов и средств автоматизации именуется комплекс мероприятий, включающий подготовку и использование средств автоматизации по назначению, их техническое обслуживание, хранение и транспортирование. Подготовка приборов, средств и систем автоматизации к использованию начинают одновременно с монтажными работами по их установке на объекте.

Основное в подготовке приборов – пуско-наладочные работы по доведению их до состояния, при котором они могут быть использованы для эксплуатации.

Для систем автоматизации, в т.ч. систем блокировок и защиты, отказы которых могут быть опасны, при наладке должна быть предусмотрена программа испытаний в режимах, имитирующих аварийные. Для регулирующих систем наладка состоит в статической и динамической настройке регуляторов. Первая заключается в задании регулятору параметров настройки, обеспечивающих требуемые данному потребителю график водоподдачи, т.е. давлений; вторая – в задании регулятору параметров настройки для обеспечения оптимального переходного процесса в реальных условиях эксплуатации.

Основными условиями надежности эксплуатации средств автоматизации, обеспечивающими их эффективность и долговечность, являются: строгое выполнение обслуживающим персоналом правил технической эксплуатации и техники безопасности; своевременное и квалифицированное выполнение технического обслуживания и планово-предупредительных ремонтов приборов и регуляторов.

Техническое обслуживание приборов и средств автоматизации состоит:

- в периодическом наблюдении за работой регуляторов и в периодической проверке работы регулирующих устройств в ручном режиме управления;
- в ежемесячном осмотре крепления приборов и их электрических соединений;
- в ежегодной ревизии, состоящей в проверке технического состояния всего комплекта регулятора или системы контроля и управления по сопроводительной документации, по которой устраняются все выявленные неисправности.

Более сложно осуществляется эксплуатация силовых устройств, входящих в состав систем автоматики, например некоторых видов регулируемого электропривода или гидромеханических устройств (регулирующих клапанов и проч.). Эксплуатация, в том числе техническое обслуживание этих устройств, осуществляется аналогично тому, как эксплуатируется силовое электрооборудование и гидромеханическое оборудование водопроводных сооружений.

24. ЗОНЫ САНИТАРНОЙ ОХРАНЫ

24.1. ГРАНИЦЫ ЗОН САНИТАРНОЙ ОХРАНЫ ИСТОЧНИКОВ ВОДОСНАБЖЕНИЯ

Для обеспечения санитарно-эпидемиологической надежности и охраны всех водопроводных сооружений от нарушений, которые могут вредно отразиться на качестве и количестве подаваемой населению воды, для всех проектируемых и реконструируемых водопроводов хозяйственно-питьевого назначения должны предусматриваться зоны санитарной охраны (ЗСО).

Зона источника водоснабжения в месте расположения водозаборных сооружений состоит из трех поясов: первого – строгого режима, второго и третьего – режимов ограничения хозяйственной деятельности.

Поверхностные источники водоснабжения

Границы первого пояса ЗСО для поверхностных источников водоснабжения устанавливаются на расстоянии от водозабора для рек и каналов по табл. 24.1, для озер и водохранилищ в соответствии с данными табл. 24.2.

Таблица 24.1

Границы первого пояса ЗСО для рек и каналов

Направление от водозабора	Расстояние, м	Примечание
Вверх по течению	≥ 200	
Вниз по течению	≥ 100	
По прилегающему берегу	≥ 100	От уреза воды при летне-осенней межени
К противоположному берегу: при ширине водотока ≤ 100 м при ширине водотока ≥ 100 м	Вся акватория + противоположный берег 50 м Полоса акватории ≥ 100	От уреза воды при летне-осенней межени
На водозаборах ковшового типа	Вся акватория ковша и территория вокруг него ≥ 100	

Таблица 24.2

Границы первого пояса ЗСО для водохранилищ и озер

Направление от водозабора	Расстояние, м	Примечание
По акватории	≥ 100	Во всех направлениях
По прилегающему берегу	≥ 100	От уреза воды при нормальном подпорном уровне в водохранилище и летне-осенней межени в озере

Границы второго пояса ЗСО для рек и каналов устанавливаются следующим образом:

- вверх по течению (включая притоки) – исходя из усредненной по длине и ширине водотока скорости течения воды и времени ее протекания от границы пояса до водозабора при среднемесечном расходе воды летне-осенней межени 95% обеспеченности: не менее 5 суток – для I (А, Б, В, Г) климатического района и II (А) климатического подрайона и не менее 3 суток – для остальных климатических районов;

- вниз по течению – не менее 250 м;

- боковые границы – на расстоянии от уреза воды летне-осенней межени: при равнинном рельефе – 500 м, при гористом рельефе – до вершины первого склона, обращенного в сторону водотока, но не более 750 м при пологом склоне и 1000 м при крутом склоне.

Границы второго пояса ЗСО для озер и водохранилищ устанавливаются:

- по акватории во всех направлениях на расстоянии 3 км – при количестве ветров в сторону водозабора до 10 % и 5 км – при количестве ветров более 10 %;

- боковые границы – аналогичны указанным расстояниям для водотоков.

Границы третьего пояса ЗСО поверхностных источников водоснабжения:

- вверх по течению или во все стороны по акватории водоема совпадают с границами второго пояса;

- боковые границы – по водоразделу, но не более 3-5 км от водотока или водоема.

Границы первого пояса зоны подземного водоисточника устанавливаются от одиночного водозабора или от крайних водозаборных сооружений группового водозабора на расстояниях, приведенных в табл. 24.3.

Границы второго пояса ЗСО устанавливаются расчетом в зависимости от климатических районов и защищенности подземных вод с учетом времени продвижения микробного загрязнения воды до водозабора от 100 до 400 суток. Время продвижения микробного загрязнения с подземным потоком принимается по табл. 24.4.

Таблица 24.3

Размеры первого пояса ЗСО для подземных источников

Типы подземных водозаборов	Расстояние, м	Примечание
Использование защищенных подземных вод	30	Межпластовые подземные воды
Использование недостаточно защищенных подземных вод	50	Грунтовые воды
Инфильтрационные	≥ 150	От поверхностного источника
Подрусловые	Аналогично зоне первого пояса поверхностного источника водоснабжения	
С искусственным пополнением запаса подземных вод	50	От инфильтрационных сооружений закрытого типа
	100	От инфильтрационных сооружений открытого типа

Таблица 24.4

Время продвижения микробного загрязнения с подземным потоком, сут.

Гидрологические условия	Климатические районы	
	I и II	I и II
Грунтовые воды при наличии связи с открытым водоемом	400	400
То же при отсутствии гидравлической связи	400	200
Напорные и безнапорные межпластовые воды при наличии связи с открытым водоемом	200	200
То же при отсутствии гидравлической связи	200	100

Для приближенных расчетов расстояние до границы второго пояса рекомендуется определять по формуле:

$$R = \sqrt{\frac{Q \cdot T_m}{\pi \cdot m \cdot n}}, \text{ м,} \quad (24.1)$$

где Q – производительность водозабора, м³/сут; T_m – расчетное время продвижения микробного загрязнения, сут.; m – мощность водоносного пласта, м; n – пористость пород водоносного пласта.

Границы третьего пояса ЗСО определяются временем продвижения химического загрязнения воды до водозабора, которое должно быть больше принятой продолжительности эксплуатации водозабора, но не менее 25 лет.

Расстояние до границы третьего пояса рекомендуется определять по формуле:

$$R = \sqrt{\frac{365 \cdot Q \cdot T_x}{\pi \cdot m \cdot n}}, \text{ м,} \quad (24.2)$$

где Q – производительность водозабора, м³/сут; T_x – время продвижения химического загрязнения (принимается 25 лет).

При инфильтрационном питании водоносного пласта размеры второго и третьего поясов ЗСО следует принимать аналогично границам для поверхностного источника водоснабжения.

Территория первого пояса должна быть спланирована, огорожена и озеленена. Рекомендуется глухое ограждение высотой 2,5 м и сторожевая (тревожная) сигнализация.

На территории первого пояса запрещаются все виды строительства, проживание людей, прокладка трубопроводов различного назначения (за исключением трубопроводов, обслуживающих водопроводные сооружения), выпас скота, применение для растений ядохимикатов и удобрений.

На территории второго пояса запрещается загрязнение территорий нечистотами, размещение складов горюче-смазочных материалов, размещение кладбищ, скотомогильников, навозохранилищ, применение удобрений и ядохимикатов.

На территории третьего пояса запрещается размещение складов горюче-смазочных материалов, ядохимикатов, минеральных удобрений, шламонакопителей и других объектов, которые могут вызвать химические загрязнения.

Зона санитарной охраны водопроводных сооружений должна состоять из границ первого пояса и санитарно защитной полосы вокруг него.

Граница первого пояса ЗСО территории водопроводных сооружений совпадает с ограждением площадки и должна быть на расстоянии:

- от резервуаров чистой воды, фильтров, контактных осветлителей ≥ 30 м;
- от стен сооружений и стволов водонапорных башен – ≥ 15 м.

Санитарно-защитная полоса вокруг ограждения водопроводных сооружений, расположенных за пределами второго пояса зоны источника водоснабжения, должна иметь ширину ≥ 100 м.

24.2. ВОДООХРАННЫЕ ЗОНЫ ВОДОВОПРОДНЫХ СИСТЕМ

Для охраны поверхностных вод от загрязнения, засорения и истощения (предотвращения ухудшения качества воды, уменьшения рыбных запасов, ухудшения условий

водоснабжения и других неблагоприятных явлений) устанавливаются водоохранные зоны водных объектов.

Водоохранной зоной является территория, примыкающая к акваториям рек, озер, водохранилищ и других поверхностных водных объектов, на которой устанавливается специальный режим хозяйственной и иных видов деятельности с целью предотвращения загрязнения, засорения, заиления и истощения водных объектов, а также сохранения среды обитания объектов животного и растительного мира.

Для рек ширина водоохранной зоны зависит от длины реки от истока до рассматриваемого участка, для озер и водохранилищ - от площади акватории (табл. 24.5). В водоохранной зоне запрещается опылесивание ядохимикатами для борьбы с вредителями, болезнями растений и сорняками, размещение складов для хранения ядохимикатов и минеральных удобрений, животноводческих комплексов, ферм, мест захоронений, строительство новых и расширение действующих промышленных предприятий.

Таблица 24.5

Минимальная ширина водоохранных зон, м								
Водный объект	Расстояние от истока реки, км							Площадь акватории, км ²
	0-10	10-50	50-100	100-200	200-500	≥500	≤ 2	
Реки	50	100	200	300	400	500		
Озера, водохранилища							300	500

В пределах водоохранной зоны выделяют прибрежную зону – территорию, прилегающую к акватории водных объектов, на которых устанавливают специальный режим для предотвращения загрязнения, засорения и истощения (ГОСТ 17.1.1-77). Размеры прибрежных полос зависят от характеристики прилегающих угодий, крутизны склонов (табл. 24.6).

Таблица 24.6

Виды угодий, прилегающих к реке, озеру, водохранилищу	Ширина прибрежных защитных полос		
	Ширина прибрежной полосы, м, при крутизне прилегающих склонов		
	≤ 0 °	0 - 3 °	≥ 3 °
Пашни	15 - 30	35 - 55	55 - 100
Луга и сенокосы	15 - 25	25 - 35	35 - 50
Лес, кустарник	35	35 - 50	55 - 100

24.3. Границы зон санитарной охраны водоводов

Зону санитарной охраны водоводов надлежит предусматривать в виде полосы, шириной в обе стороны от крайних линий водоводов в соответствии с табл. 24.7.

При прокладке водоводов по застроенной территории в соответствии с п.10.20 СНиП /2/ ширину полосы зоны санитарной охраны по согласованию с органами санитарно-эпидемиологической службы допускается уменьшать.

Таблица 24.7

Ширина санитарно-защитной полосы водоводов при их прокладке по незастроенной территории

Наличие грунтовых вод	Диаметр водовода, мм	
	≤ 1000	> 1000
Сухие грунты	≥ 10	≥ 20
Мокрые грунты	≥ 50	≥ 50

25. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТОВ И ПРОЕКТИРОВАНИЯ

25.1. ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКОЕ ОБОСНОВАНИЕ СИСТЕМЫ ВОДОСНАБЖЕНИЯ

Технико-экономическое обоснование системы и схемы водоснабжения выполняется по приведенным затратам с согласованием сроков окупаемости на основании проектных решений. При этом в расчетах используют укрупненные показатели стоимости строительства сооружений водопровода и необходимого оборудования.

Для упрощения расчетов в технико-экономическое сравнение включаются только те элементы системы водоснабжения, которые отличны в сравнительных вариантах.

Задание на проектирование.

1. Данные по населенному пункту:

- генплан населенного пункта;
- этажность застройки – 4 этажа;
- плотность населения – 360 чел/га;
- степень благоустройства предполагает оборудование домов системой водоснабжения с местными водонагревателями;
- площадь улиц, которые моются (в % от площади города) – 27% (полив длится 14 часов в сутки);
- глубина промерзания – 1,3 м;
- глубина залегания грунтовых вод – 3...10 м;
- грунты по трассам трубопроводов – пески.

2. Данные по промышленному объекту:

- количество рабочих на предприятии:
 - по сменам: 1 смена – 2000 человек;
 - 2 смена – 2400 человек;
 - 3 смена – 2000 человек.
- количество рабочих принимающих душ (в % от общего количества) – 40%;
- количество человек приходящих на одну душевую сетку – 5;
- тип цехов предприятия – холодный;
- водопотребление на технологические нужды:
 - а) вода неочищенная (только процеженная через сетки) $Q_1 = 3100$ л/с;
 - б) вода неочищенная технологическая $Q_2 = 410$ л/с;
 - в) вода умягченная до 0,05 мг-экв/л $Q_3 = 65$ л/с.
- свободные напоры на предприятии для подачи разной по назначению воды:
 $H_1 = 14$ м; $H_2 = 27$ м; $H_3 = 15$ м;

расход на тушение пожара на территории предприятия – 50 л/с.

3. Данные по поверхностному водисточнику:

- минимальный расход в реке – 97% обеспеченности; $Q = 15$ м³/с; $V = 0,7$ м/с;
- наибольший расход в реке – 0,5% обеспеченности; $Q = 570$ м³/с; $V = 1,25$ м/с;
- амплитуда колебаний уровней воды в реке – 4,8 м;
- глубина реки при низком уровне воды – 2,2 м;
- тип берега – пологий;
- длина самотечных линий (уточняется при проектировании) ~ 180 м;
- максимальная мутность воды в реке – 1250 мг/л;
- температура воды – 0...25 °С;
- общая жесткость воды – 3,5 мг-экв/л;
- карбонатная жесткость воды – 2,1 мг-экв/л;

- количество кишечных палочек в 1 л воды - 1000 шт.;
- высокий уровень воды в реке ниже отметки берега на - 2,0 м;

4. Данные по подземному источнику воды:

- глубина скважины до подошвы водоносного пласта - 83 м;
- глубина статического уровня воды от устья скважины - 11 м;
- удельный дебит одной скважины - $4,1 \text{ м}^3/\text{ч}\cdot\text{м}$;
- характеристика водоносного горизонта:
 - а) толщина водоносного слоя - 20 м;
 - б) коэффициент неоднородности слоя - 3,2;
 - в) 50% диаметр песка - 0,27 мм;
 - г) коэффициент фильтрации - 25 м/сутки;
- качество подземной воды:
 - а) наличие железа - 0,07 мг/л;
 - б) общая жесткость - 4,5 мг-экв/л;
 - в) количество кишечных палочек в 1 л воды - 0;
 - г) температура воды - 8°C .

На рисунке 25.1 и 25.2 приведены два возможных варианта водоснабжения населенного пункта и промышленного предприятия. Первый предполагает подачу воды из реки, обеспечивая ее предварительную подготовку на водопроводных очистных сооружениях. Расстояние от места водозабора до населенного пункта составляет 2 км (водовод длиной 1,3 км). Второй вариант предполагает снабжение потребителей подземной водой, которая забирается с помощью водозаборных скважин, располагаемых в 3,5 км от населенного пункта (длина водовода 3,35 км). Вода перед подачей потребителям также предварительно очищается.

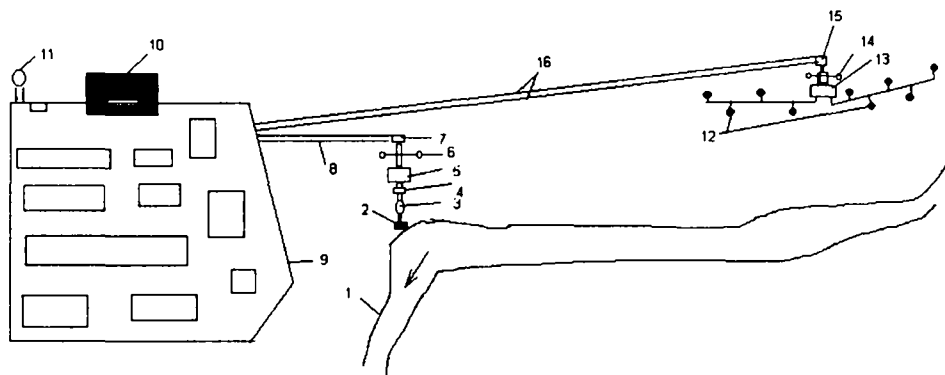


Рис. 25.1. Ситуационный план сравниваемых систем водоснабжения населенного пункта и промышленного предприятия:

1 - источник водоснабжения - река; 2 - водозаборное сооружение из поверхностного водоисточника (оголовки и самотечные трубы); 3 - береговой сеточный колодец; 4 - насосная станция первого подъема (НС I); 5 - станция подготовки воды для населенного пункта и промышленного предприятия; 6 - резервуары чистой воды; 7 - насосная станция второго подъема (НС II); 8 - водоводы подачи воды потребителю; 9 - населенный пункт; 10 - промышленное предприятие; 11 - водонапорная башня; 12 - водозаборное сооружение из подземных источников (скважины); 13 - станция подготовки качества природной воды; 14 - резервуары чистой воды; 15 - насосная станция второго подъема (НС II); 16 - водоводы подачи воды потребителям

Сравниваемые схемы имеют заданный набор сооружений, который представлен на рисунке 25.2.

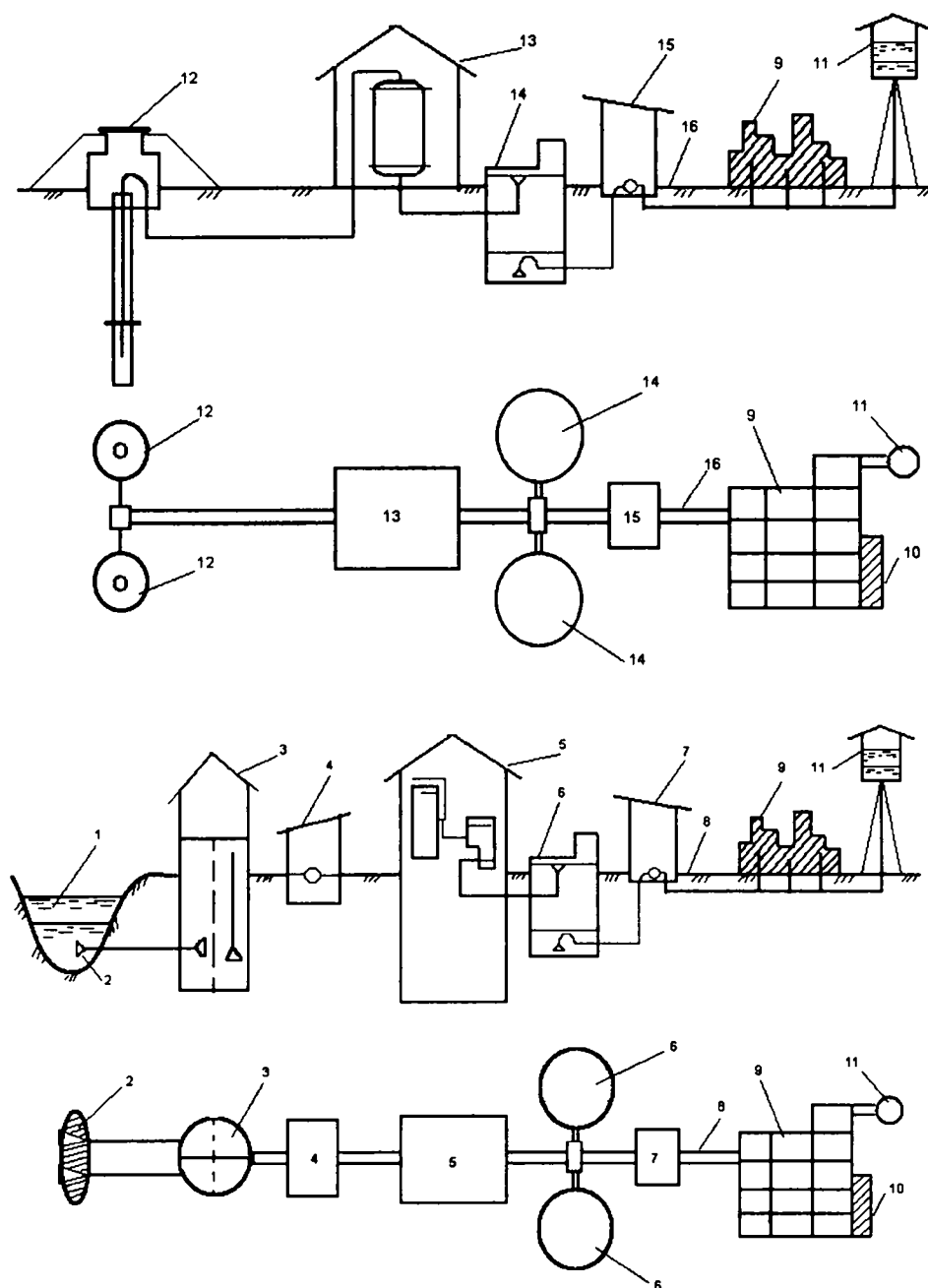


Рис. 25.2. Схемы систем водоснабжения из поверхностного (а) и подземного (б) водонисточника.
 Обозначения для схем даны на рис. 25.1.

При рассмотрении набора сооружений предлагаемых для сравнения схем очевидно, что сравниваться будут только отличные элементы систем.

По первому варианту это:

- 1 – водозаборное сооружение из поверхностного водоисточника;
- 2 – насосная станция первого подъема;
- 3 – станция подготовки качества поверхностной воды;
- 4 – резервуары чистой воды;
- 5 – насосная станция второго подъема.

Для полиой картины по капитальным вложениям и эксплуатационным затратам, в расчет технико-экономических показателей включены: водонапорная башня и водонапорная сеть населенного пункта. Расчет всех сооружений по сравниваемым схемам водоснабжения выполнен в разделах 25.5-25.7, 25.9-25.11 настоящего пособия.

Для проведения технико-экономического сравнения вариантов необходимо знать размеры, объемы, типы основных сооружений, которые входят в расчет. Все эти параметры могут быть определены исходя из полученных расчетом расходов воды всеми существующими потребителями.

Расчет водопотребления в населенном пункте

1). Расчет суточных расходов воды.

Расчетные среднесуточные ($Q_{ср.сут.}$) и максимальносуточные ($Q_{макс.сут.}$) на хозяйственно-питьевые нужды населения определяются по формулам [1, п.14.2.3]:

$$Q_{ср.сут.} = \frac{q \cdot N \cdot K_{\Sigma}}{1000}, \quad (25.1)$$

где q – удельный расход воды в данном населенном пункте в зависимости от благоустройства, $q = 200$ л/сут·чел; N – расчетное количество населения, $N = 360 \cdot 171,4 = 59000$ человек (360 – плотность населения, 171,4 га – площадь жилой зоны; $K_{\Sigma} = 1,1$ – коэффициент учета потребностей в воде местной промышленности.

$$Q_{ср.сут.} = \frac{200 \cdot 59000 \cdot 1,1}{1000} = 12980 \text{ м}^3/\text{сут}$$
$$Q_{макс.сут.} = K_{макс.сут.} \cdot Q_{ср.сут.}, \quad (25.2)$$

где $K_{макс.сут.} = 1,1$ – коэффициент суточной неравномерности ($K_{мин.сут.} = 0,9$).

Суточные расходы на полив в населенном пункте и на территории промышленного предприятия определяются по формуле [1, п.14.2.3]:

$$Q_{пол.} = 10 q_{пол.} \cdot F_{пол.}, \quad (25.3)$$

где $q_{пол.}$ – удельный расход на полив в зависимости от вида поливаемой площади или типа покрытия улиц. Данные расчета заносятся в таблицы 25.1. и 25.2.

Расходы воды на хозяйственно-питьевые нужды предприятия за смену определяются с учетом приема душа:

$$Q_{x-n} = \frac{q_n \cdot N_{cm}}{1000}, \quad (25.4)$$

где q_n – удельный расход воды на хозяйственно-питьевые нужды на одного человека в смену 25 л/чел (для холодных цехов); N_{cm} – количество работающих в смену.

Расход на душ определяется с учетом заданного количества людей, которые пользуются душем:

$$Q_{душ} = \frac{0,5 \cdot 45 \cdot N_d}{60 \cdot n}, \quad (25.5)$$

где 0,5 – норма расхода воды на одну душевую сетку, м³/час; 45 – время приема душа, минут; N_d – количество принимающих душ, человек; n – количество людей, которые могут принимать душ на одной душевой сетке, $n = 5$.

Расчет представлен таблицей 25.3.

Расход питьевой воды на технологические нужды промышленного предприятия составит 65 л/с или 234 м³/час (5616 м³/сут).

Расход воды на тушение пожара определяется исходя из возможного количества пожаров и расхода на тушение одного пожара.

Количество пожаров принимается в зависимости от численности населения $n_{пож} = 2$ [1, табл.14.11]:

$$q_{пож}^{город} = 35 \text{ л/с} \cdot 2 = 70 \text{ л/с},$$

$$q_{пож} = q_{пож}^{насел} + q_{пож}^{пром} = 35 + 50 = 85 \text{ л/с}.$$

Принимается большее значение расхода:

$$Q_{пож} = 85 \text{ л/с}.$$

Продолжительность тушения пожара составит 3 часа.

Свободный напор в водопроводной сети города при четырехэтажной застройке определяется по 1, п.14.2.6:

$$H_{ce} = 4(n-1)+10, \text{ м, где } n = 4 \quad (25.6)$$

$$H_{ce} = 4(4-1)+10 = 22 \text{ м}.$$

Для предприятия свободные напоры равны соответственно для разных потребителей: 14, 27, 15 м; для хозяйственно-питьевых нужд 15 м.

При пожаротушении свободный напор в любой точке сети принимается 10 м, как для системы пожаротушения низкого давления.

Данные суточных расходов воды всех потребителей населенного пункта сводятся в таблицу 25.1.

Годовые расходы воды составят при $T_{пол} = 150$ сут и 270 суток в году работы предприятия

$$Q_{год} = Q_{ср.сут} \cdot 365 + Q_{пол} \cdot T_{пол} + \sum Q_{предпр} \cdot 270, \quad (25.7)$$

$$Q_{год} = 12980 \cdot 365 + 1045 \cdot 150 + 5965 \cdot 270 = 6490400 \text{ м}^3/\text{год}$$

Таблица 25.1

Данные про расчетносуточные расходы воды и напоры

Объект водоснабжения	Категория водопользователей	Расчетные суточные расходы воды, м ³ /сут			Свободный напор	Требования к качеству воды
		$Q_{ср}$	$Q_{макс}$	$Q_{мин}$		
1	2	3	4	5	6	7
Город	Население	12980	14278	12850	22	Питьевая
	Полив	1045	1045	1045	22	Питьевая
Предприятие	Хозяйственно-бытовые	160	160	160	15	Питьевая
	Технологические	5616	5616	5616	15	Питьевая
	Душ	192	192	192	15	Питьевая
Всего по городу:		19993	21291	19863	-	-

2) Расчет часовых расходов воды при распределении воды между потребителями населенного пункта.

Распределение воды по часам суток принимаем в зависимости от категории водопотребителя:

а) для населения – по коэффициенту часовой неравномерности [1, п.14.2.3.2]:

$$K_{\text{макс. час}} = \alpha_{\text{макс}} \cdot \beta_{\text{макс}} \quad (25.8)$$

где $\alpha_{\text{макс}} = 1,3$; $\beta_{\text{макс}} = 1,13$ 1, табл.14.16; $K_{\text{макс. час}} = 1,3 \cdot 1,13 = 1,47$.

Данный коэффициент соответствует типовому распределению хозяйственно-питьевых расходов воды населением для $K_{\text{макс. час}} = 1,45$ [1, табл. 14.17];

б) полив в населенном пункте производится равномерно на протяжении 14 часов в сутки, за исключением часов максимального потребления воды населением города;

в) технологические нужды в воде промышленного предприятия обеспечиваются равномерной подачей воды на протяжении всех суток;

г) хозяйственно-питьевые потребности работников предприятия обеспечиваются согласно графика подачи воды при 8 часовом рабочем дне [1, табл. 14.19];

д) на прием душа вода расходуется на протяжении 45 минут после окончания смены. Данные расчетов сведены в таблицу 25.2.

По таблице выбирают наиболее невыгодные, для подачи воды в населенный пункт, часы работы водопроводной сети, подбирают режим работы насосной станции второго подъема, который обеспечит наименьшие размеры напорно-регулирующего сооружения.

Режим работы насосной станции назначается по графику интегральной кривой (пункт. Линии 1, 2, 3) и по расходам уточняются расчетом:

$$P_1 T_1 + P_2 T_2 = 100\%,$$

где P_1, P_2 – подача насосной станции второго подъема в %, T_1, T_2 – время подачи каждой работающей ступени насосов.

Если принять подачу второй ступени $P_2 = 4,8\%$, то

$$P_1 = \frac{100 - P_2 \cdot T_2}{T_1} = \frac{100 - 4,8 \cdot 16}{8} = 2,9\%.$$

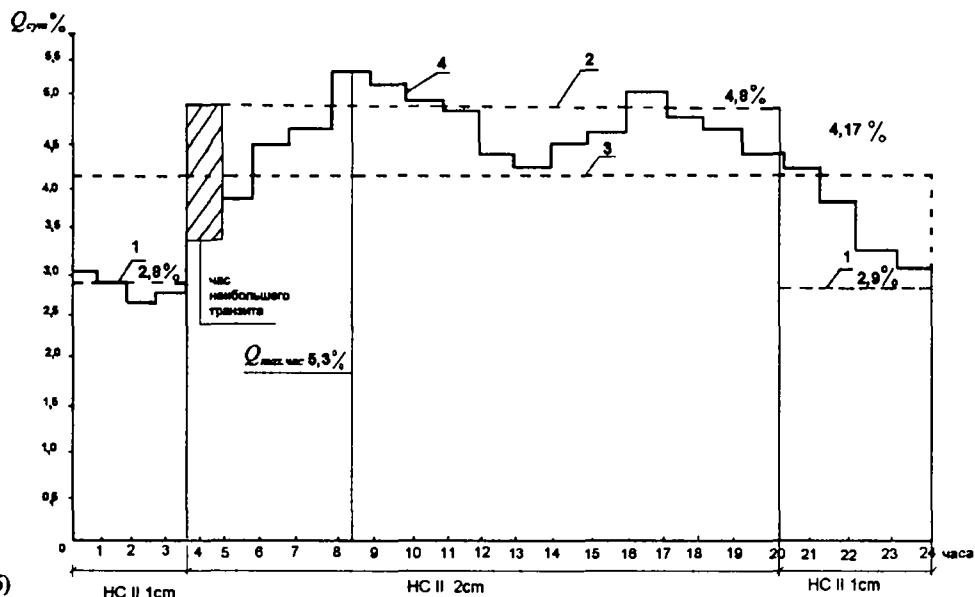
Таблица 25.2

Определение часовых расходов воды

Часы суток	Население города		Полив		Расходы по предприятию			Всего по городу			Ордината интегральной кривой водопотребления	
	%	м ³ /час	м ³ /час	м ³ /час	%	м ³ /час	Технологические	Душ	м ³ /час	%	%	%
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11		
0-1	2,0	285,6	74,6	18,75	9	234		57,6	660,8	3,1	3,1	
1-2	2,1	299,7	74,6	6,25	3	234		-	611,3	2,9	6,0	
2-3	1,85	264,2	74,6	12,5	6	234		-	578,8	2,7	8,7	
3-4	1,9	271,7	74,6	12,5	6	234		-	586,3	2,8	11,5	
4-5	2,85	406,9	74,6	18,75	9	234		-	724,5	3,4	14,9	
5-6	3,7	528,3	74,6	6,25	3	234		-	839,9	3,9	18,8	
6-7	4,5	642,5	74,6	12,5	6	234		-	957,1	4,5	23,3	
7-8	5,3	756,7	-	12,5	6	234		-	996,7	4,7	28,0	
8-9	5,8	828,1	-	18,75	12	234		57,6	1131,7	5,3	33,3	
9-10	6,05	863,8	-	6,25	4	234		-	1101,8	5,2	38,5	
10-11	5,8	828,1	-	12,5	8	234		-	1070,1	5,0	43,5	
11-12	5,7	813,8	-	12,5	8	234		-	1055,8	4,9	48,4	
12-13	4,8	685,3	-	18,75	12	234		-	931,3	4,4	52,8	
13-14	4,7	671,1	-	6,25	4	234		-	909,1	4,3	57,1	
14-15	5,05	721,0	-	12,5	8	234		-	963,0	4,5	61,6	
15-16	5,3	756,7	-	12,5	8	234		-	998,7	4,6	66,2	
16-17	5,45	778,2	-	18,75	9	234		76,8	1098,0	5,2	71,4	
17-18	5,05	721,0	75,2	6,25	3	234		-	1033,2	4,8	76,2	
18-19	4,85	692,5	74,6	12,5	6	234		-	1007,1	4,7	80,9	
19-20	4,5	642,5	74,6	12,5	6	234		-	957,1	4,4	85,3	
20-21	4,2	599,7	74,6	18,75	9	234		-	917,3	4,3	89,6	
21-22	3,6	514,0	74,6	6,25	3	234		-	825,6	3,8	93,4	
22-23	2,85	406,9	74,6	12,5	6	234		-	721,5	3,4	96,8	
23-24	2,1	299,7	74,6	12,5	6	234		-	614,3	3,2	100	
Итого	100	14278	1045		160	5616		192	21291	100		

Максимальный часовой расход в населенном пункте 1131,7 м³/час или 314,4 л/с

а)



б)

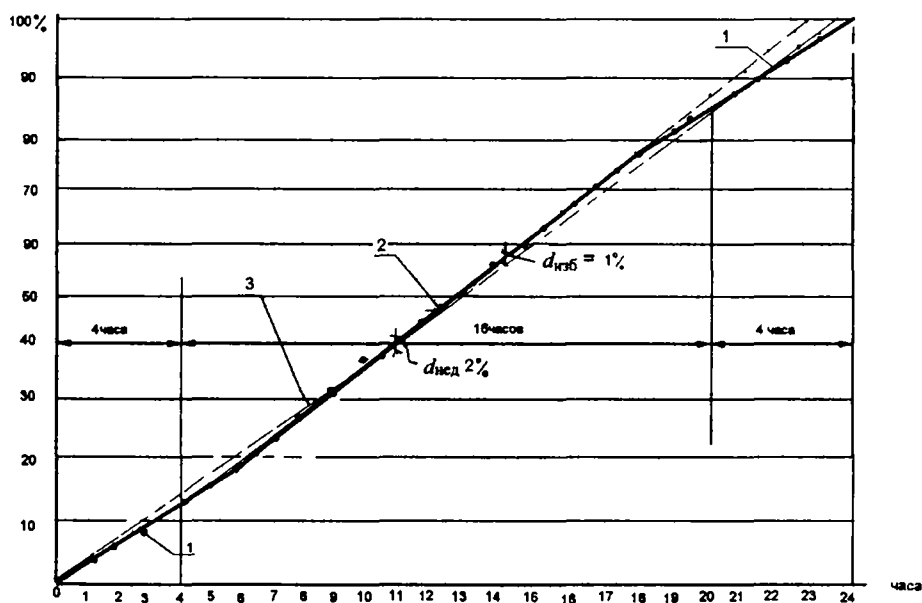


Рис. 25.3. Совместные графики водопотребления и водоподачи НСП:

а) ступенчатый, б) интегральный; 1, 2 – графики режимов работы насосной станции второго подъема соответственно для первой и второй ступени; 3 – график подачи воды насосной станцией первого подъема; 4 – график потребления воды по часам суток

Технико-экономическое обоснование выбора системы водоснабжения

Технико-экономическое обоснование выбора системы водоснабжения выполняется на основании сравнения приведенных затрат по каждому из сравниваемых вариантов.

Приведенные затраты (Π_i) представляют собой сумму текущих издержек (себестоимости) и единовременных затрат, приведенных к одинаковой размерности с помощью нормативного коэффициента эффективности:

$$\Pi_i = C_i + E_n K_i \quad (25.9)$$

где C_i – себестоимость продукции по сравниваемым вариантам; E_n – нормативный коэффициент эффективности капитальных вложений; K_i – капитальные вложения по этим вариантам.

1) Определение капитальных вложений по сравниваемым вариантам.

Для расчета капитальных затрат определяется строительная стоимость и стоимость оборудования для каждого сооружения сравниваемых схем водоснабжения по укрупненным показателям в ценах 1988 года.

Расчет выполняется в табличной форме и приведен в таблице 25.3.

Таблица 25.3

Определение капитальных затрат по сравниваемым вариантам

№ п/п	Обоснование (типовые проекты)	Название сооружения и его основные параметры (размеры)	Ед. изм.	Кол- во	Стоимость, тыс. руб.	
					единицы	полная
1	2	3	4	5	6	7
А Схема с поверхностным водоисточником						
1.	901-1-43,85 901-1-6/80	Водозаборное сооруже- ние руслового типа с раздельной компоновкой $Q=0,26 \text{ м}^3/\text{с}$ оголовок $H=10,82 \text{ м}$ колодец $D=4,5 \text{ м}$ (6,0 м)	Шт Шт Шт	1 1 1	22,83 38,93	22,83 38,93
2.	901-2-12/80	Насосная станция перво- го подъема $Q=922,6 \text{ м}^3/\text{час}$	Шт	1	48,3	48,3
3.	901-3-135	Водопроводные очист- ные сооружения $Q=21291 \text{ м}^3/\text{сут}$	Шт	1	829,93	829,93
4.	901-3-231,87	Реагентное хозяйство очистных сооружений	Шт	1	318,43	318,43
5.	901-7-5,84	Хлораторная 74 кг/сут или $3,1 \text{ кг/час}$	Шт	1	59,7	59,7
6.	901-4-73,83	Резервуары чистой воды $W=2000 \text{ м}^3$	Шт	2	40,2	80,4
7.	901-02-127	Насосная станция второ- го подъема $Q=21291 \text{ м}^3/\text{сут}$	Шт	1	21,54	21,54
8.	901-5-24/70	Водонапорная башня $H_1=21\text{м}$, $W=300 \text{ м}^3$ $H_2=22\text{м}$, $W=100 \text{ м}^3$	Шт Шт	2 1	20,53 13,62	41,06 13,62

1	2	3	4	5	6	7
9.	Сборн. №10-1 Укр. нормы	Водоводы напорные От НС I до очистной: $D_n=350$ мм (сталь) $D_{вс.}=500$ мм От НС II до сети: $D_{вс.}=700$ мм (сталь) $D_n=400$ мм (чугун)	Км Км Км Км	0,8 0,4 0,04 1,3	15,5 26,8 36,3 26,1	12,4 10,72 1,45 33,93
10.	Сборн. №10-1 Укр. нормы	Водопроводная сеть из чугунных труб: $D_1=150$ мм $D_2=200$ мм $D_3=250$ мм $D_4=300$ мм $D_5=400$ мм	Км Км Км Км Км	2,9 2,2 1,6 1,0 1,2	13,4 16,2 19,4 22,6 32,9	38,9 35,6 31,04 22,6 39,5
Всего:						1700,68
Б Схема с подземным водоисточником						
1.	Сборн. №27 Укр. нормы	Водозаборные скважины глубиной 84 м при коли- честве 9 шт	М	756	0,066	49,9
2.	901-2-46	Насосная станция перво- го подъема над скважни- нами $Q=21291$ м ³ /сут	Шт	9	5,78	52,02
3.	901-7-4,84	Хлораторная производи- тельностью 10,6 кг/сут или 0,44 кг/час	Шт	1	28,9	28,9
4.	901-4-73,83	Резервуары чистой воды $W=2000$ м ³	Шт	2	40,2	80,4
5.	901-02-127	Насосная станция второ- го подъема $Q=21291$ м ³ /сут	Шт	1	21,54	21,54
6.	901-5-24/70	Водонапорная башня $H_1=21$ м, $W=300$ м ³ $H_2=22$ м, $W=100$ м ³	Шт	2 1	20,53 13,62	41,06 13,62
7.	Сборн. №10-1 Укр. нормы	Водоводы напорные От скважины до РЧВ (сталь): $D_1=200$ мм $D_2=250$ мм $D_3=300$ мм $D_4=350$ мм $D_5=400$ мм От РЧВ до сети города: $D_n=400$ мм (чугун) $D_{вс.}=700$ мм (сталь)	Км Км Км Км Км Км Км Км	1,2 1,2 0,9 1,2 0,6 3,4 0,04	8,6 10,5 12,6 15,5 20,1 26,1 36,3	10,32 12,6 10,1 18,6 12,1 88,74 1,45

Продолжение табл. 25.3

1	2	3	4	5	6	7
8.	Сборн. №10-1 Укр. нормы	Водопроводная сеть из чугунных труб: $D_1=150$ мм $D_2=200$ мм $D_3=250$ мм $D_4=300$ мм $D_5=400$ мм	Км Км Км Км Км	2,9 2,2 1,6 1,0 1,2	13,4 16,2 19,4 22,6 32,9	38,9 35,6 31,04 22,6 39,5
Итого:					608,96	

2) Определение годовых эксплуатационных затрат по сравниваемым вариантам

Годовые эксплуатационные затраты определяются по формуле:

$$C = C_z + C_p + C_э + A + C_{т.р} + C_{пр}. \quad (25.10)$$

где C_z – заработная плата основных работников с начислением на социальное страхование; C_p – затраты на реагенты; $C_э$ – затраты на электроэнергию; A – амортизационные отчисления; $C_{т.р}$ – затраты на текущий ремонт; $C_{пр}$ – прочие затраты.

а) *Затраты на заработную плату – определяются исходя из штатного расписания и ставок окладов по категориям работников. Рассчитываем штат и заработную плату по сравниваемым вариантам в таблице 25.4.*

Таблица 25.4

Определение затрат на заработную плату обслуживающего персонала

№ п/п	Название цеха и категории обслуживающего персонала	Кол -во	Затраты, тыс. руб.	
			На одного	На общее кол-во
А Схема с поверхностным источником водоснабжения				
1	2	3	4	5
1.	Административно-управленческий персонал:			
	- инженерно-технический персонал (ИТР)	5	1,5	7,5
	- служащие	6	1,1	6,6
	- младший обслуживающий персонал (МОП)	1	0,850	0,85
2.	Специализированные службы при управлении:			
	- ИТР	12	1,5	18,0
	- Служащие	1	1,1	1,1
	- Рабочие	76	1,35	98,8
	- МОП	-	-	-
3.	Водозаборное сооружение и насосная станция первого подъема:			
	- ИТР	1	1,5	1,5
	- Рабочие	10	1,35	1,35

1	2	3	4	5
4.	Очистная станция: - ИТР - Рабочие - Служащие - МОП	11 31 - 2	1,5 1,35 - 0,85	16,5 41,85 - 1,7
5.	Насосная станция второго подъема: - ИТР - Рабочие	1 8	1,5 1,35	1,5 10,8
6.	Сети и водоводы: - ИТР - Рабочие	- 10	- 1,35	- 13,5
Всего тарифный фонд:				233,7
Доплата 15-20% от годового фонда:				46,74
Вместе фонд заработной платы:				280,44
Отчисления на социальное страхование 8%:				22,44
Общий фонд заработной платы:				302,88
Б Схема из подземного водоисточника				
1.	Административно-управленческий персонал и специализированные службы при управлении: - ИТР - Рабочие - Служащие - МОП	17 76 7 1	1,5 1,35 1,1 0,85	25,5 102,6 7,7 0,85
2.	Водозаборные скважины и насосная станция первого подъема: - ИТР - Рабочие	1 12	1,5 1,35	1,5 16,2
3.	Насосная станция второго подъема: - ИТР - Рабочие	1 8	1,5 1,35	1,5 10,8
4.	Водопроводные сети и водоводы: - ИТР - Рабочие	- 10	- 1,35	- 13,5
Всего тарифный фонд:				180,15
Доплата 15-20% от годового фонда:				36,03
Вместе фонд заработной платы:				216,18
Отчисления на социальное страхование 8%:				17,29
Общий фонд заработной платы:				233,47

б) годовые затраты на реагенты – для очистки и обеззараживания воды определяются исходя из количества используемых при очистке реагентов.

Для схемы А с поверхностным водоисточником используют: коагулянт, известь и хлор. Дозы используемых реагентов определены исходя из качественных показателей воды источника.

$$D_{\text{коаг.}} = 78 \text{ мг/л;}$$

$$D_{\text{изв.}} = K_{\text{изв.}} \left(\frac{D_{\text{к}}}{e_{\text{к}}} - \text{Щ} + 1 \right) = 28 \left(\frac{78}{57} - 2,1 + 1 \right) = 6,0 \text{ мг/л} \quad (25.11)$$

$D_{\text{хл}} = 5 + 2 = 7$ мг/л, где доза принята для окисления органических веществ - 5 мг/л, и для обеззараживания - 2 мг/л.

Расход реагентов за год составит:

$$P_i = \frac{0,65 D_i \cdot Q_{\text{год}}}{10^6};$$

$$P_{\text{коаг}} = \frac{0,65 \cdot 78 \cdot 6490400}{10^6} = 329 \text{ т/год}$$

$$P_{\text{изв}} = \frac{0,65 \cdot 6 \cdot 6490400}{10^6} = 25,3 \text{ т/год}$$

$$P_{\text{хл}} = \frac{0,65 \cdot 7 \cdot 6490400}{10^6} = 29,5 \text{ т/год}$$

где стоимость реагентов составит:

$$C_p = C_{\text{к}} \cdot P_{\text{коаг}} + C_{\text{изв}} \cdot P_{\text{изв}} + C_{\text{хл}} \cdot P_{\text{хл}} \quad (25.12)$$

$$C_p = 37 \cdot 329 + 121 \cdot 25,3 + 105,1 \cdot 29,5 = 12173 + 3061,3 + 3100,45 = 18334,8 \text{ рублей}$$

или 18,33 тыс. рублей

Для схемы Б с подземным водоисточником – а качестве реагента используется только хлор для обеззараживания воды. Доза хлора составляет – 1мг/л.

$$P_{\text{хл}} = \frac{0,65 \cdot 1 \cdot 6490400}{10^6} = 4,22 \text{ т/год}$$

$$C_p = 105,1 \cdot 4,22 = 443,4 \text{ руб. или } 0,443 \text{ тыс. руб.}$$

в) Годовые затраты электроэнергии – рассчитываются исходя из общих мощностей оборудования, которое используется в сравниваемых схемах.

Промышленные и приравненные к ним водопотребители с присоединенной мощностью до 750 КВА оплачивают энергию по одноставочному тарифу, которая фиксируется счетчиком. Если подключенная мощность больше 750 КВА, то потребитель оплачивает электроэнергию по двухставочному тарифу: за суммарную подключенную мощность электродвигателей высокого напряжения и трансформаторов, которые питают двигатели низкого напряжения.

Для определения порядка оплаты электроэнергии составляется таблица 25.5, где указываются все мощности используемые в системах.

Оплачиваемая мощность электродвигателей высокого напряжения определяется по формуле:

$$N_3 = \frac{\sum N_e}{\eta \cdot \cos \varphi}, \text{ КВА} \quad (25.13)$$

где $\sum N_e$ – суммарная мощность установленных электродвигателей высокого напряжения, кВт; $\eta = 0,92$ – коэффициент полезного действия электродвигателей; $\cos \varphi = 0,9$ –

показатель коэффициента мощности, характеризующий полезное использование электроэнергии.

$$\text{Схема А: } N_s = \frac{1270}{0,92 \cdot 0,9} = 1533,8 \text{ кВА}$$

$$\text{Схема Б: } N_s = \frac{1270}{0,92 \cdot 0,9} = 1533,8 \text{ кВА}$$

Таблица 25.5

№ п/п	Название сооружений, где есть электродвигатели	Электродвигатели высокого напряжения ($N > 200$ кВт)				Электродвигатели низкого напряжения ($N < 200$ кВт)			
		рабочие		резервные		рабочие		резервные	
		Кол-во	N , кВт	Кол-во	N , кВт	Кол-во	N , кВт	Кол-во	N , кВт
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Схема А									
1.	Насосная станция первого подъема	-	-	-	-	1	48	1	48
2.	Насосная станция второго подъема	1	275	1	275	1	159	1	159
		1	360	1	360				
Схема Б									
1.	Насосная станция первого подъема	-	-	-	-	7	45	2	45
2.	Насосная станция второго подъема	1	275	1	275	1	159	1	159
		1	360	1	360				

Оплачиваемая мощность трансформаторов питающих электродвигатели низкого давления, определяется по формуле:

$$N_{mp} = \frac{K_1 \cdot K_2 \cdot \sum N_n}{\cos \varphi}, \text{ кВА} \quad (25.14)$$

где $K_1 = 1,5$ – коэффициент учитывающий резерв оборудования; $K_2 = 1,05$ – коэффициент учитывающий электроосветительное напряжение; $\cos \varphi = 0,9$ – коэффициент мощности; $\sum N_n$ – сумма мощностей всех электродвигателей низкого напряжения, кВт.

$$\text{Схема А: } N_{mp} = \frac{1,5 \cdot 1,05 \cdot (96 + 318)}{0,9} = 724,5 \text{ кВА}$$

$$\text{Схема Б: } N_{mp} = \frac{1,5 \cdot 1,05 \cdot (405 + 318)}{0,9} = 1265,2 \text{ кВА}$$

Порядок оплаты за электроэнергию устанавливается по суммарно подключенным мощностям:

$$N_0 = N_s + N_{mp}, \text{ кВА} \quad (25.15)$$

$$\text{Схема А: } N_0 = 1533,8 + 724,5 = 2258,3 \text{ кВА}$$

$$\text{Схема Б: } N_0 = 1533,8 + 1265,2 = 2799,0 \text{ кВА}$$

Годовые затраты на оплату за подсоединенную мощность рассчитывается по формуле:

$$Л_1 = N_0 \cdot M, \quad (25.16)$$

где M – тариф за электроэнергию по прейскуранту за 1 кВА (на 1988 год по Горэнерго 36 рублей за 1 кВА).

Схема А: $Л_1 = 36 \cdot 2258,3 = 81,299$ тыс. руб.

Схема Б: $Л_1 = 36 \cdot 2799,0 = 100,764$ тыс. руб.

Годовые затраты на электроэнергию затрачиваемую на перекачку воды определяются по формуле:

$$A = \frac{q_{cp} \cdot H \cdot T}{102 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}, \text{ кВт} \cdot \text{ч} \quad (25.17)$$

где q_{cp} – среднее количество перекачиваемой воды, ориентировочно определяется по производительности насосов с коэффициентом 0,85, л/с; H – высота подъема воды, м; T – время работы насосов за год; η_1 – коэффициент полезного действия насосов; η_2 – коэффициент полезного действия двигателей.

Схема А:

$$A_{НС-I} = \frac{0,85 \cdot (256,3 \cdot 1) \cdot 33,17 \cdot 24 \cdot 365}{102 \cdot 0,92 \cdot 0,75} = 899431, \text{ кВт} \cdot \text{ч}$$

$$A_{НС-II}^1 = \frac{0,85 \cdot (171,5 \cdot 1) \cdot 54,42 \cdot 8 \cdot 365}{102 \cdot 0,92 \cdot 0,75} = 329136, \text{ кВт} \cdot \text{ч}$$

$$A_{НС-II}^2 = \frac{0,85 \cdot (283,9 \cdot 1) \cdot 57,93 \cdot 16 \cdot 365}{102 \cdot 0,92 \cdot 0,75} = 1159982, \text{ кВт} \cdot \text{ч}$$

$$A_{НС-II}^{лож} = \frac{0,85 \cdot (399,4 \cdot 1) \cdot 57,02 \cdot 3 \cdot 365}{102 \cdot 0,92 \cdot 0,75} = 301175, \text{ кВт} \cdot \text{ч}$$

Схема Б:

$$A_{НС-I} = \frac{0,85 \cdot (35,6 \cdot 1) \cdot 75 \cdot 24 \cdot 365}{102 \cdot 0,92 \cdot 0,75} = 26364,6, \text{ кВт} \cdot \text{ч}$$

$$A_{НС-II}^1 = \frac{0,85 \cdot (171,5 \cdot 1) \cdot 58,14 \cdot 8 \cdot 365}{102 \cdot 0,92 \cdot 0,75} = 351634, \text{ кВт} \cdot \text{ч}$$

$$A_{НС-II}^2 = \frac{0,85 \cdot (283,9 \cdot 1) \cdot 67,32 \cdot 16 \cdot 365}{102 \cdot 0,92 \cdot 0,75} = 1348006, \text{ кВт} \cdot \text{ч}$$

$$A_{НС-II}^{лож} = \frac{0,85 \cdot (399,4 \cdot 1) \cdot 75,42 \cdot 3 \cdot 365}{102 \cdot 0,92 \cdot 0,75} = 398362, \text{ кВт} \cdot \text{ч}$$

Полное значение мощности электроэнергии затрачиваемой на перекачку воды составит:

Схема А: $\sum A = 2689724 \text{ кВт} \cdot \text{ч}$

Схема Б: $\sum A = 2124367 \text{ кВт} \cdot \text{ч}$.

Затраты на мелкие силовые приборы составят 10% от основной электроэнергии.

С учетом этих затрат стоимость кВт·ч электроэнергии по вариантам будет равна:

Схема А: $J_2 = (1+0,1) \sum A \cdot a / 100 = 1,1 \cdot 2689724 \cdot 1 / 100 = 29,59 \text{ тыс. руб.}$

Схема Б: $J_2 = 1,1 \cdot 2124367 \cdot 1 / 100 = 23,37 \text{ тыс. руб.}$

где тариф да 1 кВт·ч по прейскуранту на 1988 г. принят 0,01 рубля.

Полные затраты за электроэнергию составят:

Схема А: $C_2 = J_1 + J_2 = 81,299 + 29,59 = 110,9 \text{ тыс. руб.}$

Схема Б: $C_2 = 100,76 + 23,37 = 124,13 \text{ тыс. руб.}$

г) Годовые отчисления на амортизацию учитывают полное обновление и капитальный ремонт основных фондов согласно норм. Амортизационные отчисления определены в таблице 25.5.

Таблица 25.6

№ п/п	Название сооружений	Стоимость, тыс. руб.	Норма отчисления, %	Амортизационные отчисления, %
А Схема с поверхностным водоисточником				
1.	Водозаборное сооружение	61,76	4,4	2,72
2.	Водопроводные очистные сооружения:	1148,4	4,6	58,8
	-хлораторная	59,7	4,6	2,7
3.	Резервуары чистой воды	80,4	2,7	2,2
4.	Насосные станции	69,84	2,6	1,82
5.	Водонапорные башни	54,68	3,4	1,86
6.	Напорные водоводы:			
	- чугун	33,93	2,4	0,81
	- сталь	24,57	5,5	1,35
7.	Водонапорные сети	167,64	2,4	402,3
Всего:				474,56
Б Схема с подземным водоисточником				
1.	Водозаборные скважины	49,9	10,6	5,29
2.	Резервуары чистой воды	80,4	2,7	2,2
3.	Насосные станции	69,84	2,6	1,82
4.	Водонапорные башни	54,68	3,4	1,86
5.	Напорные водоводы:			
	- сталь	24,57	5,5	1,35
	- чугун	33,93	2,4	0,81
6.	Водопроводные сети	167,64	2,4	402,3
Всего:				415,63

д) *Отчисления на текущий ремонт – принимаются в размере 1% от стоимости сооружений, оборудования, сетей, а это составит:*

$$C_{т.р.} = 0,01 \cdot \sum K_i \quad (25.18)$$

Схема А: $C_{т.р.} = 0,01 \cdot 1700,68 = 17,0$ тыс. руб.

Схема Б: $C_{т.р.} = 0,01 \cdot 608,96 = 6,08$ тыс. руб.

ж) *Статья – прочие расходы – учитывает износ и ремонт малоценных и быстро изнашивающихся инструментов, приспособлений и хозяйственного инвентаря; расходы по технике безопасности и охране труда; расходы на технические усовершенствования и т.п.*

$$C_{пр.} = 0,06 (C_z + C_p + C_{т.р.}) \quad (25.19)$$

Схема А: $C_{пр.} = 0,06(302,88 + 18,33 + 110,9 + 17) = 26,95$ тыс. руб.

Схема Б: $C_{пр.} = 0,06(233,47 + 0,443 + 124,13 + 6,08) = 21,85$ тыс. руб.

Эксплуатационные затраты по сравниваемым вариантам составят:

Схема А: $C = 302,88 + 18,33 + 110,9 + 474,56 + 17,0 + 26,95 = 950,62$ тыс. руб.

Схема Б: $C = 233,47 + 0,443 + 124,13 + 415,63 + 6,08 + 21,85 = 801,603$ тыс. руб.

Приведенные затраты определяем по приведенной выше формуле:

Схема А: $\Pi = 950,62 + 0,12 \cdot 1700,68 = 1154,7$ тыс. руб.

Схема Б: $\Pi = 801,603 + 0,12 \cdot 608,96 + 874,68$ тыс. руб.

Для полного сравнения вариантов рассчитываем экономические показатели системы:

- себестоимость подачи 1 м^3 воды:

$$\Pi_* = C / Q_{год} \quad (25.20)$$

Схема А: $\Pi_* = 950620 / 6490400 = 0,146$ руб.

Схема Б: $\Pi_* = 801603 / 6490400 = 0,124$ руб.

- стоимость системы водоснабжения на 1 м^3 воды, которая подается:

$$\kappa = \sum K / Q_{год} \quad (25.21)$$

Схема А: $\kappa = 1700680 / 6490400 = 0,262$ руб.

Схема Б: $\kappa = 608960 / 6490400 = 0,094$ руб.

Согласно расчетов приведенные затраты и себестоимость по варианту Б меньше, поэтому этот вариант наиболее выгоден для использования.

В современных рыночных условиях хозяйствования отпускные цены на электроэнергию реагентов, материала, а также нормативы различных отчислений существенно изменены. Поэтому при сравнении проектных технологий, сооружений и систем в цели необходимо учитывать реальные капитальные и годовые затраты по прайс-листам поставщиков и установленным тарифам в каждом субъекте хозяйствования.

25.2. ВЫБОР ТЕХНОЛОГИЧЕСКОЙ СХЕМЫ ОЧИСТКИ ПОВЕРХНОСТНЫХ ВОД

При предварительном обосновании технологии подготовки питьевых вод из открытых поверхностных водотоков и водоемов одним из важнейших этапов работы является определение класса водоисточника и установление характерных видов антропогенного воздействия на него. Необходимо учесть наиболее часто встречающиеся концентрации отдельных антропогенных ингредиентов и временной характер их влияния на фоновое качество воды.

Оценка качества воды в местах водозабора конкретного водоисточника должна производиться на основе многолетних наблюдений в близлежащем створе водотока. Статистическая выборка гидрохимической информации должна быть достаточной для расчета значений конкретных показателей качества воды с учетом гидрографа стока конкретного водоисточника. Результаты расчетов вероятностных значений показателей качества воды по кривым распределения для характерных четырех створов рек Волжского бассейна представлены в таблице 25.7.

Такие расчеты позволяют оценить и фактическое воздействие антропогенных факторов на водоисточник.

Воспользовавшись данными, приведенными в табл. 25.6, и характеристиками предложенных классов водоисточника (т. 2), устанавливаем, что водные объекты: р.Орел (г.Орел), Угличское водохранилище (г.Дубна), Волгоградское водохранилище (г.Камышин), р.Вятка (г.Слободский) в рассматриваемых створах можно отнести по фоновым значениям к классу A_1 .

По антропогенным загрязнениям р.Вятка в районе г.Слободский с кратковременным периодом их воздействия t_1 может быть отнесена к подклассам 1 и 6 (том 2, гл. 10).

В дальнейшем подборе остановимся на последнем водоисточнике. Допустим, что анализ фазово-дисперсного состава примесей в этом водозаборе в наиболее неблагоприятный период года (весенний паводок, осенние периоды затяжных дождей при относительно низких температурах и щелочности воды, и возможном понижении pH и т.д.) позволяет выявить, что преобладающие виды, агрегативная и кинетическая устойчивость примесей воды относятся ко II и III классу примесей по классификации Л.А. Кульского. Тогда, в соответствии с основным классификатором для выбора технологической схемы подготовки питьевой воды (том 2, гл. 10) рекомендуемая технология может быть назначена для класса A_1 как базовая – ТЗ. Причем, следует заметить, что обоснование озонирования с порошковым углеванием в периоды возрастания антропогенных нагрузок на водоисточники должно подтверждаться как специальными технологическими изысканиями на водозаборе в эти периоды года, так и технико-экономическими расчетами.

Определив базовую технологию, включающую: биопредочистку в реакторе с носителями прикрепленных микроорганизмов, коагуляцию (флокуляцию, если это необходимо), реагентное скорое фильтрование через загрузку большой грязеемкости, озонирование, фильтрование через осветлительно-сорбционный фильтр с периодическим вводом мелкогранульного или порошкового угля в зону очищенной воды и обеззараживание воды хлором, на основе полного химического и биологического состава исходной воды, назначают расчетные параметры по каждому сооружению и операции.

Так, при проектировании биореактора первой ступени назначают гидравлическую нагрузку на него, степень наполнения объема биореактора насадкой из синтетических волокон, время «зарядки», продолжительность полезной работы до промывки и регенерации насадки, устанавливают кислородный (азрационный) оптимальный режим работы, параметры гидравлической (водо-воздушной) промывки и химической регенерации биореактора.

Таблица 25.7

Результаты расчетов вероятностных значений показателей качества воды

Пункт	Характеристика качества воды	Тип распределения	Число членов ряда	Уровень значимости теор. распределения	70%		99%	
					Эмп (Теор)	Доверительные пределы на 90% уровне	Эмп (Теор)	Доверительные пределы на 90% уровне
1	2	3	4	5	6	7	8	9
р. Ока (г. Орен)	Температура воды	Не значимо	316		18,5	12,0-17,6	24,9	21,8-26,5
	Цветность				32		45	
	Окисляемость преманг.				6,8		9,6	
	Мутность				11,0		23,7	
	pH				7,99		8,31	
	Минерализация	Вейбул	135	0,08	450(452)	427-486	598(593)	515-620
	Азот аммонийный	Не значимо	134		0,98	0,69-1,38	4,31	2,46-4,69
	Железо общее	Гамма	134		0,24(0,24)	0,17-0,29	0,66(0,67)	0,35-0,88
	Медь	Не значимо	131	0,09	4	2-5	9	7-18
	Цинк	Не значимо	131		0	0-3	18	6-32
	Фенолы	Не значимо	105		0	0-0	0,005	0-11
	Нефтепродукты	Не значимо	94		0,02	0,00-0,04	0,14	0,05-0,19
	СПАВ	Не значимо	94		0,05	0,05-0,06	0,2	0,02-0,2
	ДДТ	Не значимо	64		0	0-0,002	0,12	0-0,14
	ГЦХ	Не значимо	63		0	0-0,008	0,03	0,008-0,034

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Углекислые водохранилища (г.Дубна)	Температура воды	Не значимо	130		16,3	10,7-18,8	24,6	20,5-15,4
	Минерализация	Пирсон 6	90	0,09	234(237)	211-268	336(324)	270-338
	Мутность	Логнормальное	127	0,01	7(6,9)	6,0-7,9	15(16,8)	8,0-20,0
	Цветность	Гамма	127	0,01	78(78)	70-86	116(125)	92-143
	pH	Нормальное		0,04	8,12(8,12)	8,04-8,22	8,44(8,55)	8,27-8,55
	Окисляемость пре-мат.	Нормальное	127	0,15	14,1(14,1)	13,0-15,1	19,6(19,5)	15,4-20,8
	Азот аммонийный	Логнормальное	127	0,01	0,38(0,36)	0,30-0,45	0,64-0,8	0,45-1,00
	Железо общее	Гамма	90	0,15	0,14(0,17)	0,12-0,22	0,51(0,56)	0,24-0,64
	Медь	Не значимо	90		4	4-5	11	5-15
	Цинк	Гамма	70	0,15	9,0(10,0)	7,0-15,0	56,0(51,0)	16,0-57,0
	Феиолы	Не значимо	130		0,003	0,0027-0,0040	0,014	0,005-0,025
	Нефтепродукты	Гамма	127	0,01	0,22(0,25)	0,19-0,30	1,05-1,01	0,99-1,16
	СПАВ	Не значимо	87		0,02	0,02-0,03	0,06	0,04-0,09
	Температура воды	Бета	121	0,03	20,1(19,9)	16,5-22,0	25(25,1)	23,0-25,2
	Цветность				61		91	
Волгоградское водохранилище (г.Камыши)	Окисляемость перманг.				12,5		17,5	
	Мутность				9,8		21,0	
	pH				8,17		8,49	
	Минерализация	Обратное Гаусса	55	0,08	327(317)	293-342	402(417)	339-420
	Азот аммонийный	Гамма	55	0,15	0,41(0,39)	0,29-0,52	0,96(1,07)	0,51-0,99
	Железо общее	Пирсон 6	54	0,15	0,19(0,18)	0,12-0,29	0,81(1,05)	0,28-0,99

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Волгоградское водохранилище (г. Камышин)	Медь	Гамма	55	0,07	6,0(6,0)	4,0-8,1	24,0(22,0)	7,5-25,0
	Цинк	Пирсон 6	55	0,05	5,0(5,0)	3,6-9,7	16,0(25,0)	8,0-15,6
	Фенолы	Не значимо	55		0,001	0-0,002	0,007	0,002-0,008
	Нефтепродукты	Гамма	54	0,01	0,05(0,05)	0,34-0,103	0,51(0,52)	0,08-0,60
	СПАВ	Не значимо	54		0,03	0,03-0,04	од	0,04-0,11
	ДДТ	Не значимо	29		0	0-0	0,01	0-0,02
	ГЦГХ	Экспонента	28	0,23	0,015(0,015)	0,01-0,02	0,036(0,057)	0,02-0,37
	Температура воды	Не значимо	150		10,8	6,0-13,0	24,3	18,0-24,9
	Цветность				68		101	
	Мутность				6,1		13,2	
р. Вятка (г. Слободский)	pH				7,56		7,86	
	Окисляемость перманг.				15,8		22,0	
	Минерализация	Гамма	76	0,15	183(170)	144-214	352(389)	215-375
	Азот аммонийный	Пирсон 6	73	0,15	0,44(0,4)	0,33-0,62	1,37(2,46)	0,64-1,64
	Железо общее	Гамма	73	0,15	0,48(0,4)	0,39-0,62	1,10(1,29)	0,64-1,15
	Медь	Не значимо	552		л	1-7	15	4-19
	Цинк	Не значимо	52		4	1,2-10,1	34	16,6-42,8
	Фенолы	Не значимо	152		0,004	0,001-0,007	0,021	0,008-0,022
	Нефтепродукты	Гамма	143	0,03	0,7(0,6)	0,05-1,04	2,43(2,65)	1,14-4,22
	СПАВ	Гамма	108	0,14	0,026(0,02)	0,02-0,04	0,149(0,149)	0,040-0,179
Калмий	Не значимо		17		0	0-0	41	0-49,9

Типы коагулянтов и флокулянтов, их дозы, место и последовательность ввода устанавливаются по пробному коагулированию и флокуляции по известным методикам.

Расчетные параметры работы скорых фильтров с инертной и инертно-сорбционной загрузками, блоков озонирования и обеззараживания назначают по нормативно-справочной литературе и техническим указаниям (рекомендациям) разработчиков конкретного водоочистного сооружения или устройства.

На этой стадии обоснования технологии водоочистки прогнозируют также вероятность экстремальных временных нагрузок по техногенным загрязнителям. Если таковы возможны, то принятую технологическую схему следует подвергнуть дополнительному анализу на предмет усиления барьерной роли станции водоочистки путем использования эффективных эксплуатационных приемов в эти периоды (том 2, гл. 10). Примером такого подхода может служить корректировка традиционных технологий, применяемых на станциях Днепровского каскада в период повышенной радиационной загрязненности р.Днепр (после аварии на Чернобыльской АЭС), путем дополнительного использования бентонитовых глин, клиноптилолита и порошковых активных углей.

В ряде случаев, для конкретного класса и подклассов водоисточников, могут быть рекомендованы одновременно несколько альтернативных технологических схем или несколько равноценных по очистным способностям типов очистных устройств. Тогда выбор технологии и отдельных сооружений производится на основе специально разработанных структурных моделей, алгоритмов и программ для оптимизационных расчетов, позволяющих учесть изменение качества воды в водоисточнике в течение года и технико-экономические характеристики работы рассматриваемых альтернативных сооружений водоочистки и их комбинаций (см. том 2 пособия).

В соответствии с разработанным классификатором технологий очистки природных вод, содержащих антропогенные примеси и алгоритмом поиска оптимальных режимов эксплуатации водоочистного комплекса при изменяющемся качестве исходной воды в районе водозабора рекомендуется следующий порядок работы по выбору водоочистной технологии.

1. На основании анализа многолетних данных по основным ингредиентам качества исходной воды определяют основные виды загрязняющих веществ и устанавливают требования к степени их очистки. Статистическая выборка гидрохимической и санитарно-бактериологической информации должна быть достаточной для расчета интегральных показателей качества воды (*ИПК*) с учетом гидрографа стока, временного фактора присутствия в воде *i*-го ингредиента, фазово-дисперсного состояния примесей в воде и потенциального риска здоровью, связанного с химическим и бактериальным загрязнением питьевой воды. Интегральный показатель качества исходной воды предложено определять по формуле:

$$ИПК = \frac{\sum \left(\frac{C_i}{ПДК_i} \cdot \tau_i \right)}{n}, \quad (25.22)$$

где $(C_i / ПДК_i)$ - отношение концентрации загрязняющего вещества C_i и $ПДК_i$, определяемого как допустимую нагрузку на технологическую схему очистки воды; τ_i - относительная продолжительность превышения концентрации *i*-го ингредиента над $ПДК_i$; n - период наблюдений повторяемости в году указанных выше превышений в створе водозабора.

По нему ориентируются на «рабочие» (максимальные) концентрации ингредиентов.

Допустим исходная вода водотока N_i характеризуется преобладающей цветностью до 75 град, мутностью до 60 мг/л, $pH = 7,4$, $T = 2...30^{\circ}C$, перманганатной окисляемостью (ПО) не более 8 mgO_2/l . Присутствие в аоде таких ингредиентов в районе водозабора фиксируется в течение более 4-х месяцев (t_2). Кроме того, в отдельные неблагоприятные периоды года наблюдается повышенное содержание в аоде нефтепродуктов (до 0,4 мг/л). Примеси в воде относятся к I и II группам по классификации Л.А. Кульского.

2. Тогда, а соответствии с данными соответствующих таблиц классов и подклассов водоисточников (см. том 2) такая вода может быть отнесена к классу B_1 и подклассу 1.

3. На основании предложенного классификатора (том 2) основных технологий водоочистки принимаем технологическую схему T_2 .



где БПБ - биологическая предочистка аоды в русле водотоков или во входных биореакторах с носителями прикрепленных микроорганизмов, снижающая на 15-20% ПО; $К(\Phi)$ - обработка воды коагулянтами и флокулянтами, позволяющая снизить на 40-60% содержание нефтепродуктов; РСФ - фильтрование на скором фильтре (контактном осветлителе)с загрузкой большой грязеемкости; ОЗ - озонирование воды для де-струкции трудноокисляемых органических веществ; СУ - сорбционная глубокая до-очистка, в том числе от возможно образующихся продуктов озонлиза; ХЛ - хлориро-вание очищенной воды с целью обеспечения надлежащего обеззараживания аоды, обеспечивающего санитарно-гигиеническую надежность воды в самых удаленных точ-ках водозабора из водопроводной сети.

25.3. ВЫБОР ТЕХНОЛОГИЧЕСКОЙ СХЕМЫ КОНДИЦИОНИРОВАНИЯ ПОДЗЕМНЫХ ВОД

Методика использования классификатора при выборе технологических схем очи-стки подземных аод приведена на ряде конкретных примеров для реальной аоды.

Пример 1.

Источником водоснабжения жилого пос.Светлый в регионе Западной Сибири яв-ляется подземная вода. По основным показателям подземная вода имеет следующий физико-химический состав (табл. 25.8).

Таблица 25.8

Показатель	Единица измерения	Значение	Требования СанПиН 2.1.4.559-96	Превышение ПДК
1	2	3	4	5
pH		7,3-7,6	6-9	
Мутность	мг/л	2,2-2,7	$\leq 1,5$	1,8
Цветность	град.	120-161	≤ 20	6-8
Щелочность	ммоль/л	10,7-11,0	$\leq 7,0$	
Жесткость общ.	ммоль/л	1,5-1,92	$\leq 7,0$	
Жесткость карбонатная	ммоль/л	1,5-1,92		

Продолжение табл. 25.8

1	2	3	4	5
Кальций	ммоль/л мг/л	0,8-1,2 16-24	≥30	
Магний	ммоль/л мг/л	0,7-0,72 8,2-8,5	≥5,0	
Натрий + калий	ммоль/л мг/л	13,06-13,56 300-312	≤200	1,56
Хлориды	ммоль/л мг/л	2,4-2,85 85,1-101	≤350	
Фториды	мг/л	0,6-1,1	1,2-1,5	
Сульфаты	ммоль/л	0,3-0,35 14,4-17,0	≤500	
Гидрокарбонаты	мг/л	653-671	≤400	1,67
Силикаты (SiO_3^{2-}) (Si)	мг/л	31-36 16,7-19,4	≤10	1,94
Фосфаты	мг/л	11,0-12,0	≤3,5	3,43
Аммонийный азот (по NH_4^+)	мг/л	3,5	≤2,6	1,34
Нитриты	мг/л	0,01-0,012	≤3,3	
Нитраты	мг/л	0,35-0,37	≤45	
Бор	мг/л	1,0	≤0,5	
Железо общее	мг/л	3,5-4,0	≤0,3	3
Марганец	мг/л	0,8-1,2	≤0,1	
Тяжелые металлы (Ni, Zn, Mo, Cr, Hg, As) Кадмий - мг/л Интегральный показате- ль для металлов по с.- т. признаку и 2-му клас- су опасности $\sum_{i=1}^n \frac{C_i}{C_{\text{пдк}}}$		< ПДК 0,5	≤0,1 ≤1	5
Нефтепродукты	мг/л	0,6	0,1	6
Фенолы	мг/л	0,01	0,001	10
Перманганатная окис- ляемость	мг O_2 /л	23,2-25,6	5,0	4,5-5
Сухой остаток	мг/л	801-848	1000	
Диоксид углерода: - свободный - агрессивный	мг/л мг/л	30-55 22-44		

В соответствии с действующим нормативным документом – СанПиН 2.1.1074-01 исходная вода имеет ряд лимитирующих показателей, требующих применения очистки и кондиционирования подземной воды для приготовления питьевой воды. Очистку подземной воды необходимо проводить по показателям, имеющим превышение предельно-допустимых концентраций (табл. 25.8).

Для выбора технологической схемы очистки воды используем классификаторы технологий, приведенные в томе 2 п. 10.5.

Произведем разделение загрязнений подземной воды на природные (фоновые) и антропогенные, а также по газовому составу.

По классификатору подземных водоисточников (т. 2) устанавливаем класс подземной воды по природным загрязнениям. Основными определяющими показателями в данном случае являются цветность и окисляемость. Принимаем 5-й класс и подкласс 5.2 (б), характеризующий для данных условий наибольшее загрязнение подземной воды по цветности и окисляемости перманганатной.

Выбранному классу и подклассу соответствует следующая технологическая схема: биосорбция с предварительной глубокой аэрацией, коагуляция, флокуляция, фильтрование, ввод перманганата калия, фильтрование, обратный осмос (электродиализ), стабилизация, обеззараживание.

Условия применения схемы: железо общее ≤ 40 мг/л, марганец ≤ 7 мг/л, минерализация ≤ 5000 мг/л, диоксид углерода свободный ≤ 200 мг/л, $pH \geq 6,0$.

Данная схема обеспечит степень очистки по основным показателям: железо общее $\leq 0,1$ мг/л, марганец $\leq 0,05$ мг/л, цветность ≤ 5 град., минерализация ≤ 300 мг/л.

Затем по классификатору (том 2, п.10.5). Определяем группы и подгруппы антропогенных загрязнений:

A1.3 - NH_4

A1.4 - PO_3

A2.3 - из тяжелых металлов - Cd

A3.1 - B

A4.1 - нефтепродукты

A4.3 - фенолы.

и определяем группу и подгруппу по газовому составу:

Г1.2 - диоксид углерода.

По классификационным таблицам выбираем технологию кондиционирования по диоксиду углерода:

Г1.2 - глубокая аэрация барботированием воздуха и определяем технологию очистки воды от антропогенных загрязнений:

A1.3 - биосорбция

A1.4 - мембранный метод (электродиализ)
коагулирование, фильтрование

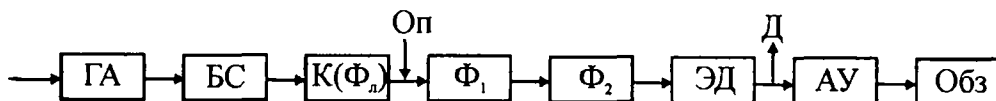
A4.1 - биосорбция, фильтрование

A4.3 - биосорбция, фильтрование

A2.3 - коагулирование, фильтрование.

Используя, классификаторы технологий, представленные в томе 2, составляем общую технологическую схему очистки подземной воды от природных, антропогенных загрязнений и растворенных газов.

Схема имеет следующий вид:



После электродиализа щелочность воды частично снижается на 60–75% с выделением значительного количества диоксида углерода в агрессивной форме, а недостаточная концентрация кальция еще более минимизируется.

В связи с недостатком кальция в подземной воде дополнительно вводится узел кальцинирования воды путем дозирования извести для связывания агрессивного диоксида углерода с образованием гидрокарбоната кальция. Избыток агрессивного диоксида углерода отдувается в дегазаторе.

Выбор технологической схемы очистки с использованием классификаторов позволяет получить питьевую воду. Примерный состав питьевой воды приведен ниже (табл. 25.9).

Таблица 25.9

Показатель	Значение
Температура	5°С
рН	8,3
Щелочность	6,6 ммоль/л
Жесткость общ.	2,0 ммоль/л
Кальций	30,8 мг/л
Магний	5,3 мг/л
Хлориды	46,8 мг/л
Сульфаты	4,8 мг/л
Гидрокарбонаты	402,6 мг/л
Фосфаты (PO_4^{3-})	3,5 мг/л
Силикаты (SiO_3^{2-})	12,0 мг/л
Железо	отс.
Натрий + калий	145 мг/л
Сухой остаток	453,6 мг/л
Окисляемость перм.	2,0 мг O_2 /л
Цветность	2 град.
Мутность	отс
Бор	0,35 мг/л
Диоксид углерода (своб.)	4,2 мг/л
Показатель стабильности	1,01
Индекс Ланжелье	+ 0,27
Потенциал осаждения карбоната кальция	6,8 мг/л
Показатели коррозионной активности:	1,17; 4,67
$P_1 = \left \frac{\text{Ca}^{2+}}{\text{Cl}^-} \right _{\text{экв}} \quad P_2 = \left \frac{\text{HCO}_3^-}{\text{Cl}^- + \text{SO}_4^{2-}} \right _{\text{экв}}$	

Пример 2.

Исходное качество скважины подземной воды, являющейся источником водоснабжения г. Чапаевска (табл. 25.10).

Производим классификацию природных загрязнений (т. 2). Подземная вода по лимитирующему признаку – общей минерализации (сухой остаток) относится к 4 классу. Определяем основную технологическую схему водоочистки – биосорбция, коагуляция, флокуляция, фильтрование, ввод перманганата калия, фильтрование, электродиализ, сорбция на ГАУ, стабилизация, обеззараживание.

Ввиду отсутствия марганца и низкого содержания железа (2 ПДК), ввод перманганата калия и второе фильтроаание исключается.

Затем определяем группы и подгруппы антропогенных загрязнений, представленные органическими компонентами:

$A_{6,1}$ - γ -ГХЦГ $A_{7,1}$ - бензол $A_{7,2}$ - ксилол
 $A_{4,3}$ - фенол $A_{4,1}$ - нефтепродукты.

Таблица 25.10

Качество подземной воды (г. Чапаевск)

Показатель	Значение	Превышение единиц ПДК
Температура	8,0°С	
Цветность	50 град.	1,5 ПДК
Сухой остаток	1685 мг/л	1,7 ПДК
Жесткость общ.	18,8 ммоль/л	2,69 ПДК
pH	7,3	
Щелочность	3,9 ммоль/л	
Окисляемость перманганатная	6,96 мг O_2 /л	
БПК ₅	2,65 мг O_2 /л	1,33 ПДК
Натрий	124 мг/л	
Калий	2,73 мг/л	
Кальций	240,5 мг/л	2,4 ПДК
Магний	82,7 мг/л	1,65 ПДК
Ионы аммония	<0,1 мг/л	
Гидрокарбонаты	238 мг/л	
Хлориды	280 мг/л	
Сульфаты	580,2 мг/л	1,16 ПДК
Нитриты	0,003 мг/л	
Нитраты	5,1 мг/л	
Фосфаты	<0,05 мг/л	
Фториды	1,1 мг/л	
Железо	0,6 мг/л	2 ПДК
Марганец	0,002 мг/л	
Кадмий	<0,0002 мг/л	
Бериллий	<0,0002 мг/л	
Ртуть	<0,0002 мг/л	
Цинк	0,006 мг/л	
Свинец	<0,002 мг/л	
Органические загрязнения		
Пестициды:		
α -ГХЦГ	4 мкг/л	
γ -ГХЦГ	3 мкг/л	1,5 ПДК
Бензол	0,05 мг/л	5 ПДК
Толуол	0,05 мг/л	
Фенол	0,007 мг/л	7 ПДК
Формальдегид	0,02 мг/л	
Нефтепродукты	0,12 мг/л	1,2 ПДК
Ксилол	0,1 мг/л	2 ПДК
Газовый состав		
Метан	10 мг/л	5 ПДК
Диоксид углерода (своб.)	21 мг/л	

Определяем группы газового состава:

Г1.1 - диоксид углерода

Г2.1 - метан.

Определяем технологические схемы очистки от антропогенных загрязнений:

А6.1 - биосорбция, флокуляция, фильтрование, сорбция на ГАУ

А7.1 - сорбция на ГАУ

А7.2 - сорбция на ГАУ

А4.2 - биосорбция, фильтрование

А4.1 - биосорбция, фильтрование.

Определяем технологию удаления газов:

Г1.1 - упрощенная аэрация

Г2.1 - упрощенная аэрация ($t > 6^{\circ}\text{C}$).

Применяя, классификаторы технологий, представленные в томе 2, п. 10.5 состав-
ляем общую технологическую схему.

Общая технологическая схема очистки подземной воды представляется так:

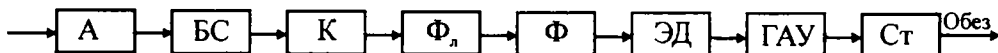


Схема включает также технологию очистки от антропогенных загрязнений.

Примерный состав питьевой воды, получаемой по предлагаемой технологии, при-
веден в табл. 25.11.

Таблица 25.11

Ожидаемое количество очищенной воды

Показатель	Значение
Кальций	100 мг/л
Сульфаты	232 мг/л
Хлориды	112 мг/л
Щелочность	1,7 мг
экв/л	
Натрий (+ калий)	49,6 мг/л
Сухой остаток	674 мг/л
Цветность	2 град.
Окисляемость	1,7 мг O_2 /л
Железо	<0,05 мг/л
γ -ГХЦГ	отс
Бензол	отс
Фенол	отс
Формальдегид	отс
Нефтепродукты	отс
Ксилол	отс
Метан	отс

25.4. РАСЧЕТ НАДЕЖНОСТИ СИСТЕМЫ ВОДОСНАБЖЕНИЯ

Оценка надежности работы любой системы заключается в определении законо-
мерностей распределения случайных величин (отказов).

Вероятность безотказной работы $P_c(t)$ представляет собой значение чисел от «0»
до «1» за промежутки времени « t ». Если интенсивность отказов $\lambda(t) \ll 1$, то система
является высоконадежной и вероятность безотказной работы определяется по формуле;

$$P_c(t) = 1 - \lambda(t). \quad (25.23)$$

При $\lambda(t) > 1$

$$P_c(t) = e^{-\lambda(t)}. \quad (25.24)$$

Среднее время безотказной работы системы T_c и частоту отказов a_c рассчитывают по следующим формулам:

$$T_c = \frac{1}{\lambda(t)}, \quad (25.25)$$

$$a_c(t) = \sum_{i=1}^N \lambda_i e^{-t \sum_{i=1}^N \lambda_i}. \quad (25.26)$$

При расчетах учитывается, что однотипные элементы равнонадежны.

Пример.

Определить общее значение интенсивности отказов $\lambda(t)$ и вероятность безотказной работы системы водоснабжения из подземного водоисточника $P_c(t)$ через 100, 1000, 2000, 4000, 8000 часов непрерывной работы системы.

1. Составляем структурную схему рассматриваемой системы водоснабжения (рис. 25.4) из подземного водоисточника:

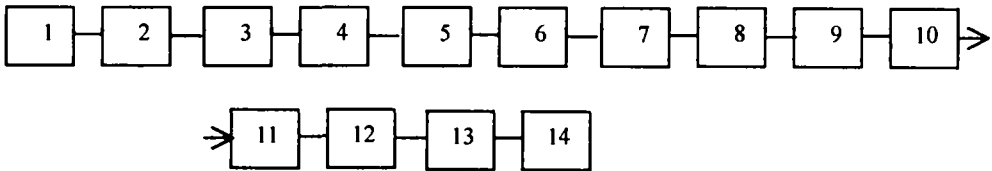


Рис. 25.4. Структурная схема системы водоснабжения:

1 – фильтр скважины (сетчатый); 2 – обсадные трубы (стальные); 3 – насос ЭЦВ; 4 – водоводы длиной 5 км; 5 – резервуары; 6 – задвижки; 7 – обратные клапаны; 8 – насосная станция; 9 – водопроводные сети и водоводы; 10 – сетевые задвижки; 11 – хлораторы; 12 – контрольно-измерительные приборы (КИП); 13 – трубопроводы внутри станций; 14 – водонапорная башня

Формулировка отказа: $P(t) > 0,7$, т.е. снижение вероятности безотказной работы $< 0,7$ считается отказом системы.

2. Составляем таблицы интенсивности отказов и надежности системы (см. том 1).

Таблица 25.12

Рвсчет интенсивности отказов

Наименование элементов системы	Число элементов	$\lambda \cdot 10^{-4}, \text{ час}^{-1}$			
		$\lambda_{\min}$	$\lambda_{\max}$	$\lambda_{\min} N$	$\lambda_{\max} N_i$
1	2	3	4	5	6
Фильтр скважины	7	0,5	2	3,5	14
Обсадные трубы, км	0,76	0,06	0,3	0,05	0,228
Насосы ЭЦВ, шт.	7	0,9	3,2	6,3	22,4
Водоводы (сталь), км 50,01	5	0,12	0,20	0,6	1,0
Резервуары, шт.	2	0,01	0,1	0,02	0,2
Задвижки, шт.	9	0,1	1,0	0,9	9,0

Продолжение табл. 25.12

1	2	3	4	5	6
Обратные клапаны, шт.	9	0,04	1,0	0,36	9,0
Насосная станция, Насосы марки Д, шт.	1 3	1,2 1,6	3,5 3,2	1,2 4,8	3,5 9,6
Водопроводные сети и водоводы (чугун.), км	12,3	0,55	0,85	6,9	10,4
Сетевые задвижки, шт.	50	0,1	0,8	5,0	40,0
Хлораторы ЛОНИИ-СТО, шт.	2	0,2	1,4	0,4	2,8
КИП, шт.	10	0,8	1,9	8	19
Трубы внутри станций (сталь), м	0,5	0,01	0,15	0,005	0,08
Водонапорная башня, шт.	2	0,01	0,1	0,02	0,2

Σ 8,1 141,4

Определяем значение $\lambda(t)$ для различных часов работы системы и $P_c(t)$ в зависимости от полученных значений $\lambda(t)$. Находим среднее значение $\lambda(t)$ (см. Том 1, гл. 5 и формулы (25.23-25.24):

$$\lambda(t) = \frac{38,1 + 141,4}{2} = 89,8 \cdot 10^{-4} \text{ ч}^{-1}.$$

Часы работы системы	t , час	$\lambda(t)$
~ 1 сутки	10	0,089 << 1
	24	0,21 < 1
~ 1 неделя	200	1,79 > 1
~ 1 месяц	800	7,2 > 1
~ 1 год	8000	71,8 >> 1

Данные расчета $P_c(t)$ сводим в таблицу 25.13 и далее строим график определения предела гарантированной работы системы (рис. 25.5).

Время гарантированной работы, обеспечивающее предельное значение вероятности безотказной работы, колеблется от 20 до 90 часов (рис. 25.5, точки А - Б).

Данные по показателям надежности водопроводно-канализационного оборудования из опыта эксплуатации, ТУ и ГОСТ взяты из Справочника «Эксплуатация систем водоснабжения, канализации и газоснабжения» под ред. Дмитриева В.Д., Мишукова Б.Г.-Л.: Стройиздат, 1988 год.

Таблица 25.13

Расчет надежности работы системы

Время, при котором определяется $P_c(t)$, час	Значение $\lambda(t) \cdot 10^{-4} \text{ час}^{-1}$		Значение $P_c(t)$	
	$\lambda_{\text{мин}}$	$\lambda_{\text{макс}}$	$P_{\text{мин}}(t)$	$P_{\text{макс}}(t)$
10	38,1	141,4	0,96	0,85
24	38,1	141,4	0,91	0,66
200	38,1	141,4	0,47	0,061
800	38,1	141,4	0,048	0,012
8000	38,1	141,4	0,0	0,0

Столь низкие значения срока гарантированной работы системы, полученные в данном примере, свидетельствуют о несовершенстве «механического» подхода и определению показателей интенсивности отказов элементов системы, приведенных в табл. 25.12.

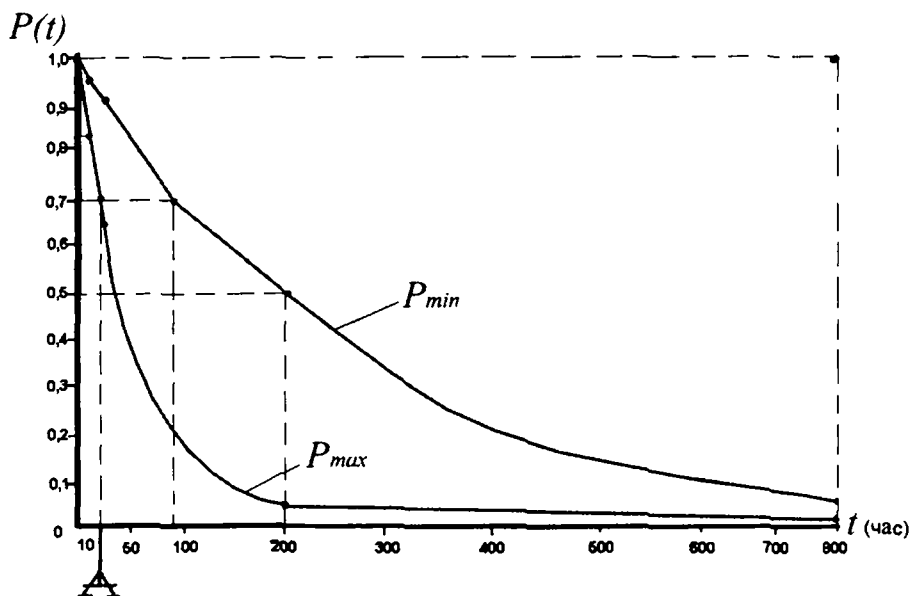


Рис. 25.5. График определения гарантированной работы системы

25.5. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПОДЗЕМНОГО ВОДОЗАБОРА ИЗ СКВАЖИН

Исходные данные:

1. Ожидаемый геологический разрез разведочно-эксплуатационной скважины, где указаны породы и мощность каждого слоя пород, м. В примере глубина скважины до подошвы водоносного слоя 84 м (см. рис. 25.6).
2. Глубина расположения статического уровня воды от устья скважины – 11 м.
3. Характеристика водоносного горизонта:
 - а) толщина водоносного слоя – 20 м;
 - б) коэффициент неоднородности зерен песка – 2;
 - в) $D_{50\% \text{ песка}} = 0,27 \text{ мм}$;
 - г) $K_{\phi} = 25 \text{ м/сутки}$
4. Удельный дебит скважины $4,1 \text{ м}^3/\text{час}$ на 1 п.м.
5. Максимальное суточное водопотребление $Q_{\text{макс.сут}} = 21291 \text{ м}^3/\text{сутки}$

Расчет:

1. Учитывая собственные нужды водопровода, определяем расчетный расход воды, подаваемой водозабором:

$$Q_{\text{расч}} = Q_{\text{макс.сут}} (\alpha + 1) = 21291 (0,01 + 1) = 21503,9 \text{ м}^3/\text{сутки}$$

2. Часовая потребность в воде составит:

$$Q_{\text{час водоз.}} = Q_{\text{расч}} / T_{\text{скв}} = 21503,9 / 24 = 895,9 \text{ м}^3/\text{час},$$

где $T_{\text{скв}} = 24$ часа - время работы скважин

3. Используя ситуационный план местности (рис. 25.1), выбирается площадка для размещения водозаборных скважин.

4. Изучив ожидаемый геологический разрез скважины, выбирают водоносный пласт и определяют все его характеристики (q ; h_c ; $D_{50\%}$) $M_{г.п}$).

В зависимости от суммарной мощности залегающих пород над подошвой водоносного пласта $\sum M_i$ и с учетом заглубления скважины на 1,0 м в его подошву, глубина скважины определяется по формуле:

$$H_{скв} = \sum M_i + 1,0 \text{ м}$$

$$H_{скв} = 83 + 1,0 = 84 \text{ м;}$$

Напор воды в скважине будет равен:

$$H_g = H_{скв} - h_c = 84 - 11 = 73 \text{ м} \quad (25.27)$$

5. Скважина принята совершенная, напорная. Так как водоносный пласт представлен среднезернистым песком, то для нормальной работы скважины проектируется фильтр. Тип фильтра назначается в соответствие с породой водоносного пласта – это трубчатый фильтр с водоприемной поверхностью из сеток квадратного плетения. Схема конструкции фильтра дана на рис. 25.7.

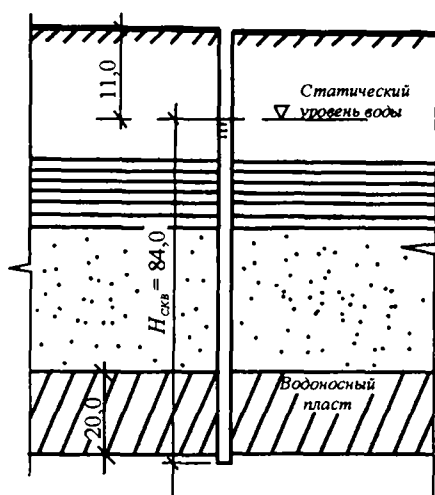


Рис. 25.6. Геологический разрез

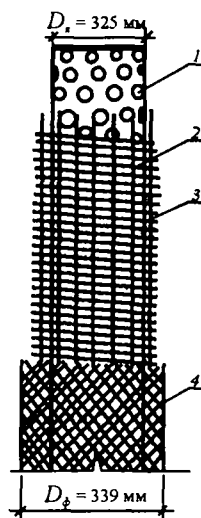


Рис. 25.7. Схема фильтра скважины:

- 1 - трубчатый каркас с отверстиями круглого сечения;
- 2 - стержни опоры Ø4...6 мм;
- 3 - проволоочная подмотка Ø2...4 мм;
- 4 - сетка квадратного плетения $t_c = 1 \text{ мм}$

Для расчета диаметра каркаса фильтра определяем сначала способ бурения скважины. Так как скважина имеет глубину до ста метров, принимаем ударно-канатный способ бурения, используя станок УГБ-ЗУК, с начальным диаметром бурения 600 мм (рис. 25.8).

$$D_1^{вн} = 505 \text{ мм} (D_1^н = 529 \text{ мм}; D_1^{бур} = 495 \text{ мм})$$

$$D_2^{вн} = 404 \text{ мм} (D_2^н = 426 \text{ мм}; D_2^{бур} = 398 \text{ мм})$$

Рабочая длина фильтра принимается равной: $L_\phi = 0,8M_{вп} = 0,8 \cdot 20 = 16 \text{ м}$. Полная длина фильтровой колонны будет равна: $L_\phi = L_\phi + L_{отст} + L_3 = 16 + 2 + 5 = 23 \text{ м}$, где $L_{отст} = 2,0 \text{ м}$ – длина отстойной части фильтровой колонны; $L_3 = 5 \text{ м}$ – длина запаса фильтровой колонны для крепления ее в эксплуатационной трубе.

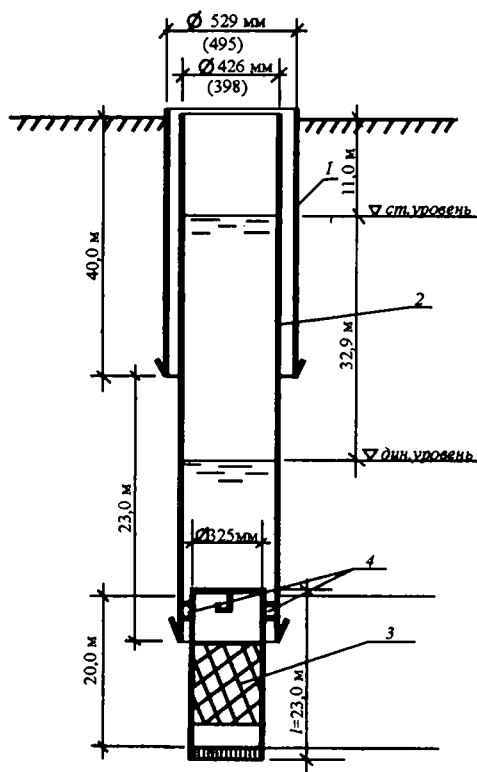


Рис. 25.8. Схема конструирования водозаборной скважины:

1 - обсадная труба; 2 - эксплуатационная обсадная труба; 3 - фильтровая колонна; 4 - сальник

Исходя из соотношения обсадных труб при ударно-канатном бурении принимаем, что наибольший возможный диаметр фильтра будет

$$D_\phi = D_k + 2t_c + 2d_{обм} + 2d_{ст},$$

Если принять, что $d_{обм} = 2 \text{ мм}$; $d_{ст} = 4,0 \text{ мм}$; $t_c = 1 \text{ мм}$, то:

$$D_\phi = 325 + 2 + 1 + 2 \cdot 2 + 2 \cdot 4 = 339 \text{ мм}, \text{ что соответствует допустимым значениям (50...100) мм.}$$

6. По принятым конструктивным параметрам скважины и параметрам водоносного пласта определяется возможный дебит совершенной скважины:

$$Q_{\text{час скв.}} = \Pi_{\text{ф}} \cdot V_{\text{ф}} \cdot D_{\text{ф}} / 24, \quad (25.28)$$

где $V_{\text{ф}}$ - допустимая скорость фильтрации при входе воды в фильтр, м/сут.

$$V_{\text{ф}} = 65 \sqrt[3]{K_{\text{ф}}} = 65 \sqrt[3]{25} = 190,0 \text{ м/сут.} \quad (25.29)$$

Для сетчатых фильтров $V_{\text{ф}}$ определена по формуле С.К. Абрамова.

$$Q_{\text{час скв.}} = 3,14 \cdot 16 \cdot 190,45 \cdot 0,339 / 24 = 135,2 \text{ м}^3/\text{час.}$$

При полученном отборе воды из скважины уровень воды в ней понизится на величину $S_{\text{ф}}$:

$$S_{\text{ф}} = Q_{\text{час скв.}} / q_0 = 135,2 / 4,1 = 32,9 \text{ м,} \quad (25.30)$$

$q_0 = 4,1 \text{ м}^3/\text{час}$ – удельный дебит водоносного пласта

При нормальной работе допустимый уровень воды в скважине может понизиться на:

$$S_{\text{доп}} = H_{\text{в}} - (0,3 \dots 0,5) M - h_{\text{н}} - h_{\text{ф}} \text{ м,} \quad (25.31)$$

при $M = 20 \text{ м}$; $h_{\text{н}} = 2,0 \text{ м}$; $h_{\text{ф}} = 2,0 \text{ м}$

$$S_{\text{доп}} = 73 \text{ м} - 20 \cdot 0,5 - 2,0 - 2,0 = 59 \text{ м.}$$

7. Количество рабочих скважин будет определяться исходя из полного расхода водозабора и возможностей одной скважины:

$$N_{\text{раб.}} = Q_{\text{вод час}} / Q_{\text{час скв}} = 895,9 / 135,2 = 6,62 \approx 7 \text{ штук.} \quad (25.32)$$

Количество резервных скважин принимаем 2 (для I категории надежности подачи воды).

Общее количество скважин:

$$N_{\text{общ}} = 7 + 2 = 9 \text{ скважин.}$$

Уточненный расход одной скважины составит:

$$Q_{\text{час скв}} = Q_{\text{вод час}} / \Pi_{\text{раб}} = 895,9 / 7 = 128 \text{ м}^3/\text{час} = 35,6 \text{ л/с.}$$

8. Проектируемые скважины располагаются на выбранной площадке водозабора так, чтобы расстояние между ними было по возможности минимальное, но при этом исключалась возможность их взаимодействия. Величина расстояния определяется радиусом влияния скважин $R \approx 300 \text{ м}$ (рис. 25.9).

9. Расход насоса скважины равен часовой производительности скважины

$$Q_{\text{нас.скв}} = 128 \text{ м}^3/\text{час} = 35,6 \text{ л/с.}$$

Напор насосов определяется по формуле (рис. 25.10):

$$H_n = H_z + S_{\phi} + \sum h + h_{в.т.} = 13,5 + 32,9 + 23,6 + 3,0 = 73,0 \text{ м,} \quad (25.33)$$

где H_z – геометрическая высота подъема воды, м (от статического уровня воды в скважине до максимального уровня воды в сборном РЧВ); $\sum h$ – суммарные потери напора от самой удаленной скважины до сборного РЧВ; $h_{в.т.}$ – потери напора в водоподземных трубах насоса и в коммуникациях насосной станции, принимаемые 3...5 м.

$$H_z = Z_{\text{рчв}} - Z_{\text{устья скв.}} + h_{ст} = 65,5 - 63 + 11 = 13,5 \text{ м} \quad (25.34)$$

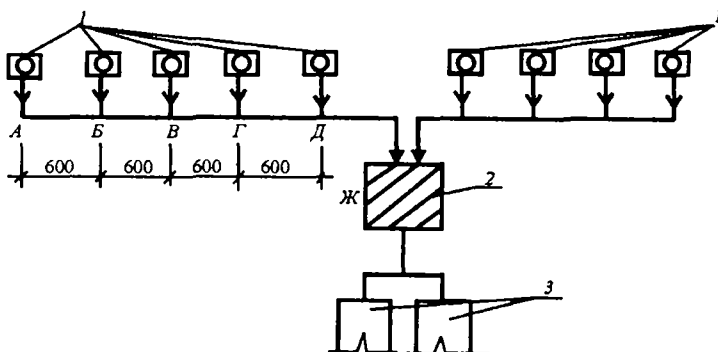


Рис. 25.9. Схема расположения скважин на площадке водозабора
1 - скважины; 2 - очистная станция; 3 - резервуар чистой воды

Определение $\sum h$ выполняется в табличной форме табл. 25.14.

Таблица 25.14

Определение потерь напора от самой удаленной скважины (1) до сборного РЧВ

Наименование участков	Длина участка м	Расход по участку л/с	Диаметр участка мм	Материал труб, ГОСТ	Скорость движения воды по участку м/с	Потери напора по длине м	Полиые потери напора, 1,1 h_l
1	2	3	4	5	6	7	8
А – Б	600	35,6	200	Ст10704	1,03	5,4	5,9
Б – В	600	71,2	250	-	1,34	6,6	7,26
В – Г	600	106,6	350	63	1,02	2,6	2,83
Г – Д	600	142,4	400	-	1,05	2,3	2,52
Д – Ж	800	124,6	300	-	1,2	4,6	5,1
Всего $\sum h$				-			23,6

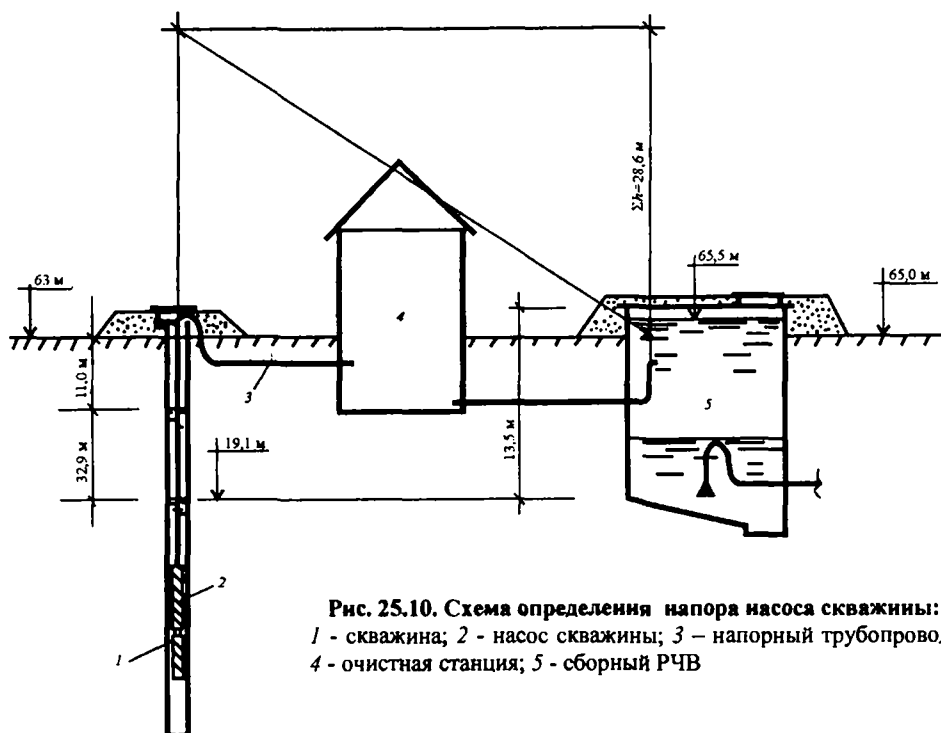


Рис. 25.10. Схема определения напора насоса скважины:
 1 - скважина; 2 - насос скважины; 3 - напорный трубопровод;
 4 - очистная станция; 5 - сборный РЧВ

Пример конструирования оголовка скважины приведен на рис. 25.11.

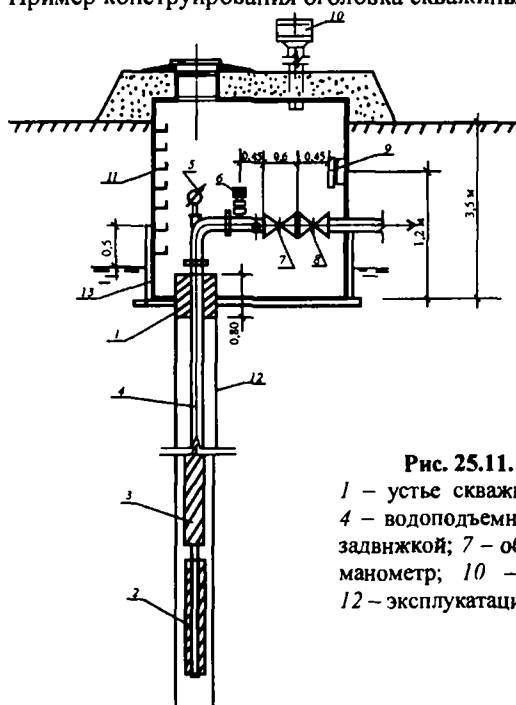


Рис. 25.11. Схема оборудования скважины
 1 - устье скважины; 2 - электродвигатель; 3 - насос;
 4 - водоподъемные трубы; 5 - манометр; 6 - вантуз с
 задвижкой; 7 - обратный клапан; 8 - задвижка; 9 - диф-
 манометр; 10 - вентиляция; 11 - скобы ходовые;
 12 - эксплуатационная колона; 13 - днище камеры

25.6. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПОВЕРХНОСТНОГО ВОДОЗАБОРА РУСЛОВОГО ТИПА

Исходные данные

1. Наибольший расход воды в реке 0,5% обеспеченности - $570 \text{ м}^3/\text{с}$ ($1,25 \text{ м/с}$).
2. Наименьший расход воды в реке 95% обеспеченности - $15 \text{ м}^3/\text{с}$ ($0,7 \text{ м/с}$).
3. Амплитуда колебаний уровней в реке $4,8 \text{ м}$.
4. Глубина реки при низком уровне воды $2,2 \text{ м}$.
5. Тип берега – пологий.
6. Длина самотечной линии $l_c = 180 \text{ м}$.
7. Средневзвешенный диаметр наносов $d_n = 0,5 \text{ мм}$.
8. Толщина льда $\delta_l = 70 \text{ см}$.
9. Высота волны $h_0 = 30 \text{ см}$.
10. Расстояние от водозабора до НС I подъема – 200 м , до очистной станции – 400 м .

Расчет:

1. Категория надежности подачи воды - I. По условию задан пологий берег с колебанием уровней $4,8 \text{ м}$. Поэтому для проектирования принимаем водозаборное сооружение руслового типа с раздельной компоновкой (25.12).

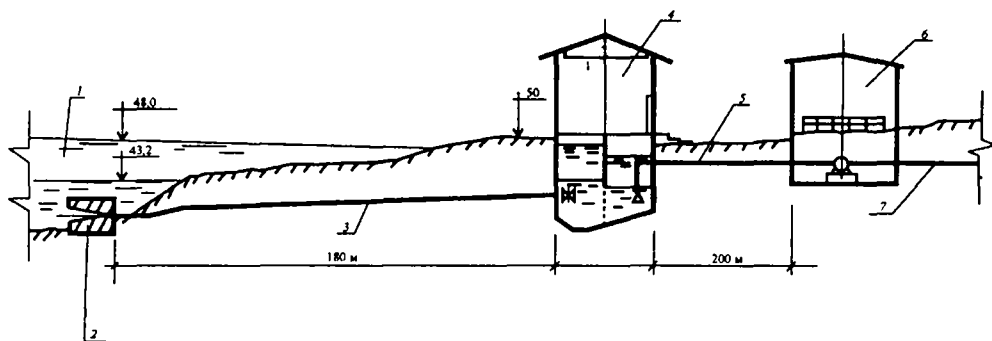


Рис. 25.12. Схема руслового водозаборного сооружения с раздельной компоновкой:

1 - река; 2 - водоприемный оголовок; 3 - самотечные трубопроводы; 4 - сеточный колодец; 5 - всасывающие трубопроводы НС I; 6 - НС I подъема; 7 - напорные трубопроводы НС I

Так, как мутность воды в реке (1250 мг/л) менее 5000 мг/л , русло и берег устойчивы с сезонными деформациями, вдоль береговое перемещение наносов не влияет на устойчивость подводного склона, приняты средние условия забора воды.

Место водозабора на русле реки принято из условия наилучшего качества воды в источнике с учетом рекомендаций [1, п.5.2]. Тип водоприемного устройства принят – несколькими водоприемными окнами в одном створе.

2. Водоприемник принимается в зависимости от категории надежности водоподачи и сложности забора воды.

На реках с небольшими глубинами и средними условиями забора воды применяют рязжевые оголовки с боковым приемом воды, производительностью до $1 \text{ м}^3/\text{с}$ (рис. 25.13).

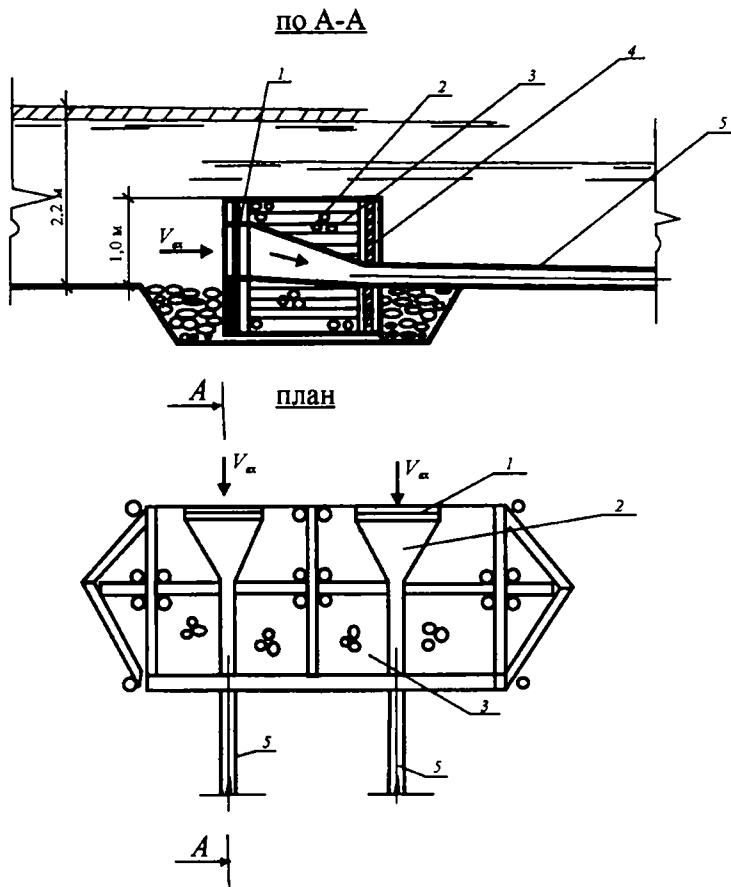


Рис. 25.13. Схема ряжевого оголовка с боковым приемом воды:

1 - сороудерживающие решетки; 2 - водоприемный раструб; 3 - каменная наброска; 4 - ряж; 5 - самотечные водоводы

3. Определяем размеры основных элементов водозаборного сооружения:

3.1. Сороудерживающие решетки.

Забираемый расход

$$q_{\text{вод.с}} = 21291(1+0,07)/24 \cdot 3600 = 0,26 \text{ м}^3/\text{с},$$

где $\alpha=0,07$ – коэффициент, учитывающий расход воды на собственные нужды водоочистных сооружений.

Площадь водоприемных окон будет равна:

$$\omega_{\text{бр}} = 1,25 \cdot \kappa_{\text{ст}} \cdot q_{\text{вод.с}} / v_{\text{вт}} \quad (25.35)$$

где 1,25 – коэффициент загрязнения решеток; $\kappa_{\text{ст}}$ – коэффициент стеснения потока стержнями решетки рассчитывается как

$$\kappa_{ст} = (a + \partial)/a \quad (33), \quad a = 50 \dots 100 \text{ мм} \quad (50), \quad c = 6 \dots 12 \text{ мм} \quad (10),$$

где a – расстояние в свету между стержнями решетки; ∂ – толщина стержней;
 $\kappa_{ст} = (50+10)/50 = 1,2$

$$q_{вод.с} = q_{вод.с}/2, \text{ так как принято 2 секции водозабора,}$$

$V_{вт}$ – скорость входа потока воды сквозь стержни решетки. Для русловых водозаборов принимается $0,1 \dots 0,3 \text{ м/с} \quad (0,2)$

$$\omega_{бр} = 1,25 \cdot 1,2 \cdot 0,12 / 0,2 = 0,975 \text{ м}^2.$$

Принимаем две стандартные плоские сороудерживающие решетки с высотой 1000 мм и шириной 800 мм, масса решетки 52 кг. Схема решетки приведена в томе 1 главы 7 настоящего пособия.

3.2. Сороудерживающие сетки

Сороудерживающие сетки устанавливаются на перепускные окна между приемным и всасывающим отделением и обеспечивают механическую очистку от взвеси и планктонных образований.

размеры окон определяются по формулам:

$$\omega_{бр}^c = 1,25 \cdot \kappa_{ст}^1 \cdot q_{вод.с} / v_c, \quad (25.36)$$

где $\kappa_{ст}^1 = (a^1 + \partial_c / a^1)^2 = (3,5 + 1/3,5)^2 = 1,65$, так как $a^1 = 3,5$ мм – расстояние между стержнями сетки; $\partial_c = 1$ мм – диаметр стержней сетки.

Скорость движения воды через сетку принимается равной $0,2 \text{ м/с}$. Тогда площадь сетки равна:

$$\omega_{бр}^c = 1,25 \cdot 1,65 \cdot 0,13 / 0,2 = 1,34 \text{ м}^2.$$

Принимаем две плоские сетки шириной 1630 мм, масса сетки 68,7 кг. Схема и размеры сетки даны [1, рис.5.7] и в главе 7.

3.3. Расчет самотечных трубопроводов

Расчет самотечных трубопроводов ведут для двух основных случаев работы:

- при уровне низких вод, когда работают две линии одновременно;
- при уровне высоких вод, когда работает одна линия.

$$d_{с.л.} = \sqrt{4q_{с.л.} / \pi \cdot v_{с.л.}}, \quad (25.37)$$

где для нормального режима работы (а)

$$v_{н.р.} \geq v_{мин.реки}; \quad d_{с.л.} = \sqrt{4 \cdot 0,13 / 3,14 \cdot 1} = 0,4 \text{ м.}$$

Принимаем диаметр 400 мм и проверяем скорость движения воды в самотечных водоводах при форсированном режиме (б)

$$v_{ф.р.} = 4q/\pi d^2 = 4 \cdot 0,26/3,14 \cdot (0,4)^2 = 2,07 \text{ м/с.}$$

При $q_{в.с.} = 0,26 \text{ м}^3/\text{с}$; $d_{с.л.} = 0,4 \text{ м}$; $v_{ф.р.} \geq v_{мин.реки}$.

Условие незаиляемости выполняется, следовательно диаметр подобран верно. Самотечные водоводы приняты стальными.

3.4. Расчет отметок уровней воды в приемном и всасывающем отделении сеточного колодца

Для определения отметок необходимо знать отметки уровней воды в реке в различные периоды работы водозабора и потери напора в соответствующих движению воды узлах водозабора.

а) потери напора в сороудерживающих решетках принимается 0,05 м.

б) потери напора в самотечных водоводах определяются на два случая их работы по формуле:

$$h_{с.в.} = h_l + h_{\zeta}, \quad (25.38)$$

где $h_l = 1000i \cdot c_{с.л.}/1000$ – потери напора по длине самотечной линии; $h_{\zeta} = \sum_{\zeta} v_{с.л.}^2/2g$ – потери напора в местных сопротивлениях; $\sum_{\zeta} = 2,35$ по самотечному водоводу.

Для нормального режима работы:

$$h''_{с.в.} = h''_l + h''_{\zeta} = 3,24 \cdot 180/1000 + 2,35 \cdot (0,97)^2/2 \cdot 9,8 = 0,69 \text{ м.}$$

Для форсированного режима работы:

$$h^{\phi}_{с.в.} = h^{\phi}_l + h^{\phi}_{\zeta} = 12,6 \cdot 180/1000 + 2,35 \cdot (1,97)^2/2 \cdot 9,8 = 2,72 \text{ м.}$$

в) потери напора в сороудерживающих сетках принимается 0,1 м. Отметки уровня воды в отделениях колодца соответственно будут равны:

Для нормального режима работы:

$$\nabla 2 = \nabla_{ГНВ} - h_p - h_{с.в.} = 43,2 - 0,05 - 0,69 = 42,46 \text{ м;}$$

$$\nabla 4 = \nabla 2 - h_c = 42,46 - 0,1 = 42,36 \text{ м.}$$

Для форсированного режима работы:

$$\nabla 1 = \nabla_{ГВВ} - h_p - h^{\phi}_{с.в.} = 48 - 0,05 - 2,72 = 45,23 \text{ м;}$$

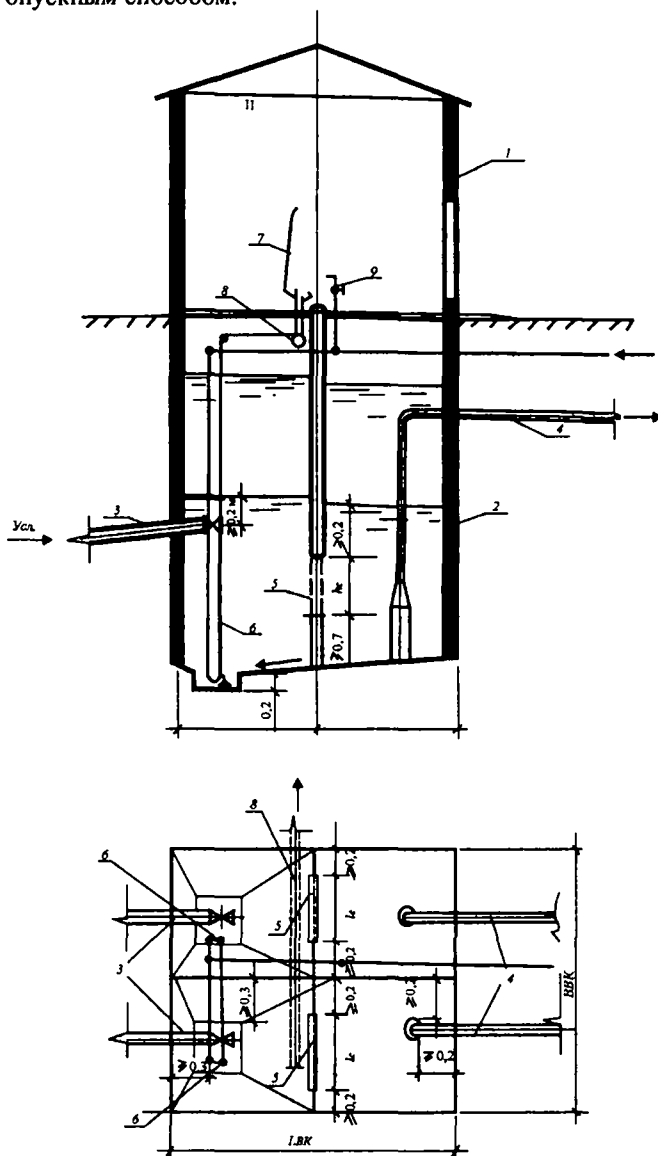
$$\nabla 3 = \nabla 1 - h_c = 45,23 - 0,1 = 45,13 \text{ м.}$$

3.5. Конструирование берегового колодца в плане и по высоте (рис. 25.14).

Из условия соблюдения основных допустимых размеров и рассчитанных размеров и отметок, определяются размеры сеточного колодца в плане и по высоте.

Сеточный колодец проектируем из железобетона, круглым в плане с внутренним диаметром 4,0 м. Диаметр принят с учетом размещения в колодце труб, задвижек, лестниц, устройств для удаления осадка и возможности их обслуживания и ремонта.

Отметка пола служебного надземного павильона принята на 0,15 м выше отметки земли у сеточного колодца. Глубина подземной части сеточного колодца 10,57 м. Колодец сооружают опускным способом.



Для подъема при промывке плоских сеток необходимо усилие:

$$r = (g + p_h / K_f) \kappa_3 \quad (25.39)$$

где g – собственная масса груза, т; p_h – давление воды на площадь сетки $0,5 \text{ тс/м}^2$; K_f – коэффициент трения металла по смоченному металлу $0,44$; f – площадь сетки, м^2 ; κ_3 – коэффициент запаса $1,5$.

$$r = (0,0687 + 0,5 \cdot 0,44 \cdot 1,52) \cdot 1,5 = 0,6 \text{ т.}$$

Для подъема принимаем электрическую таль марки грузоподъемностью в тоннах.

В водоприемном отделении устраивается приямок для сползания осадка от выделяющейся из воды взвеси. Дно колодца устраивается с уклоном $0,005$ к приямку, глубину которого принимают $\geq 0,2$ м. Самотечные трубы укладывают с подъемом к сеточному колодцу ($0,021$).

3.6. Определение диаметра всасывающих линий.

Диаметр всасывающих линий определяется по расходу $q_{вс.л.} = 0,26 \text{ м}^3/\text{с}$ и скорости $1,5 \text{ м/с}$

$$d_{вс.л.} = \sqrt{4 \cdot 0,26 / 3,14 \cdot 1,5} = 0,47 \text{ м.}$$

Диаметр всасывающей линии принимаем 500 мм, трубы стальные.

Для обеспечения благоприятных условий подвода воды к вертикальным всасывающим трубопроводам и во избежание попадания воздуха во всасывающую трубу насоса входное отверстие всасывающих труб заглубляется не менее чем на $2\partial_{вх}$ от дна колодца, при этом $\partial_{вх} = (1,4 \dots 2) d_{вс.л.}$

$$\partial_{вх} = 2d_{вс.л.} = 2 \cdot 0,5 = 1,0 \text{ м}$$

Фактическая скорость во всасывающем трубопроводе будет равна:

$$V = 4 q_{вс.л.} / n d_{вс.л.}^2 = 4 \cdot 0,26 / 3,14 \cdot 0,5^2 = 1,3 \text{ м/с.}$$

3.7. Расчет диаметров трубопроводов для промывки самотечных водоводов

Расчет диаметров трубопроводов для промывки производится по скорости движения воды в нем, равной $(2 \dots 3) \text{ м/с}$. Расход для промывки одного самотечного трубопровода (т.к. другой должен продолжать работать) определяется по формуле:

$$q_{пром.с.в.} = n v_{с.л.пр.} d_{с.л.}^4, \quad (25.40)$$

где

$$v_{пр.с.л.} \geq a(d_n \cdot d_{вс.л.})^{0,25}, \quad (25.41)$$

Скорость при промывке в самотечном водоводе, с учетом смыва наносов диаметром d_{θ} , осевших в нем.

$$V_{пр.с.л.} \geq 10(0,0005 \cdot 0,4)^{0,25} = 10 \cdot 0,12 = 1,2 \text{ м/с}$$

$$Q_{пром.с.в.} = 3,14 \cdot 1,2 \cdot 0,4/4 = 0,38 \text{ м}^3/\text{с}$$

$$d_{пром.} = \sqrt{4q_{пром.сл.} / \pi v_{пром.сл.}} = \sqrt{4 \cdot 0,38 / 3,14 \cdot 3,0} = 0,4 \text{ м.}$$

Принимается диаметр промывного трубопровода 400 мм. Ил из колодца удаляется с помощью гидролеватора, в плоские сетки при промывке поднимаются в служебный павильон и промываются струей воды. Грязная промывная вода собирается в сборном корыте и отводится по трубам диаметром 300 мм в реку ниже водозабора вниз по течению.

Служебный павильон проектируется из кирпича, прямоугольным в плане, размером 4,5х6 м. Стены опираются на подземный железобетонный стакан колодца.

25.7. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ВОДОПРОВОДНОЙ КОЛЬЦЕВОЙ СЕТИ С КОНТРЕЗЕРВУАРОМ

Исходные данные для расчета:

1. Максимальный часовой расход $Q_{\text{макс.сети}} = 1131,7 \text{ м}^3/\text{час}$ (314,4 л/с);
2. Подача насосной станции II $Q_{\text{нс}}^{\text{II}} = 1021,9 \text{ м}^3/\text{час}$ (283,9 л/с);
3. Подача от водонапорной башни в час наибольшего транзита: $Q_{\text{ВБ}}^{\text{I}} = 30,5 \text{ л/с}$;
4. Транзит в водонапорную башню в час наибольшего транзита: $Q_{\text{ВБ}}^{\text{III}} = 82,65 \text{ л/с}$;
5. Потребление воды из сети в час наибольшего транзита: $Q_{\text{сети}}^{\text{III}} = 201,25 \text{ л/с}$;
6. Геометрические и расчетные длины участков сети приведены на рис. 25.15.

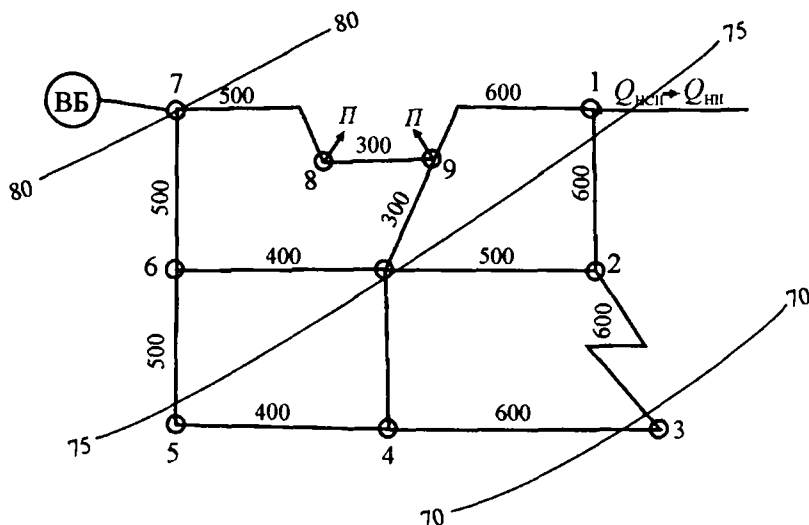


Рис. 25.15. Расчетные длины участков

Таблица 25.15

Определение геометрических и расчетных длин участков сети

Наименование участка	Длина, м	
	геом.	расчетн.
1-2	600	600
2-3	600	600
3-4	600	600
4-5	400	400
5-6	500	500
6-7	500	500
7-8	500	400
8-9	300	200
9-1	600	500
9-10	300	300
10-4	500	500
6-10	400	400
10-2	500	500
Общая сумма		6000

Расходы крупных потребителей в расчетные часы:

I расч. случай (максим. водоп.)

III расч. случай (наибольший транзит)

$$Q_{предпр.} = \frac{(12 + 234 + 57,6)}{3,6} = 84,3 \text{ л/с}$$

$$Q_{предпр.} = \frac{(9 + 234)}{3,6} = 67,5 \text{ л/с}$$

Для гидравлического расчета сети необходимо определить величины узловых отборов воды из расчетных узлов сети:

$$Q^i_{узн.} = 0,5q_0 \cdot \sum_{i=1}^n + Q_{соср.}$$

где q_0 – удельный расход из магистральной сети для заданного расчетного случая:

$$q^I_o = \sum q^I_{пут.} / \sum L_p = Q_{макс.сети} - Q_{крупн.потр.} / \sum L_p = 314,4 - 84,3 / 6000 = 0,038 \text{ л/см}$$

$$q^{II}_o = Q_{позж.сети} - Q^{II}_{крупн.потр.} - q_{позж.} / \sum L_p = 399,4 - 84,3 - 85 / 6000 = 0,038 \text{ л/см}$$

$$q^{III}_o = Q^{III}_{сети} - Q^{III}_{крупн.потр.} / \sum L_p = 201,25 - 67,5 / 6000 = 0,022 \text{ л/см}$$

Расчет узловых расходов проводим в табличной форме (табл. 25.16):

Таблица 25.16

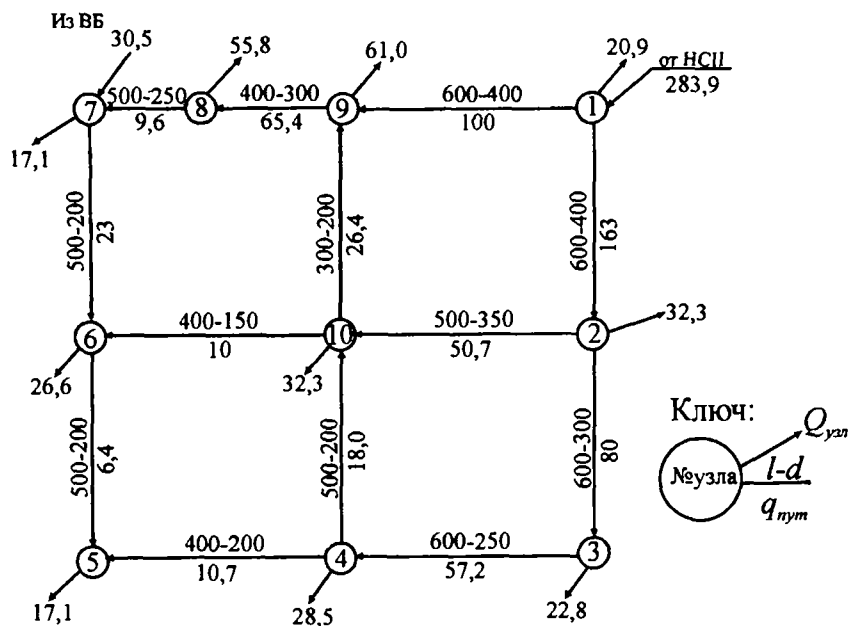
Определение узловых расходов воды

№ узлов	Участки прилегающие к узлу		$0,5\sum L_p, \text{ м}$	$Q'_{\text{узн. л/с}}$	Крупные потребители		$I p.c Q''_{\text{узн. л/с}}$	$II p.c Q''_{\text{узн. л/с}}$	III расч. случай			
	наименование	$L_p, \text{ м}$			Наименование	$Q_{\text{кр.п. л/с}}$			$Q'_{\text{узн. л/с}}$	кр. потреб.		$Q''_{\text{узн. л/с}}$
										Наименование	$Q'_{\text{кр.п. л/с}}$	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1	1-2	600	550	20,9			20,9	20,9	12,1			12,1
	1-9	500										
2	2-1	600	850	32,3			32,3	32,3	18,7			18,7
	2-10	500										
	2-3	600										
3	3-2	600	600	22,8			22,8	22,8	13,2			13,2
	3-4	600										
4	4-3	600	750	28,5			28,5	28,5	18,25			18,25
	4-10	500										
	4-5	400										
5	5-4	400	450	17,1			17,1	17,1	9,9			9,9
	5-6	500										
6	6-5	500	700	26,6			26,6	26,6	15,4			15,4
	6-10	400										
	6-7	500										
7	7-6	500	450	17,1			17,1	62,1	9,9			9,9
	7-8	400										
8	8-7	400	300	13,5	Пред.	42,3	55,8	95,8	6,6	Пред.	34,0	40,6
	8-9	200										
9	9-8	200	500	19,0	Пред.	42,0	61,0	61,0	11	Пред.	33,5	44,5
	9-10	300										
	9-1	500										
10	10-9	300	850	32,3			32,3	32,3	18,7			18,7
	10-2	500										
	10-6	400										
	10-4	500										
Всего		1200	6000	230,0		84,3	314,4	399,4	133,75		67,5	201,25

Предварительное потокораспределение воды по участкам сети для всех расчетных случаев выполнено на схемах (рис. 25.16)

I – расчетный случай (максимальное водопотребление)

а)



II – расчетный случай (пожаротушение) в час минимального водопотребления

б)

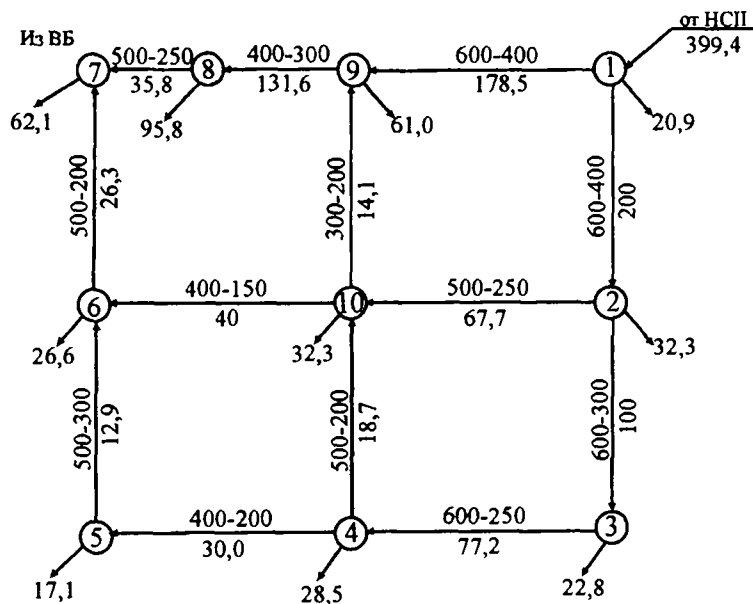
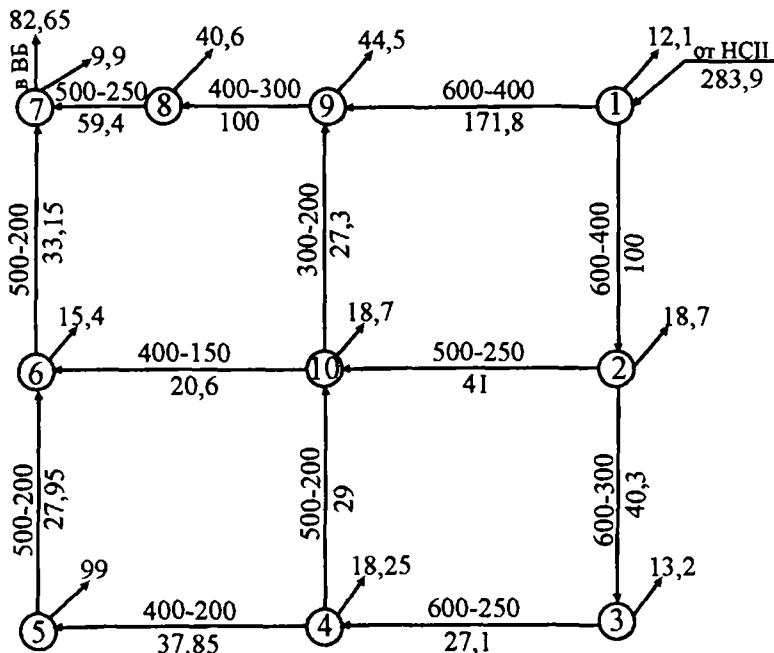


Рис. 25.16. Расчетные схемы определения путевых расходов по участкам сети для случаев:

а – максимального водопотребления;

б – пожаротушения при максимальном водопотреблении;

III – расчетный случай (наибольший транзит воды в бак водонапорной башни)
в)



Продолжение рис. 25.16. Расчетные схемы определения путевых расходов по участкам сети для случая максимального транзита в бак ВБ.

Согласно полученных путевых расходов по участкам сети назначается диаметр участков сети. Приняв в примере пластмассовые трубы, выбираем диаметры труб по расходам воды на участках и рекомендуемой скорости воды в трубах ($\leq 1,8$ м/с). Выбор диаметров труб приведен в таблице 25.17.

Для увязки водопроводной сети необходимо определить потери напора по каждому расчетному участку. Увязку сети выполняем методом М.М. Андрияшева на приведенных схемах водопроводной сети.

ключ обозначений: $1 \frac{l-d}{q-h} \rightarrow$

1 – номер узла;

l – геометрическая длина участка, м

d – принятый диаметр, мм

q – путевой расход л/с

h – потери напора на участке, м

Δh – алгебраическая сумма потерь напора, м (невязка).

Таблица 25.17

Выбор диаметров труб участков сети

№ участка	I – расч. сл.		II – расч. сл.		Принятый диаметр	III – расч. сл.		Окончательный диаметр D_f , мм
	Расход л/с	Д, мм	Расход л/с	Д, мм		Расход л/с	Скорость м/с	
1-2	163	400	100	350	400	200	15,8	400
2-3	80	300	40,3	200	300	100	1,37	300
3-4	57,2	250	27,1	200	250	77,2	1,53	250
4-5	10,7	125	37,85	200	200	30,0	0,95	200
5-6	6,4	100	27,95	200	200	12,9	0,42	200
6-7	23	150	33,15	200	200	26,3	0,81	200
7-8	9,6	125	59,4	250	250	35,8	0,70	250
8-9	65,4	250	100	300	300	131,6	1,79	300
9-1	100	300	171,8	400	400	178,5	1,41	400
9-10	26,4	200	27,3	200	200	14,1	0,4	200
10-2	50,7	250	41	200	250	67,7	1,33	250
10-6	10	125	20,6	150	150	40	2,19	150
10-4	18	150	29	200	200	18,7	0,57	200

В данном примере перегружено положительное направление потоков воды. Используя правила увязки Андрияшева, выполняем перераспределение по участкам: 1-2-3-4-10-9-1. Поправочный расход определяем по формуле:

$$\Delta q_1 = \sum q \cdot \Delta h / 2 \cdot n \cdot \sum h, \quad (25.42)$$

где $\sum q$ – сумма расходов по участкам увязываемого контура; Δh – невязка в контуре; n – количество участков в контуре; $\sum h$ – сумма потерь напора в контуре.

$$\Delta q_1^{(1-2-3-4-10-9-1)} = \frac{444,6 \cdot 13,45}{2 \cdot 6 \cdot 16,73} = 30,8$$

Уменьшаем расходы положительного направления на ~ 30 л/с, а на отрицательно направленных участках расходы увеличиваем на эту величину. Пример графической записи увязки сети на случай максимального водопотребления приведен на рис. 25.17. На участках, где величина Δq (в примере 30 л/с) больше, чем расход по участку, поток воды меняет свое направление, а расход равен разнице между поправочным расходом по данному участку (в примере это участки 9-10 и 10-4).

После перераспределения определяем потери напора на исправленных участках и невязку Δh_2 по всем кольцам сети. Согласно правил продолжаем перераспределение по контуру, где больше значение невязки по абсолютной величине ((-4,38) – это контур 9-10-2-3-4-5-6-7-8-9).

$$\Delta q_2^{(9-10-2-3-4-5-6-7-8-9)} = \frac{246 \cdot 4,38}{2 \cdot 9 \cdot 11,06} = 5,4.$$

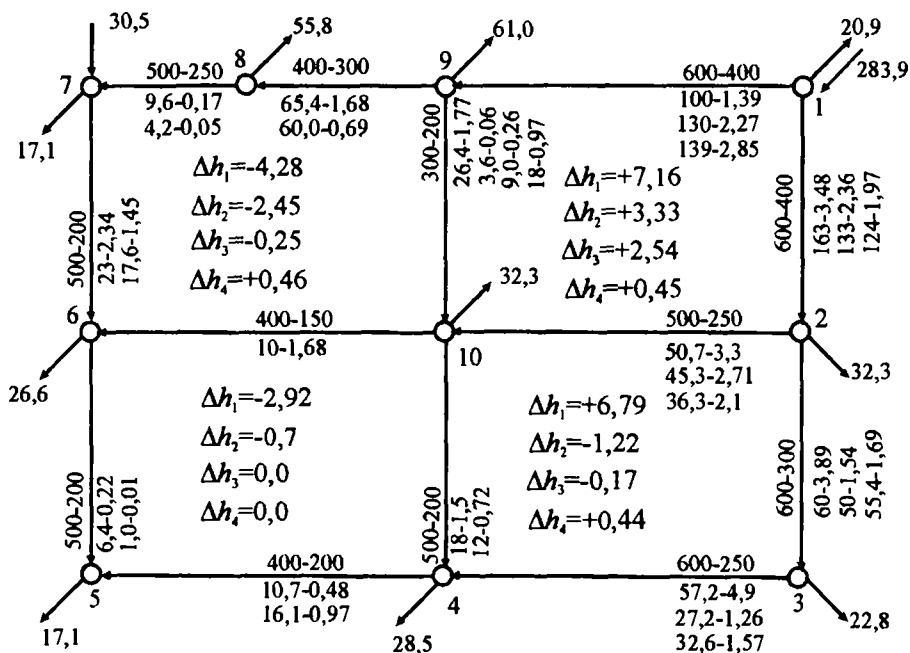


Рис. 25.17. Пример увязки сети для случая максимального водопотребления

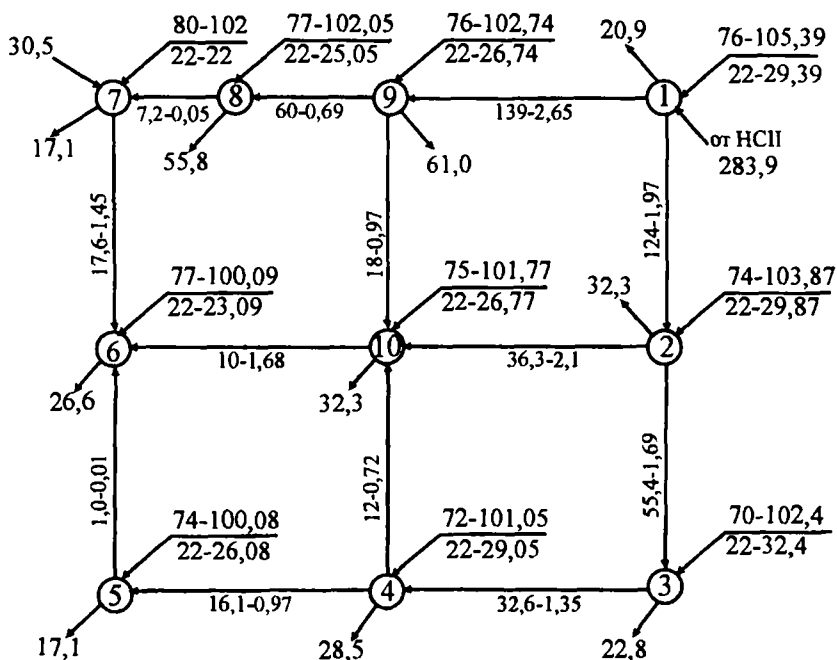


Рис. 25.18. Схема определения пьезометрических отметок и действительных напоров в расчетных точках сети в случае максимального водопотребления

В данном случае, так как знак невязки (-), то уменьшаем расход по отрицательно направленным участкам на величину $\Delta q_2 = 5,4$ л/с и соответственно увеличиваем расход на противоположно направленных участках на это же значение. После определения невязки Δh_3 по кольцам сети видно, что необходимо еще одно перераспределение по участкам: 9-1-2-10-9. Поправочный расход для этих участков равен: $\Delta q_2^{9-1-2-10-9} = 9$ л/с, перезагружено положительное направление потока на участках 1-2; 2-10 и недогружены участки: 10-9; 9-1.

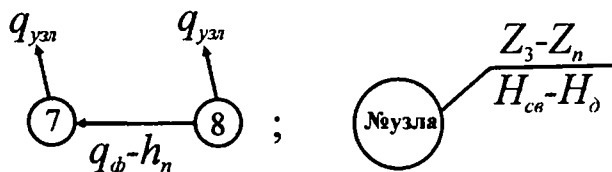
Поправляя расходы по этим участкам получаем невязку по кольцам Δh_4 , значение которой $< 0,5$ м. Это дает возможность сделать вывод о том, что сеть увязана, т.е. расход распределен равномерно по отношению к принятым диаметрам участков и их длине. Аналогично производят увязку сети и на случаи II и III.

В соответствии с выполненным перераспределением потоков воды по участкам кольцевой сети выполняется определение пьезометрических отметок и действительных напоров в сети во все рассматриваемые часы работы сети. Требуемые напоры в сети определяются по исходным данным:

а) при максимальном хозяйственном отборе напор в сети определяется в зависимости от принятого благоустройства и этажности жилых домов. $H_{св} = 22$ м;

б) при пожаре свободный напор зависит от принятой системы пожаротушения и для системы низкого давления равен: $H_{своб}^n = 10$ м.

Пример расчета пьезометрических отметок и действительных напоров в узлах сети на I расчетный случай показан на рис. 25.18. На схеме приняты ключи обозначений:



где q_ϕ - фактический расход по участку после увязки, л/с; h_n - исправленные потери напора, м; Z_3 и Z_n - соответственно отметки поверхности земли и пьезометрическая отметка в расчетном узле, м; $H_{св}$ - свободный напор, м; H_δ - действительный напор в расчетном узле, м.

Для расчета назначают диктующую точку, в который напор действительный принимают равным напору свободному. Тогда пьезометрическая отметка будет равна:

$$Z'_n = Z'_3 + H'_\delta. \quad (25.43)$$

Соответственно пьезометрическая отметка в последующем узле будет определяться с учетом потерь напора на участке между узлами и направлением движения воды: $Z'^{i+1}_n = Z'_n \pm h^{i,i+1}_4$.

Если расчет ведут по ходу движения потока, то в уравнении будет (-), если на встречу потоку воды (+).

Аналогично определяют отметки и для других расчетных случаев (II и III). На рис. 25.19 представлена расчетная схема определения отметок и напоров в узле расположения водонапорной башни.

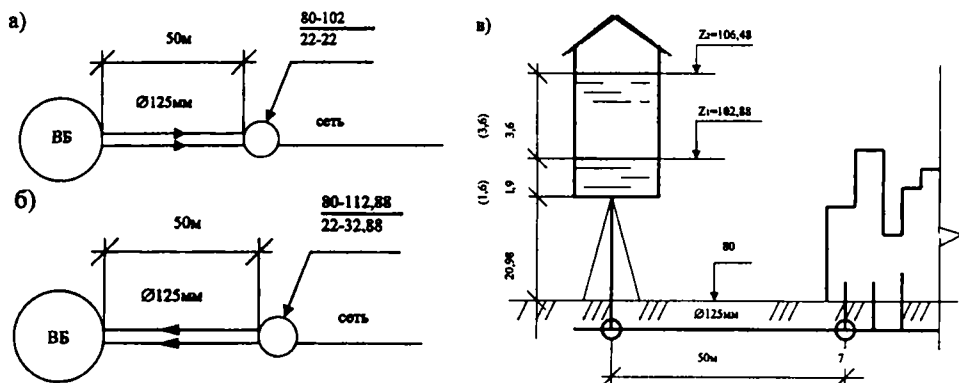


Рис. 25.19. Расчетные схемы для водоводов от сети к ВБ:

а – случай максимального водоотребления; б – случай транзита воды в башню при минимальном водопотреблении; в – определение расчетных отметок и размеров бака башни

25.8. РАСЧЕТ ВОДОПРОВОДНОЙ КОЛЬЦЕВОЙ СЕТИ С ПРИМЕНЕНИЕМ ЭВМ

Исходные данные.

В качестве примера возьмем сеть, изображенную на рис. 25.20. Подача в первый узел $Q_1^* = 370$ л/с, подача в шестой узел $Q_6^* = 30$ л/с, отборы в узлах: $Q_1 = 50$ л/с, $Q_2 = 25$ л/с, $Q_3 = 100$ л/с, $Q_4 = 150$ л/с, $Q_5 = 75$ л/с. Геодезические отметки узлов: №1 – 150,50 м, №2 – 153,20 м, №3 – 155,10 м, №4 – 149,00 м, №5 – 151,60 м, №6 – 156,30 м.

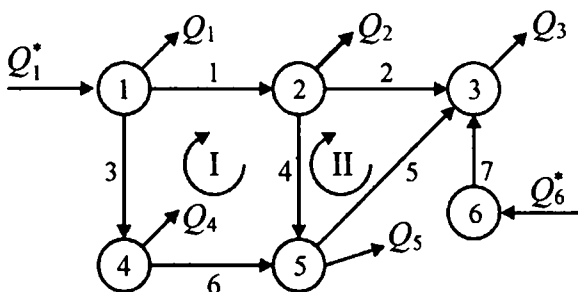


Рис. 25.20. Расчетная схема кольцевой сети

Длины участков: (1-2) – 550 м, (2-3) – 430 м, (1-4) – 210 м, (2-5) – 220 м, (3-5) – 570 м, (4-5) – 510 м, (3-6) – 300 м. Трубы на всех участках – стальные электросварные новые. Диаметр труб на участках (1-2), (1-4) и (3-5) – 350 мм, на участках (2-3), (4-5) и (3-6) – 300 мм, на участке (2-5) – 250 мм.

Минимальный диаметр – 100 мм; необходимый напор в узлах – 22 м; коэффициент суточной и часовой неравномерности водопотребления – соответственно 1,2 и 1,44; стоимость электроэнергии – 0,02 руб./кВт·ч; срок окупаемости – 7 лет. Оптимизации диаметров не требуется.

Исходные данные в этом случае будут выглядеть так:

$CountAreas = 7$; $CountNodes = 6$; $CountRings = 2$; $MaxCountAreas = 4$;

$Rashod = -320; 25; 100; 150; 75; -30$;

$Z = 150,5; 153,2; 155,1; 149,0; 151,6; 156,3$;

$L = 550; 430; 210; 220; 570; 510; 300$;

$Mater = 3; 3; 3; 3; 3; 3; 3$;

$NomerD = 12; 11; 12; 10; 12; 11; 11$;

$MinH = 22$; $MinDiam = 100$; $TypeOptim = 0$; $Kday = 1,2$; $Khour = 1,44$;

$Sigma = 0,02$; $Srok = 7$.

$Nodes =$	1, 2,	$Rings =$	1, 4, -6, -3,
	2, 3,		2, -5, -4, 0;
	1, 4,		
	2, 5,		
	5, 3,		
	4, 5,		
	6, 3;		

A_{ij}	Номера участков, $j \rightarrow$							
$i \downarrow$	-1	0	-1	0	0	0	0	-320
	1	-1	0	-1	0	0	0	25
	0	1	0	0	1	0	1	100
	0	0	1	0	0	-1	0	150
	0	0	0	1	-1	1	0	75
	1	0	-1	1	0	-1	0	0
	0	1	0	-1	-1	0	0	0
Уравнение баланса расходов в узлах Уравнение баланса потерь напора в кольцах								
Столбец свободных членов В								

Рис. 25.21. Структура матрицы А

По расчетным зависимостям (см. п. 25.7) и исходным данным формируется двух-мерный массив-матрица А. Структура этой матрицы представлена на рис. 25.21.

После прямого хода метода Гаусса матрица А будет иметь следующий вид:

1	0	1	0	0	0	0	320
0	1	1	1	0	0	0	295
0	0	1	1	-1	0	-1	195
0	0	0	1	-1	1	-1	45
0	0	0	0	1	-4	1	-65
0	0	0	0	0	1	-0,091	22,727
0	0	0	0	0	0	1	30

И после обратного хода получаем результат - вектор расходов на участках $Q = 144,55; 63,18; 175,46; 56,36; 6,82; 25,46; 30,0$.

Затем производится увязка сети по методу Лобачева-Кросса, ход которой приведен в табл. 25.18.

Таблица 25.18

Увязка кольцевой сети*

Итера-ция	Расход на участках, л/с							Кольцо №1		Кольцо №2	
	1	2	3	4	5	6	7	$\Sigma \Delta h$, м	Δq , л/с	$\Sigma \Delta h$, м	Δq , л/с
-	144,55	63,18	175,46	56,36	6,82	25,46	30,0	3,05	-18,12	-0,01	0,14
1	126,42	63,33	193,58	38,10	6,68	43,58	-''-	0,16	-1,00	0,78	-8,51
2	125,42	54,82	194,58	45,61	15,18	44,58	-''-	0,33	-1,96	0,08	-0,78
3	123,46	54,04	196,54	44,43	15,96	46,54	-''-	0,06	-0,34	0,09	-0,89
4	123,12	53,15	196,88	44,98	16,85	46,88	-''-	0,04	-0,23	0,02	-0,22
5	122,89	52,93	197,11	44,96	17,07	47,11	-''-	--	--	--	--

Примечание: * $\Sigma \Delta h$ - сумма потерь напора по кольцу, Δq - поправочный расход.

Полученные результаты расчета водопроводной сети с применением ЭВМ сведены в табл. 25.19. В этой таблице так же для сравнения показаны результаты расчета с использованием всех трех типов оптимизации диаметров.

Таблица 25.19

Результаты расчета водопроводной сети с оптимизацией

Показатель	Тип оптимизации	Участки						
		1	2	3	4	5	6	7
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Направление	0	1-2	2-3	1-4	2-5	5-3	4-5	6-3
	1	-''-	-''-	-''-	-''-	-''-	-''-	-''-
	2	-''-	-''-	-''-	-''-	-''-	-''-	-''-
	3	-''-	-''-	-''-	-''-	-''-	-''-	-''-
Расход, л/с	0	122,89	52,93	197,11	44,96	17,07	47,11	30,0
	1	99,88	66,56	220,012	8,32	3,44	70,12	-''-
	2	149,13	69,60	170,87	54,52	0,40	20,87	-''-
	3	99,88	66,56	220,012	8,32	3,44	70,12	-''-
Скорость, м/с	0	1,19	0,70	1,90	0,84	0,16	0,62	0,40
	1	1,32	1,24	1,65	0,80	0,33	70,12	1,30
	2	1,44	1,30	1,65	1,58	0,04	1,05	-''-
	3	1,32	1,24	1,65	0,80	0,33	70,12	-''-
Потери напора, м	0	3,12	1,12	3,04	1,00	0,089	1,05	0,28
	1	4,65	4,08	1,94	2,69	1,40	5,37	5,44
	2	4,56	4,46	2,29	4,44	0,04	6,73	-''-
	3	4,65	4,08	1,94	2,69	1,40	5,37	-''-
Диаметр, мм	0	350	300	350	250	350	300	300
	1	300	250	400	100	100	250	175
	2	350	250	350	200	100	150	-''-
	3	300	250	400	100	100	250	-''-
		Узлы						
Свободный напор, м	0	31,76	25,94	22,92	30,22	26,53	22,00	
	1	35,23	27,98	22,00	34,89	26,90	26,24	
	2	35,62	28,36	22,00	34,83	25,52	-''-	
	3	35,23	27,98	22,00	34,89	26,90	-''-	
Экономический фактор	0,31							

Как видно из таблицы, результаты расчета одинаковы при оптимизации диаметров, начиная с текущих и максимальных. Направления потоков не изменялись.

25.9. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ВОДОВОДОВ ОТ НАСОСНОЙ СТАНЦИИ ВТОРОГО ПОДЪЕМА ДО ВОДОПРОВОДНОЙ СЕТИ

При расчете напорных водоводов необходимо определить их диаметр, количество перемычек между водоводами при ликвидации аварийных ситуаций. Расход по одной нитке водовода при работе второй ступени насосов на НС II подъема (наибольший хозяйственно-питьевой расход) составляет: $q_e = 0,142 \text{ м}^3/\text{с}$, длина водовода по второму варианту (Б), как наиболее выгодному, 3,4 км. Материал труб принимаем – чугун.

Экономически-наивыгодный диаметр определяется по формуле:

$$d_e = \varepsilon^{1/a+m} \left(\frac{q_e}{n} \right)^{\beta+1/a+m}, \quad (25.44)$$

где ε – экономический фактор, определяемый как:

$$\varepsilon = \frac{9,8mk[(E + P_2)f \cdot r + 8760\delta\gamma]}{\eta \cdot b \cdot a(E + P_1)}, \quad (25.45)$$

где η – КПД насосных агрегатов; b, a – коэффициенты и показатель степени в формуле удельной стоимости строительства трубопровода заданного диаметра:

$$K_e = a + b d_e^a \quad (25.46)$$

k, m, β – коэффициент и показатели степеней в формуле гидравлического уклона:

$$i = \frac{k}{d_b^m} \left(\frac{Q_e}{n} \right)^\beta, \quad (25.47)$$

Q_e – расчетный расход по водоводу, $\text{м}^3/\text{с}$; n – количество ниток водовода; $E = 0,12$ – нормативный коэффициент эффективности капиталовложений; f – стоимость НС II приходящаяся на 1 кВт установленной мощности, рубл/кВт; r – коэффициент запаса мощности насосно-силового оборудования; P_1 и P_2 – сумма отчислений на амортизацию и текущий ремонт; % от ΣK трубопроводов и НС; 8760 – количество часов в году; δ – стоимость электроэнергии 1 кВт/ч, коп; γ – коэффициент учета неравномерности потребления электроэнергии на подачу по водоводу в течении расчетного периода:

$$\gamma = \frac{1}{(k_H \cdot k_2 \cdot k_3)^{\beta+1}}, \quad (25.48)$$

k_H – коэффициент неравномерности подачи воды насосами: соответственно k_1, k_2, k_3 , $k_1 = k_H$ – часовой; k_2 – суточный; k_3 – годовой неравномерности водопотребления.

Входящие в формулу параметры для городских водоводов можно принять: $\gamma = 0,3 \dots 0,4$; $\eta = 0,7$; $f = 30$ руб/кВт; $r = 2$; $P_2 = 16\%$; $\delta = 0,01$ рубля; остальные параметры принимаются в зависимости от материала труб водоводов по таблице 25.20.

Таблица 25.20

Значение коэффициентов для расчета диаметра труб

Материал труб	k	β	m	v	a	p_1
1. Сталь	0,00179	1,9	5,1	95/122	1,6/0,7	4,6
2. Чугун	0,00179	1,9	5,1	114/118	1,5/1,6	3,3
3. Асбестоцемент	0,00118	1,85	4,89	50/65	1,8/1,3	7,3
4. Железобетон	0,00179	1,9	5,1	44	2,4	3,3

Примечание: 1. В числителе параметры для труб $d < 500$ мм, знаменателе – для труб $d > 500$ мм.

2. Значение «в» дано для труб ВТ-3, для труб ВТ-6 расчет ведут с коэффициентом 1,2.

$$\Theta = \frac{9,8 \cdot 5,1 \cdot 0,00179 [(12 + 16) \cdot 30 \cdot 2 + 8760 \cdot 1 \cdot 0,4]}{0,7 \cdot 114 \cdot 1,5(12 + 4,6)} = 0,232$$

$$d_s = 0,232^{\frac{1}{1,5+5,1}} \left(\frac{0,284}{2} \right)^{\frac{1,9+1}{1,5+5,1}} = 0,232^{0,15} \cdot 0,142^{0,44} = 0,36 \text{ м.}$$

Таким образом диаметр водовода принимается равным 400 мм.

Следует, однако, отметить что при переходе экономики страны на рыночные отношения определение экономически выгодного диаметра должно производиться с учетом условий кредитования, согласованных сроков окупаемости, новых норм отчислений на амортизацию и текущий ремонт. В данном случае предпочтительна методика определения d_s на основании определения чистого дисконтного дохода и внутригодовой нормы доходности (см. главу 14 тома 2 настоящего пособия).

Определение числа переключений на водоводах.

В случае аварии на одной из ниток водовода необходимо обеспечить подачу хозяйственно-питьевого расхода в размере не меньше 70% расчетного, а также подачу на предприятия согласно графика подачи воды при аварии. Для выполнения этих требований водоводы соединяют между собой перемычками, за счет которых отдельные участки водовода могут отключаться на ремонт. Количество перемычек определяют по формуле:

$$R = m - 1, \quad (25.49)$$

где m - количество отрезков между перемычками на одной нитке водовода.

$$m = \frac{d^2 (2n - 1) S_s}{(1 - d)(n - 1)^2 (S_\phi + S_\kappa + S_s)}, \quad (25.50)$$

где n - количество ниток водовода; S_s - сопротивление водовода; S_κ - сопротивление коммуникаций НСП; S_ϕ - сопротивление, определяемое по характеристике Q-H насоса;

$$S_e = \frac{A \cdot l}{n^2} \quad (25.51)$$

A – удельное сопротивление каждой нитки водовода; l – длина водовода (каждой нитки); $d = 80\%$ – коэффициент допустимой подачи воды при аварии.

Если в примере: $A = 0,2085 \text{ (с/м}^3\text{)}^2$; $l_e = 3,400 \text{ км}$; $n = 2$; $S_x = 8,0 \text{ (с/м}^3\text{)}^2$, то:

$$S_e = \frac{0,2085 \cdot 3400}{2^2} = 177,2 \text{ (с/м}^3\text{)}^2$$

Характеристика насоса второй ступени Д1250-65 описывается уравнением

$$H_n = 76 - 100Q^2, \text{ т.е. } H_\phi = 76 \text{ м и } S_\phi = 100 \text{ (с/м}^3\text{)}^2\text{м}$$

Подставляя значения в формулу (25.50) получим:

$$m = \frac{0,8^2(2 \cdot 2 - 1) \cdot 177,2}{(1 - 0,8^2)(2 - 1)^2(100 + 8 + 177,2)} = 3,3.$$

$R = 3,3 - 1 = 2,3$, то есть для данного водовода необходимо устройство трех перемычек (рис. 25.22).

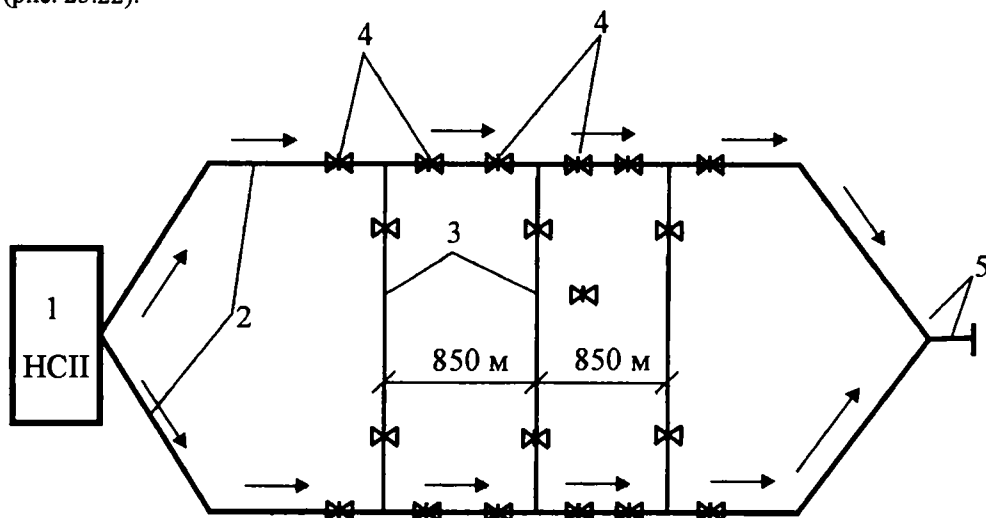


Рис. 25.22. Схема устройства перемычек на напорном водоводе:

- 1- насосная станция второго подъема;
- 2- водоводы;
- 3- перемычки;
- 4- задвижки;
- 5- водопроводная сеть.

25.10. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОБЪЕМА НАПОРНО-РЕГУЛИРУЮЩИХ РЕЗЕРВУАРОВ (РЧВ, ВБ)

Определение объема бака водонапорной башни

В расчетах необходимо определить размер бака и высоту водонапорной башни, которая регулирует расходы и напоры в сети при различных режимах ее работы.

Объем бака состоит из хозяйственно-питьевого регулирующего объема воды ($W_{рег.}$) и противопожарного запаса ($W_{пож.}$), рассчитанного на 10 минутное пополнение запаса воды в сети при возникновении пожара.

$$W_{ВБ} = W_{рег.} + W_{пож.}^{10} \quad (25.52)$$

Используя графический метод определения $W_{рег.}$ (см. рис. 25.3), сравнивают режим работы насосной станции второго подъема и график водопотребления. Наибольшие отклонения между этими графиками дают значение $d_{изб.}$ и $d_{недост.}$ в водонапорной башне, которые позволяют определить

$$W_{рег.} = (d_{изб.} + d_{недост.})\% / 100\% \cdot Q_{расч.сут.} \quad (25.53)$$

$$W_{рег.} = \frac{(1 + 2)\%}{100} \cdot 21291 = 638,7 \text{ м}^3.$$

Этот объем можно определить и табличным способом, определив остаток в баке ВБ для всех часов суток и выбрав, при этом, наибольшее значение остатка.

Таблица 25.21

Определение регулирующего объема бака водонапорной башни

Часы суток	Расход воды из сети, %	Подача воды в сеть, %	Приход и отток воды в %		Остаток воды в баке ВБ, %
			в бак	из бака	
1	2	3	4	5	6
0-1	3,1	2,9	-	0,2	0
1-2	2,9	2,9	-	-	0
2-3	2,7	2,9	0,2		0,2
3-4	2,8	2,9	0,1		0,3
4-5	3,4	4,8	1,4		1,7
5-6	3,9	4,8	0,9		2,6
6-7	4,5	4,8	0,3		2,9
7-8	4,7	4,8	0,1		3,0
8-9	5,3	4,8		0,5	2,5
9-10	5,2	4,8		0,4	2,1
10-11	5,0	4,8		0,2	1,9
11-12	4,9	4,8		0,1	1,8
12-13	4,4	4,8	0,4		2,2
13-14	4,3	4,8	0,5		2,7
14-15	4,5	4,8	0,3		3,0
15-16	4,6	4,8	0,2		3,2
16-17	5,2	4,8		0,4	2,8
17-18	4,8	4,8			2,8
18-19	4,7	4,8	0,1		2,9
19-20	4,4	4,8	0,4		3,3
20-21	4,3	2,9		1,4	1,9
21-22	3,8	2,9		0,9	1,0
22-23	3,4	2,9		0,5	0,5
23-24	3,2	2,9		0,3	0,2

Наибольший остаток составляет 3,3%, что соответствует объему:

$$W_{рез.} = \frac{3,3\%}{100\%} \cdot 21291 = 702,6 \text{ м}^3$$

Принимаем большее значение $W_{рез.} = 702,6 \text{ м}^3$.

Противопожарный объем воды определяется из расчета тушения одного внешнего и одного внутреннего пожара на протяжении 10 минут с одновременными максимальными расходами из сети:

$$W^{10}_{пож.} = 0,6(Q_{макс.с.} + q_{пож.вн.} + q_{пож.вн.}), \quad (25.54)$$

$$W^{10}_{пож.} = 0,6(314,4+50)=218,6 \text{ м}^3.$$

$$W_{ББ} = 421,6+218,6=640,24 \text{ м}^3.$$

По полученному значению подбирают типовой бак: стальной бак $W = 300 \text{ м}^3$ (2 шт.) и $W = 100 \text{ м}^3$ (1 шт.) с размерами:

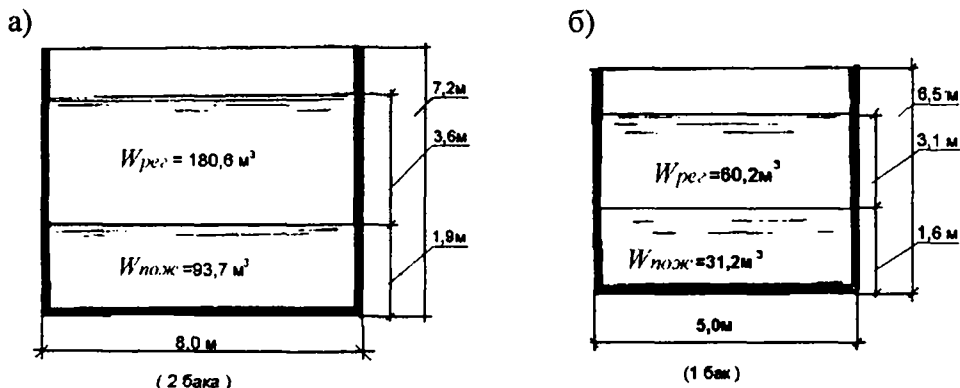


Рис. 25.23. Схемы баков водонапорных башен:

а) $W=300 \text{ м}^3$; б) $W=100 \text{ м}^3$

Высота водонапорной башни определяется из условий гидравлического расчета водопроводной сети при максимальном водопотреблении.

$$H_{ББ} = Z_{ББ} + h_{ББ-1} - Z_{зем.}^{ББ} - h_{пож.}; \quad (25.55)$$

где $Z_{ББ}$ – пьезометрическая отметка в узле подключения ББ; $h_{ББ-1}$ – потери напора в трубопроводах подключения водонапорной башни к узлу; $Z_{зем.}^{ББ}$ – отметка земли у ББ; $h_{пож.}$ – высота пожарного объема воды в баке ББ.

$$H^{W=300}_{ББ} = 102,88 - 80 - 1,9 = 20,98 \text{ м}$$

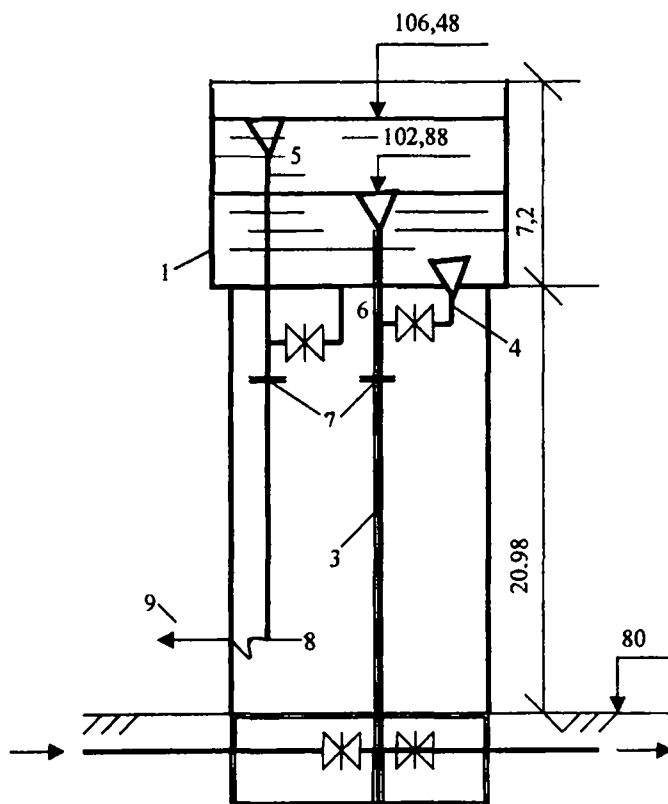


Рис. 25.24. Схема водонапорной башни:

1 - бак башни; 2 - ствол башни; 3 - подающе-отводящая труба; 4 - противопожарный трубопровод; 5 - переливной трубопровод; 6 - грязевой трубопровод; 7 - сальниковые компенсаторы; 8 - сброс переливной воды в сточную канаву

Для башни $W = 100 \text{ м}^3$ необходимо увеличить высоту ствола на 1,2 м, чтобы уровни башен совпадали по отметкам. Высота ствола таким образом будет равна

$$H_{BB}^{W=100} = 21,78 \text{ м.}$$

Определение размеров резервуаров чистой воды

Резервуар чистой воды рассчитывается с учетом хранения хозяйственно-питьевого, противопожарного и запасов воды, предназначенных на собственные нужды водоочистных фильтров.

$$W_{PUB} = W_{рег.} + W_{пож.} + W_{с.н.}, \text{ м}^3, \quad (25.50)$$

где $W_{рег.}$ – регулирующий объем, который определяется путем совмещения графиков работы насосной первого и второго подъема табличным или графическим методом. Табличный метод расчета приведен в таблице 25.22.

Таблица 25.22

Расчет остатков регулирующего запаса воды в РЧВ

Часы суток	Подача НСИ подъема %	Отбор НСИ подъема %	Расходы в % поступающие		Остаток в РУВ, %
			в РУВ	из РУВ	
1	2	3	4	5	6
0-1	4,17	2,9	1,27		6,27
1-2	4,17	2,9	1,27		7,54
2-3	4,17	2,9	1,27		8,81
3-4	4,17	2,9	1,27		10,08
4-5	4,17	4,8		0,63	9,45
5-6	4,17	4,8		0,63	8,82
6-7	4,17	4,8		0,63	8,19
7-8	4,17	4,8		0,63	7,56
8-9	4,17	4,8		0,63	6,93
9-10	4,17	4,8		0,63	6,3
10-11	4,17	4,8		0,63	5,67
11-12	4,17	4,8		0,63	5,04
12-13	4,17	4,8		0,63	4,41
13-14	4,17	4,8		0,63	3,78
14-15	4,17	4,8		0,63	3,15
15-16	4,17	4,8		0,63	2,52
16-17	4,17	4,8		0,63	1,89
17-18	4,17	4,8		0,63	1,26
18-19	4,17	4,8		0,63	0,63
19-20	4,17	4,8		0,63	0
20-21	4,17	2,9	1,27		1,27
21-22	4,17	2,9	1,27		2,54
22-23	4,17	2,9	1,27		3,81
23-24	4-09	2,9	1,19		5,00

$$W_{\text{рег.}} = \frac{10,08}{100} \cdot 21291 = 2146,1 \text{ м}^3.$$

Пожарный запас воды, хранящийся в РЧВ предназначен на 3-х часовое тушение пожаров при максимальном водопотреблении из сети, поэтому он равен:

$$W_{\text{пож.}} = (3,6Q_{\text{пож.}} - Q_{\text{НСИ}}) T_{\text{пож.}} + \Sigma Q_{\text{макс.}} - Q_B, \quad (25.51)$$

где Q_B – суммарные расходы в душевых, полив территории предприятия, если они попадают в час пожара.

$T_{\text{пож.}}$ - 3 часа - время тушения пожара.

$$W_{\text{пож.}} = (3,6 \cdot 85 - 887,1)3 + (1131,7 + 1101,8 + 1070,1) - 57,6 = \\ = 918 - 2661,3 + 3303,6 - 57,6 = 1502,7 \text{ м}^3.$$

$$W_{\text{с.н.}} = 1 \dots 1,5\% Q_{\text{расч.сут.}} = \frac{1,5}{100} \cdot 21291 = 319,4 \text{ м}^3. \quad (25.52)$$

Полный объем равен: $W_{\text{РЧВ}} = 2146,1 + 1502,7 + 319,4 = 3968,2 \text{ м}^3$.

Принимаем два резервуара емкостью по 2000 м³ каждый. Размеры резервуаров: длина – 24 м, ширина – 18 м, глубина – 4,84 м.

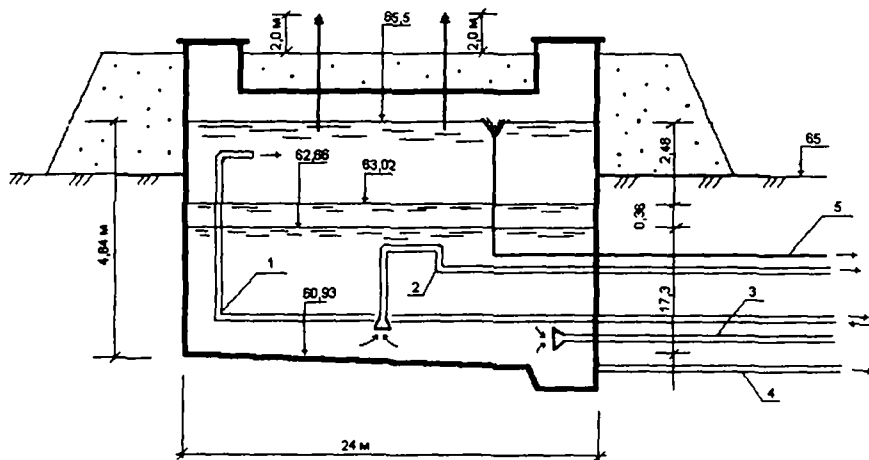


Рис. 25.25. Схема резервуара чистой воды:

1 - подающий воду трубопровод; 2 - трубопровод отбора х-п объемов воды; 3 - противопожарный трубопровод; 4 - грязевой трубопровод; 5 - переливной трубопровод

Площадь дна РЧВ $F_{РЧВ} = 24 \times 18 = 432 \text{ м}^2$,

Высоты основных объемов воды будут равны:

$$h_{рег} = \frac{2146,1}{2 \cdot 432} = 2,48 \text{ м}; h_{пож} = \frac{1502,7}{2 \cdot 432} = 1,73 \text{ м}; h_{с.м.} = \frac{319,4}{2 \cdot 432} = 0,36 \text{ м}.$$

Отметки основных уровней воды рассчитываются относительно поверхности земли у РЧВ, причем максимальный уровень воды в РЧВ превышает уровень земли на 0,5 м.

Для утепления РУВ засыпают слоем грунта толщиной от (0,25...1,0) м.

Диаметры технологических трубопроводов РУВ определяются из условия пропуска соответствующих расходов воды:

1 - подающая труба – напорная линия НСИ подъема (расчет приводится в разделе 19.8)

2 - хозяйственно-питьевой трубопровод – всасывающая линия НСИ подъема (расчет приводится в разделе 19.8)

4 - грязевой трубопровод принимается диаметром 100...200 мм;

5 - переливной трубопровод определяется из условия разности расходов поступающей и забираемой воды: $Q_{поступ.} = Q_{НС I п.} = 887,1 \text{ м}^3/\text{час}$, отбирается в час минимального водопотребления $617,4 \text{ м}^3/\text{час}$ (I ступень НС II). Разница составляет $\Delta Q = 269,7 \text{ м}^3/\text{час}$ или $0,074 \text{ м}^3/\text{с}$, следовательно

$$d_n = \sqrt{\frac{4 \cdot \Delta Q}{\pi \cdot V_{пер.}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,074}{3,14 \cdot 1,0}} = 0,3 \text{ м}.$$

Таким образом диаметр переливной трубы равен 300 мм.

25.11. ПОДБОР НАСОСОВ ПЕРВОГО И ВТОРОГО ПОДЪЕМА

Подбор насосов первого подъема.

Для подбора насосов НС I необходимо определить параметры их работы:

$$Q_{НСI} \text{ и } H_{НСI}$$

Расчетная схема определения $H_{НСI}$ приведена на рис. 25.26. Расход насосной станции первого подъема известен по ранее проведенным расчетам: $Q_{НСI} = 887,1 \text{ м}^3/\text{час}$ или $246,4 \text{ л/с}$. С учетом собственных нужд насосной станции и очистной станции при $\alpha = 1,04$, $Q_{НСI} = 1,04 \cdot 887,1 = 922,6 \text{ м}^3/\text{час}$ ($256,3 \text{ л/с}$)

$$H_{НСI} = H_r + h_{bc} + h_{дл.}, \text{ м} \quad (25.53)$$

где $H_r = Z_{OC} - Z_{BC}$, т.е. Z_{OC} – наивысшая отметка приема воды на очистной станции; Z_{BC} – наинизшая отметка во всасывающем отделении водозаборного сеточного колодца.

$$H_r = 71,8 - 42,36 = 29,44 \text{ м.}$$

Потери напора во всасывающем трубопроводе определяют по [1, ф. 16.5], диаметр всасывающего трубопровода 500 мм.

$$h_{bc} = i L_{вс.с} + \Sigma \zeta \frac{V_{b.c.}^2}{2g}, \text{ м;}$$

$$h_{bc} = \frac{3,79 \cdot 200}{1000} + 4,65 \cdot \frac{1,22}{2 \cdot 9,8} = 0,76 + 0,29 = 1,05, \text{ м.}$$

где $\Sigma \zeta = \zeta_{конфуз} + \zeta_{колен.} + 3\zeta_{задв} + 2\zeta_{тройн.} = 0,25 + 1,1 + 3 \cdot 0,1 + 2 \cdot 1,5 = 4,65$.

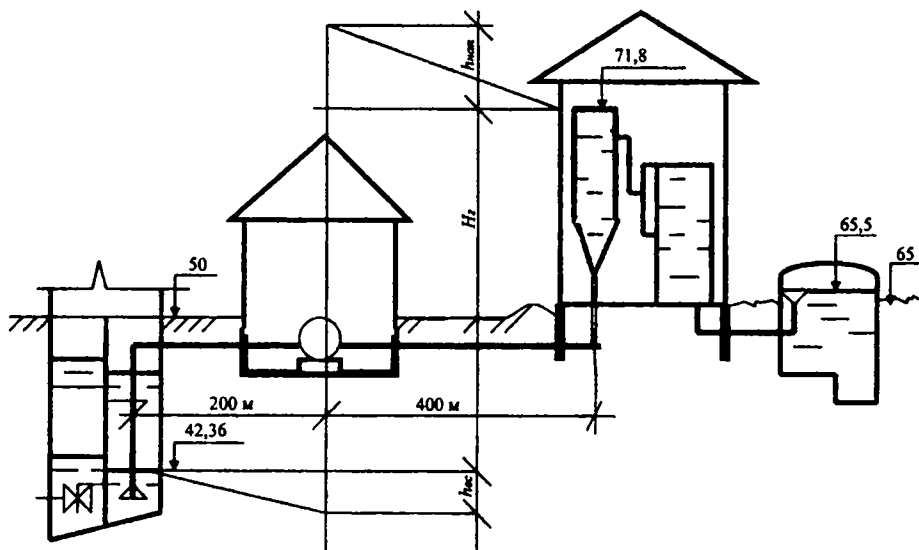


Рис. 25.26. Расчетная схема определения напора насосов первого подъема

Напорный трубопровод НС I подъема рассчитывается на пропуск расхода по двум ниткам и поэтому расход по водоводу будет равен 128,15 л/с или 0,128 м³/с. Диаметр напорного водовода определится из формулы:

$$D_{н.в.} = 1,13 \sqrt{\frac{0,128}{1,5}} = 0,326 \text{ м.}$$

Принимаем стандартную стальную трубу $D_y = 350 \text{ мм}$; $1000 i = 6,11$; $V_{нв} = 1,24 \text{ м/с}$

$$h_{н.в.} = \frac{6,11 \cdot 400}{1000} + 0,1 \cdot \frac{6,11 \cdot 400}{100} = 2,68 \text{ м.}$$

Полный напор насосов НС I подъема равен: $H_{НСI} = 29,44 + 1,05 + 2,68 = 33,17 \text{ м}$

Подбираем насос [см. Том 3, гл. 22] Д1000-40 $n=980$ оборотов/мин; $N = 48 \text{ кВт}$ – мощность электродвигателя. Принимаем на насосной станции один рабочий и один резервный насос.

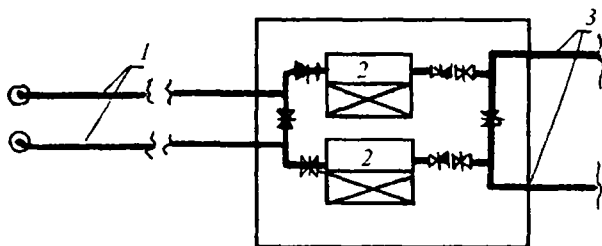


Рис. 25.27. Схема компоновки насосов НС I подъема:

1 - всасывающие водоводы; 2 - насосы с электродвигателем; 3 - напорные водоводы.

Подбор насосов насосной станции второго подъема.

Для расчета и подбора насосов насосной станции надо определить диаметры всасывающих и напорных водоводов и потери напора в них (см. рис. 25.28).

Всасывающие водоводы насосов второго подъема укладываются в две нитки соответственно для отбора хозяйственно-питьевых и пожарных запасов воды:

$$\text{а) хозяйственно-питьевые водоводы: } D_{х-п.}^{ec} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{НСII}}{\pi \cdot V_{bc}}}; \text{ м} \quad (25.54)$$

$$D_{х-п.}^{ec} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,284}{3,14 \cdot 1,0}} = 0,6 \text{ м.}$$

Принимаем стальные трубы $D_{х-п.}^{ec} = 600 \text{ мм}$; $1000 i = 1,89 \text{ м}$; $V = 0,95 \text{ м/с}$

Потери напора во всасывающих водоводах будут равны: $h_{х-п.}^{ec} = h_1 + h_m$,

$$h_{х-п.}^{ec} = \frac{1,89 \cdot 20}{1000} + 4,65 \frac{0,95^2}{2 \cdot 9,8} = 0,04 + 0,21 = 0,25 \text{ м.}$$

б) противопожарный трубопровод: $D_{\text{п.ож.}}^{\text{вс.}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,399}{3,147 \cdot 1,0}} = 0,72 \text{ м.}$

Принимаются стальные трубы $D_{\text{п.ож.}}^{\text{вс.}} = 700 \text{ мм}$; $1000 \text{ } i = 1,79 \text{ м}$; $V = 1,02 \text{ м/с}$.

$$h_{\text{п.ож.}}^{\text{вс.}} = \frac{1,79 \cdot 20}{1000} + 4,65 \frac{1,02^2}{2 \cdot 9,8} = 0,04 + 0,25 = 0,29 \text{ м.}$$

Напорные трубопроводы насосов второго подъема прокладываются из чугунных труб в две нитки и рассчитываются на пропуск расходов по двум ниткам. Длина водовода зависит от принятой схемы водоснабжения.

Для варианта с поверхностным водоем (А) длина водовода составляет 1300 м, для варианта с подземным водоемом (Б) длина водовода – 3400 м.

Расходы воды по напорным водоводам насосной станции второго подъема, при условии пропуска воды по двум ниткам водоводов, составят:

I ступень насосов $171,5/2 = 85,8 \text{ л/с}$; $0,086 \text{ м}^3/\text{с}$;

II ступень насосов $283,9/2 = 141,9 \text{ л/с}$; $0,142 \text{ м}^3/\text{с}$.

Противопожарные насосы $399,4/2 = 199,7 \text{ л/с}$; $0,199 \text{ м}^3/\text{с}$.

Диаметр труб водоводов назначается из условия пропуска наибольшего хозяйственно-питьевого расхода: $D_{\text{нап}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,142}{3,14 \cdot 1}} = 0,43 \text{ м.}$

Принимается труба $D_y = 400 \text{ мм}$; $1000 \text{ } i = 4,47 \text{ м}$; $V = 1,12 \text{ м/с}$.

Потери напора по длине водовода составляет $h_1^b = \frac{1000i \cdot lb}{1000}$;

для первой ступени:

$$(A) h_1 = \frac{1,77 \cdot 1300}{1000} = 2,3 \text{ м.}$$

$$(B) h_1 = \frac{1,77 \cdot 3400}{1000} = 6,02 \text{ м.}$$

для второй ступени:

$$(A) h_1 = \frac{4,47 \cdot 1300}{1000} = 5,81 \text{ м.}$$

$$(B) h_1 = \frac{4,47 \cdot 3400}{1000} = 15,2 \text{ м.}$$

для противопожарных насосов:

$$(A) h_1 = \frac{8,87 \cdot 1300}{1000} = 11,4 \text{ м.}$$

$$(B) h_1 = \frac{8,77 \cdot 3400}{1000} = 29,8 \text{ м.}$$

Схема определения напора хозяйственно-питьевых насосов (в скобках даны данные по варианту (Б)) приведены на рис. 25.28.

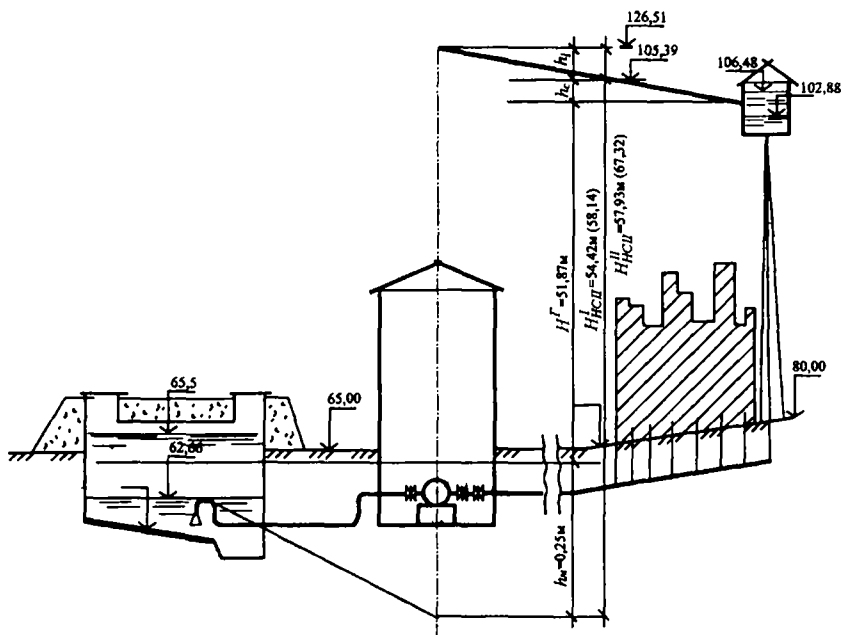


Рис. 25.28. Расчетная схема определения напоров насосов второго подъема (случай максимального транзита воды в башню)

Полная расчетная высота подъема воды насосами насосной станции второго подъема равна:

$$H_{НСII} = H_{НСII}^e + h_{вс} + h_l, \text{ м} \quad (25.55)$$

где $H_{НСII}^e$ - геометрическая высота подъема воды хозяйственно-питьевых насосов:

$$H_{НСII}^e = Z_n^{I(I)} + Z_n^{I(II)} / 2 - Z_{рув}^{макс.} + Z_{рув}^{пож.} / 2;$$

$$H_{НСII}^e = \frac{126,51 + 105,39}{2} - \frac{65,5 + 62,66}{2} = 115,95 - 64,08 = 51,87,$$

где $Z_n^{I(I)}$, $Z_n^{I(II)}$ - соответственно пьезометрические отметки в узле подключения водовода к сети для I и III расчетных случаев для противопожарных насосов:

$$H_{НСII}^{пож.} = Z_n^{I(I)} - Z_{дна рув}, \text{ м} \quad (25.56)$$

$Z_n^{I(II)}$ 106,26 м пьезометрическая отметка в точке подключения водовода к сети в случае пожара.

$$H_{НСII}^{пож.} = 106,26 - 60,93 = 45,33 \text{ м.}$$

Полный напор насосов будет равен для I ступени:

$$(A) H_{НСII} = 51,87 + 0,25 + 2,3 = 54,42 \text{ м;}$$

$$(B) H_{НСII} = 51,87 + 0,25 + 6,02 = 58,14 \text{ м.}$$

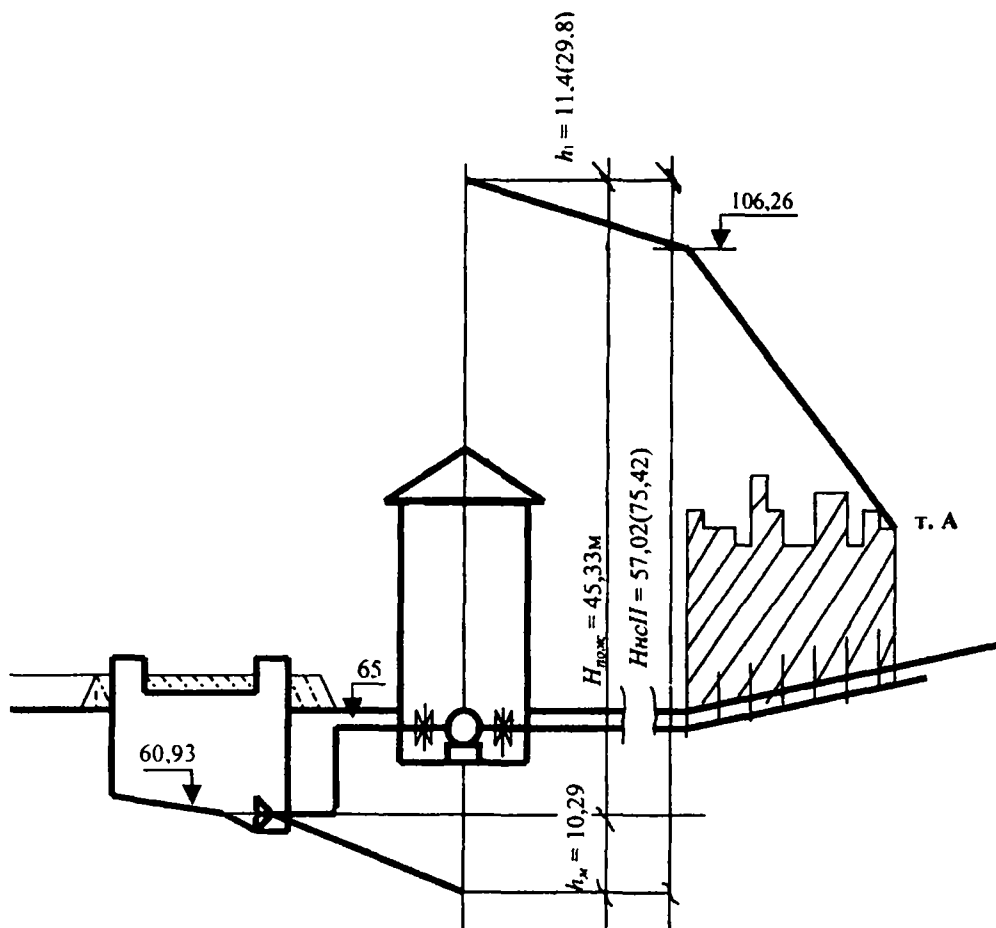


Рис. 25.29. Расчетная схема определения напоров противопожарных насосов (точка А – точка тушения расчетного пожара)

Для насосов второй ступени:

(А) $H_{\text{НСII}} = 51,87 + 0,25 + 5,81 = 57,93 \text{ м};$

(Б) $H_{\text{НСII}} = 51,87 + 0,25 + 15,2 = 67,32 \text{ м}.$

Для противопожарных насосов:

(А) $H_{\text{НСII}} = 45,33 + 0,29 + 11,4 = 57,02 \text{ м};$

(Б) $H_{\text{НСII}} = 45,33 + 0,29 + 29,8 = 75,42 \text{ м}.$

По каталогу подбираем необходимые насосы для двух вариантов систем водоснабжения. Данные заносим в таблицу 25.23.

Таблица 25.23

Марки и характеристики насосов насосной станции второго подъема

Вариант	Тип насоса	Марка и характеристики насоса					Кол-во насосов		
		Марка насоса	Расход Q , л/с	Напор H , м	К-во оборотов N , об/мин	Мощность N , кВт	Рабочих	Резервных	Всего
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
А	I ступ.	Д800-57	171,5	54,42	1450	159	1	1	2
	II ступ.	Д1250-65	283,9	57,93	1450	275	1	1	2
	Противопож	Д1250-65	399,4	57,02	1450	360	1	1	2
Б	I ступ.	Д800-57	171,5	58,14	1450	159	1	1	2
	II ступ.	Д1250-65	283,9	67,32	1450	275	1	1	2
	Противопож	Д1600-90	399,4	75,42	1450	360	1	1	2

Плановая схема расположения насосов на НСП представлена на рис. 25.30.

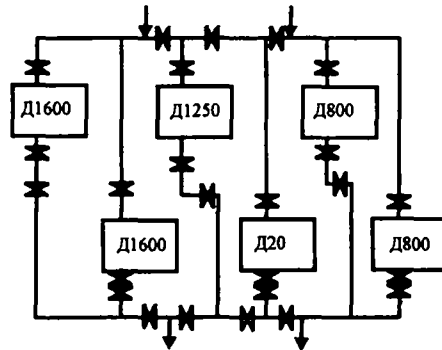


Рис. 25.30. Схема расположения насосов на насосной станции второго подъема

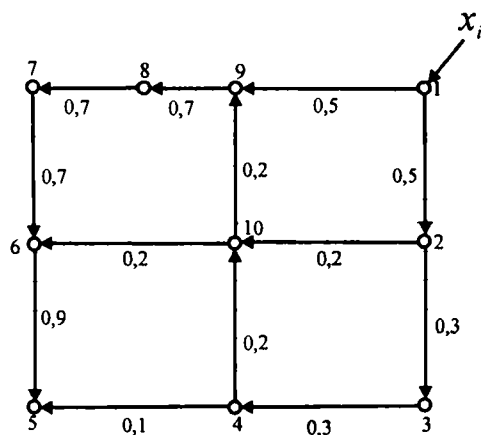
Для варианта (А) в связи с однотипностью насосов для второй ступени и для пожаротушения на 2 рабочих насоса можно предусмотреть один резервный, что уменьшит количество насосов на насосной станции до 5 штук.

25.12. ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИЙ ВЫБОР ОПТИМАЛЬНОГО ДИАМЕТРА ТРУБ

Экономически наиболее выгодные диаметры труб участков сети определяются на основе технико-экономических расчетов для двух расчетных режимов работы: максимальное водопотребление и максимальный транзит. При расчете определяются приведенный расход по каждому участку сети (рис. 25.31):

$$\sqrt{Q_{np}^3} = q_i \sqrt{Q_{НС} \cdot x_i}, \quad (25.57)$$

где q_i – расход по участку по потокораспределению, л/с; $Q_{НС}$ – расход подаваемый насосами второго подъема в сеть, л/с; x_i – коэффициент роли участка в расходе энергии на транспортировку воды в сеть.



Для примеров рассчитаем несколько участков сети. Полное $x_i=1$, при распределении получаем по участкам значения $x_i < 1$ в зависимости от нагруженности данного участка. По $\sqrt[3]{Q_{np}^3}$ подбираем диаметры участков используя таблицу предельных экономических расходов воды (табл. 25.24).

Рис. 25.31. Расходы воды по участкам

Таблица 25.24

Условный проход, мм	Предельные экономические расходы для чугунных труб		
	Значение $\sqrt[3]{Q_{np}^3}$ (л/с)		
	ЛА	А	В
65	До 6	905,7	905,5
80	6-12,5	5,7-11,9	5,5-11,5
100	12,5-26,6	11,9-25,2	11,5-23,9
125	26,6-52,9	25,2-50,7	23,9-49,1
150	52,9-114,6	50,7-110,3	49,1-106,7
200	114,6-276,1	110,3-268,3	106,7-250,5
250	276,1-558,3	268,3-543,5	250,5-530,1
300	558,3-998,5	543,5-976,1	530,1-953,9
350	998,5-1624,7	976,1-1591,3	953,9-1556,4
400	1624,7-2911,6	1591,3-2851,8	1556,4-2796,7

Таблица 25.25

Определение диаметров труб							
Номер уч-ка	Расходы по уч-ку I р.с. л/с		Диаметр $d_{и}, мм$	Расходы по уч-ку III р.с. л/с		Диаметр $d_{и}, мм$	Окончательно принятый диаметр, мм
	q_i	x_i		q_i	x_i		
1	2	3	4	5	6	7	8
1-9	100	0,5	350	171,8	0,5	400	400
1-2	163	0,5	400	100	0,5	350	400
2-10	50,7	0,2	250	41	0,2	250	250
2-3	80	0,3	300	40,3	0,3	250	300

$$Q_{нс} = 283,9 \text{ л/с}$$

Сверяем полученные результаты с таблицей 25.17 (стр. 222) и видим одинаковый результат, что свидетельствует о правильности проведенного расчета. Принятый диаметр проверяют на пропуск пожарного расхода. При этом скорость в трубе не должна превысить 2-2,5 м/с.

25.13. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАНЦИИ ОЧИСТКИ ПИТЬЕВОЙ ВОДЫ КОНТЕЙНЕРНОГО ТИПА

Исходные данные:

- а) полезная производительность станции – $Q_n = 2000 \text{ м}^3/\text{сут}$;
- б) полная производительность станции – $Q_p = 2300 \text{ м}^3/\text{сут}$;
- в) время работы станции – 24 часа в сутки;
- г) водоснабжение принято I категории.

Расчетные часовые и секундные расходы составят:

$$Q_p = 2300 \text{ м}^3/\text{сут} = 95,8 \text{ м}^3/\text{ч} = 26,6 \text{ л/с} = 0,027 \text{ м}^3/\text{с}$$

Технологическая схема очистки воды, принятая на основании анализа качества исходной воды, следующая:

- фильтрование через сетчатые напорные фильтры;
- обработка воды озоном (первичное);
- смешение обрабатываемой воды с реагентами (ПАА или ПАА+К);
- контактное фильтрование воды через двухсекционные фильтры с плавающей и тяжелой загрузкой и с периодическим вводом ПАУ в толщу плавающей загрузки;
- обеззараживание воды раствором гипохлорита натрия;
- хранение очищенной воды в РЧВ;
- обработка промывной воды.

Узлы и основные блоки станции: (рис. 25.32)

- блок сетчатых фильтров;
- узел производства озона;
- узел реагентного хозяйства;
- узел приготвления и подачи порошкового активированного угля;
- блок очистных сооружений: смесители, двухсекционные фильтры (пенополистирольные фильтры с пенопласто-волоконистой плавающей загрузкой и фильтры с кварцевой загрузкой), РЧВ, сооружения для обработки промывной воды;
- блок вспомогательных помещений: лаборатория, административный корпус и служебные помещения, мастерские, склады;
- НС-I и водозаборные сооружения;
- НС-II;
- хлораторная.

Технические параметры работы двухсекционного двухкамерного фильтра

Префильтр с комбинированной волокнисто-пенопластовой загрузкой

$$V_{нф.н} = 5,0 \text{ м}^3/\text{ч}; V_{нф.ф.} = 6,0 \text{ м}^3/\text{ч}; q_{нр} = 18 \text{ л/с} \cdot \text{м}^2; n_{нр} = 2 \text{ (число промывок в сутки)};$$

$$\tau_{пр} = 6 \text{ мин} = 0,1 \text{ ч.}$$

Загрузка:

а) волокна со степенью

$$\text{наполнения } \phi = 0,3; \quad l_{сл} = 0,3 \text{ м}; \quad l_{вл} = 0,7 \text{ м}; \quad d_{вл} = 2,0 \text{ мм};$$

б) др. пенопласт: $d_n = 1,5\text{--}2,0 \text{ мм}; L_1 = 1,2 \text{ м};$

в) пенополистирол: $d_2 = 3,0\text{--}4,0 \text{ мм}; L_2 = 0,3 \text{ м};$

г) гравий: $d_3 = 30\text{--}40 \text{ мм}; L_3 = 0,25 \text{ м};$

$$\text{всего: } \sum L = 2,05 \text{ м}$$

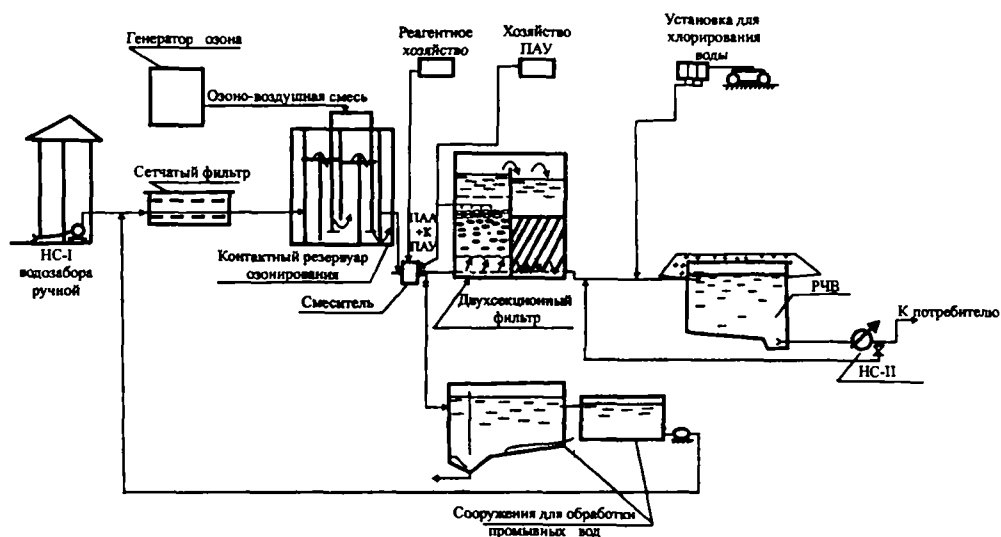


Рис. 25.32. Высотная схема сооружений

Суммарная площадь префильтров равна:

$$F_{np} = \frac{2300}{5(24 - 2 \cdot 0,1) - 3,6 \cdot 2 \cdot 0,1 \cdot 18} = 21,7 \text{ м}^2.$$

Технологические параметры работы: второй ступени фильтра с кварцевой загрузкой:

$V_{ф.н} = 7,0 \text{ м/ч}$; $V_{ф.ф} = 8,0 \text{ м/ч}$; $q_{np} = 14 \text{ л/с} \cdot \text{м}^2$; $n_{np} = 2$ (число промывок в сутки);
 $\tau_{np} = 6 \text{ мин} = 0,1 \text{ ч}$;

Загрузка:

- а) песок: $d'_1 = 0,7-1,6 \text{ мм}$; $L_1 = 1,6 \text{ м}$;
 б) гравий: $d = 40-20 \text{ мм}$; $L_2 = 0,2 \text{ м}$;
 $d = 20-10 \text{ мм}$; $L_3 = 0,1 \text{ м}$;
 $d = 10-5 \text{ мм}$; $L_4 = 0,1 \text{ м}$;
 $d = 5-2 \text{ мм}$; $L_5 = 0,1 \text{ м}$;
 $d = 2-1,2 \text{ мм}$; $L_6 = 0,1 \text{ м}$;

всего: $\sum L = 2,2 \text{ м}$

$$F_{np} = \frac{2300}{7 \cdot 24 - 3,6 \cdot 2 \cdot 0,1 \cdot 14 - 2 \cdot 0,33 \cdot 7} = 15,0 \text{ м}^2$$

Количество фильтров и префильтров (по наибольшему значению):

$$N_{н.ф} = \frac{\sqrt{21,7}}{2} = 2,32 \text{ шт.}$$

конструктивно принимаем $N_{н.ф} = N_{ф} = 4$ шт.

Размещение сооружений в контейнерах в плане и его высоте показано на рис. 25.33:

$$f_{нф} = \frac{21,7}{4} = 5,4 \text{ м}^2;$$

$$f_{ф} = \frac{15,0}{4} = 3,75 \text{ м}^2;$$

Префильтр (режим промывки):

1). Расход промывной воды, поступающей на префильтр с фильтра:

$$Q_{нв \text{ 1-го}} = f_{ф} \cdot q_{ф} = 3,8 \cdot 15 = 57,0 \text{ л/с}$$

2). Фактическая Интенсивность промывки префильтра:

$$q_{нф} = \frac{57,0}{5,2} = 11,0 \text{ л/с} \cdot \text{м}^2 \text{ (принято по предварительным расчетам: } 12,0 \text{ л/с} \cdot \text{м}^2 \text{).}$$

3). Определяем диаметр коллектора подачи промывной воды:

$$D_{к} = (4 \cdot W_{нр} / \pi \cdot v_{к} \cdot t_{нр})^{1/2} = \sqrt{\frac{4 \cdot \left(\frac{15 \cdot 3,8 \cdot 6 \cdot 60}{1000} \right)}{3,14 \cdot 1,8 \cdot 6 \cdot 60}} = 0,2 \text{ м};$$

$$d_{отв} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,057}{3,14 \cdot 2 \cdot 1,6}} = 0,15 \text{ м} - \text{диаметр ответвлений нижней системы промывной воды};$$

$$D_{к \text{ пр. отв.}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,114}{3,14 \cdot 1,7}} = 300 \text{ мм} - \text{диаметр отвода промывной воды.}$$

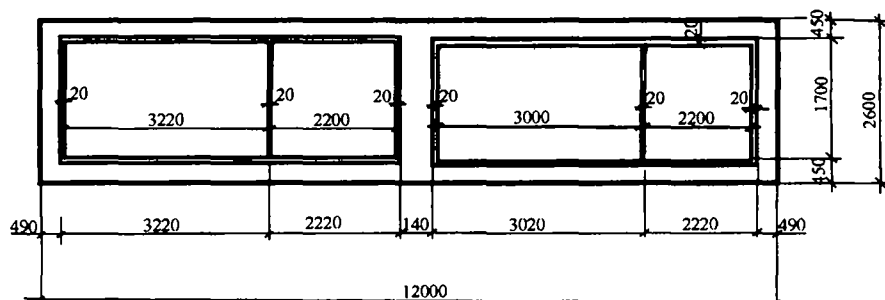
4). Общая высота корпуса префильтра равна:

$$H_{нф} = h_0 + D_{к} + h_3(1+e) + h_{ав} + h_{кол}$$

$$H_{нф} = 1,66 + 0,2 + 1,8(1+0,3) + 0,2 + 0,1 = 4,5 \text{ м}$$

Объема воды, накопленного в надфильтровом пространстве, хватает на первые 2,4 минуты.

Принят контейнерный вариант размещения сооружений и оборудования с высотой до 4,5 м и размерами одного контейнера в плане: 12,0х2,6 м.



Для размещения 4-х двухкамерных фильтров необходимо 2 контейнера

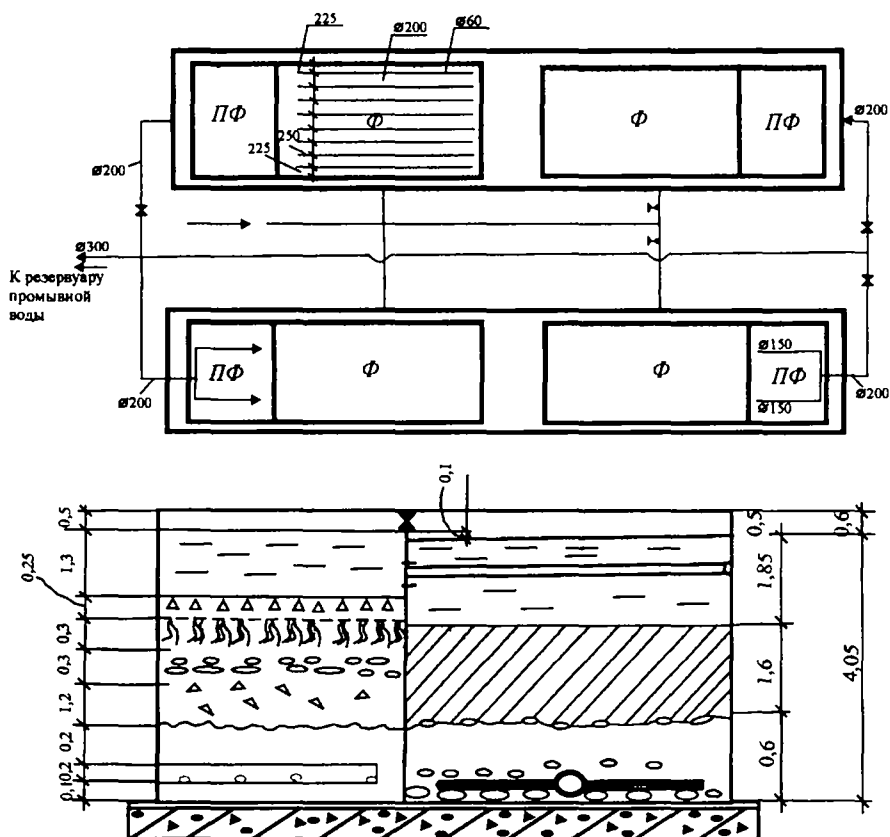


Рис. 25.33. Фрагменты компоновки основных сооружений в контейнерах

5). Площадь отверстий коллектора промывной воды:

$$\sum \omega_0 = q_{np} \cdot f_{np} \cdot 10^{-3} / [\mu_0 \cdot (2g \cdot H_1)^{1/2}] = \frac{11,0 \cdot 5,2 \cdot 10^{-3}}{0,62 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 3,5}} = \frac{57,2 \cdot 10^{-3}}{5,14} = 0,01 \text{ м}^2$$

Фильтр (режим промывки) – II секция двухкамерного фильтра:

$$Q_{np.\phi} = 3,8 \text{ м}^2 \cdot 15 \text{ л/с} \cdot \text{м}^2 = 57 \text{ л/с} = 20,52 \text{ м}^3/\text{ч} = 0,057 \text{ м}^3/\text{с}$$

1). Трубопровод, подающий промывную воду на фильтры (с учетом 2-х одновременных промывок):

$$D_1 = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,114}{3,14 \cdot 1,0}} = 0,37; \text{ принимаем } D_1 = 400 \text{ мм}, v = 1,0 \text{ м/с}$$

2). Подводящий коллектор:

$$D_2 = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,057}{3,14 \cdot 1,2}} = 0,25; \text{ принимаем } D_2 = 250 \text{ мм}, v = 1,2 \text{ м/с}$$

3). Распределительный трубопровод:

$$D_3 = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,057}{3,14 \cdot 1,6}} = 0,20; \text{ принимаем } D_3 = 200 \text{ мм}, v = 1,6 \text{ м/с}$$

4). Ответвления $n=12$ шт:

$$D_4 = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,057}{3,14 \cdot 1,6 \cdot 12}} = 0,06; \text{ принимаем } D_4 = 60 \text{ мм}, v = 1,6 \text{ м/с}$$

Резервуары чистой воды

Емкость РЧВ рассчитана с учетом постоянной подачи воды 2000 м³/сут потребителю и включает в себя:

1. Объем воды на три промывки в сутки:

$$W_{np} = W_n \cdot 3 = 20,5 \cdot 3 = 61,5 \text{ м}^3$$

2. Объем воды, необходимый для контакта с хлором, принимаем 30 минут:

$$Q_{cl} = 2300 \text{ м}^3/\text{сут} = 95,8 \text{ м}^3/\text{ч}, W_k = 47,9 \text{ м}^3 \text{ за 30 минут}$$

3. Объем воды на наружное пожаротушение, принимаем 1 пожар, $t = 3$ часа,

$$q_n = 15 \text{ л/с} (54 \text{ м}^3/\text{ч})$$

$$W_{пож} = 3 \cdot 54 = 162 \text{ м}^3;$$

$$\text{Тогда } W_{рез} = 61,5 + 47,9 + 162 = 271,4 \text{ м}^3$$

Принимаем:

2 резервуара круглых в плане каждый $W = 135,7 = 136 \text{ м}^3, D = 7,0 \text{ м}, H = 3,5 \text{ м};$

3 резервуара $W_{1-го} = 90,5 \text{ м}^3, D = 6,0 \text{ м}, H = 3,2 \text{ м};$

4 резервуара $W_{1-го} = 67,8 \text{ м}^3, D = 5,0 \text{ м}, H = 3,45 \text{ м}.$

Насосная станция второго подъема

1. Подача воды потребителю:

$$Q = 2000 \text{ м}^3/\text{сут} = 83,3 \text{ м}^3/\text{час}$$

Насосы: 2 рабочих + 1 резервный: 3К-6а, $Q = 27,7-56 (41,7)$, $H = 46-33,5 (30)$.

2. Подача воды на промывку:

$$Q_{пр} = 15 \text{ л/с} \cdot \text{м}^2 \cdot 3,8 \text{ м}^2 = 57 \text{ л/с} = 205,2 \text{ м}^3/\text{ч}$$

Насосы: 1 рабочий + 1 резервный: 8К-18а, $Q 200-300 (205,2)$, $H=17,5-13 (17)$.

3. Подкачка воды на собственные нужды и пожарный расход (10%):

$$Q=95,8 \text{ м}^3/\text{ч} \cdot 0,1 = 9,58 \text{ м}^3/\text{ч}$$

Насосы: 1 рабочий + 1 резервный: 2К-6 или ВК4/24,

$$Q=10-30 (10), H=35-24(50) \text{ или } Q=5-15 (10), H=20-70 (50).$$

Для равномерного сбора и отвода промывной воды из кварцевых фильтров предусматривается система трубопроводов с отверстиями.

Расчет блока озонирования:

$$Q_{\text{с}} = 2300 \text{ м}^3/\text{сут} = 95,8 \text{ м}^3/\text{ч}$$

$D_{\text{оз}} = 3,0 \text{ мг/л (г/м}^3\text{)}$ – доза озона;

$C_{\text{оз}} = 10-15 \text{ мг/л}$ – концентрация озона вводимой смеси;

$t_{\text{к}} = 15 \text{ минут}$ – продолжительность контакта озono-воздушной смеси с водой;

$K_{\text{исп}} = 95\%$ – коэффициент использования озона;

Суточный расход озона:

$$G_{\text{оз}} = D \cdot Q_{\text{с}} / K_{\text{исп}} = \frac{3,0 \cdot 95,8}{0,95} = 302,5 \text{ г/ч} = 7260 \text{ г/сут} = 7,26 \text{ кг/сут.}$$

Площадь контактной камеры для первичного озонирования при ее высоте

$H_{\text{кк}} = 4,0 \text{ м}$ составит:

$$F_{\text{к}} = Q_{\text{с}} \cdot t_{\text{к}} / n \cdot H = \frac{95,8 \cdot \frac{15}{60}}{2 \cdot 4,0} = 2,99 = 3,0 \text{ м}^2$$

Принимаем габариты резервуара первичного озонирования:

ширину – 1,5 м; длину – 2,0 м; высоту – 4,0 м.

Основные элементы станций рассчитываются и принимаются в соответствии с указаниями приведенными в томе 2, главы 12-14 настоящего пособия.

25.14. РАСЧЕТ И ПОДБОР ВАКУУМ-ФИЛЬТРА И ОСАДИТЕЛЬНОЙ ЦЕНТРИФУГИ

Пример расчета центрифуги

Определить часовую производительность (по питанию) автоматической осадительной центрифуги АОГ-800 при работе ее на водной суспензии гидрата окиси магния. Плотность частиц $\rho = 2525 \text{ кг/м}^3$. Температура суспензии 30°C . Наименьший диаметр частиц 3 мкм. Характеристика центрифуги: диаметр барабана 800 мм; длина барабана 400 мм; диаметр борта 570 мм; частота вращения 1200 об/мин. Цикл работы центрифуги составляет 20 мин; из них 18 мин - подача суспензии, 2 мин - разгрузка осадка.

Решение. Производительность определяем по формуле

$$V_q = 25,3 \eta L n^2 R_o^2 \omega_{oc} k. \quad (25.58)$$

Скорость осаждения частиц находим по формуле Стокса:

$$\omega_{oc} = d^2(\rho - \rho_c)g : (18\mu_c) = 3^2(2525 - 1000)9,81 : (10^{12} \cdot 18 \cdot 0,8 \cdot 10^{-3}) = 0,935 \cdot 10^{-5} \text{ м/с.}$$

Динамический коэффициент вязкости воды при 30°C :

$$\mu_c = 0,8 \cdot 10^{-3} \text{ Па}\cdot\text{с} \quad (28.59)$$

Определяем скорость осаждения под воздействием центробежной силы:

$$\omega = \omega_{oc} (R_o \cdot n^2 / 900) = 0,935 \cdot 10^{-5} (0,285 \cdot 1200^2 / 900) = 4,26 \cdot 10^{-3} \text{ м/с.}$$

Проверяем режим осаждения:

$$Re = \omega \cdot d \cdot \rho_c / \mu_c = 4,26 \cdot 10^{-3} \cdot 3 \cdot 10^{-6} \cdot 10^3 / (0,8 \cdot 10^{-3}) = 1,6 \cdot 10^{-2},$$

т.е. режим ламинарный.

Далее находим: $k = 18/20 = 0,9$.

Производительность центрифуги, принимая $\eta = 0,45$ равна:

$$V_q = 25,3 \cdot 0,45 \cdot 0,4 \cdot 1200^2 \cdot 0,285^2 \cdot 0,935 \cdot 10^{-5} \cdot 0,9 = 4,46 \text{ м}^3/\text{ч.}$$

Основные технологические параметры работы центрифуг и ленточных пресс-фильтров представлены в табл. 25.26.

Характеристики центрифуг и ленточных пресс-фильтров

№ п/п	Характеристики	Ед. изм.	Центрифуги	Ленточные пресс-фильтры фирмы «Бельмер»
1	Степень обезвоживания осадков	% подс.	20-25	25-30
2	Содержание в/в в фильтрате	мг/л	1000	1000
3	Степень разделения жидкой и твердой фаз	%	98	98
4	Расход флокулянта	кг/1тн сух.	4-6	4-6
5	Потребление эл/энергии	кВт/час на 1тн сух.	60-100	40-60
6	Степень задержания тяжелых Ме с осадками	%	70	90
7	Срок службы до 1-го кап.ремонта	год	3-4	8-10
8	Требования к содержанию песка в осадке	%	не более 1	не регламентируется
9	Межремонтный пробег	мес.	3-4	12
10	Требования к содержанию жиров и нефтепродуктов в осадках		отсутств.	допускается до величин, не отражающихся на работе сит
11	Внешний вид осадка		тестообразная масса, налипает на стенки контейнеров	чешуйчатая структура, не налипает на стенки контейнеров
12	Стоимость машины производительностью 30 м ³ /час	DM	400000	260000

Пример расчета барабанного вакуум-фильтра

Рассчитать требуемую поверхность барабанного вакуум-фильтра с наружной фильтрующей поверхностью на производительность по фильтрату 6 м³/ч (0,00167 м³/с). Подобрать стандартный фильтр и определить необходимое число фильтров.

Исходные данные для расчета: перепад давления при фильтровании и промывке $\Delta p = 6,8 \cdot 10^4$ Па; температура фильтрования 20°C; высота слоя осадка на фильтре $h_{oc} = 10$ мм; влажность осадка $\omega_{oc} = 61\%$ (масс.); удельное массовое сопротивление осадка $r_a = 7,86 \cdot 10^{10}$ м/кг; сопротивление фильтровальной перегородки $R_{\phi n} = 4,1 \cdot 10^9$ м¹; плотность твердой фазы $\rho_T = 1740$ кг/м³; жидкая фаза суспензии и промывная жидкость - вода; массовая концентрация твердой фазы в суспензии $x_{cm} = 14\%$ (масс.); удельный расход воды при промывке (которая проводится при температуре 53°C), $U_{пр.ж} = 1 \cdot 10^{-3}$ м³/кг; продолжительность окончательной сушки осадка $\tau_{с2}$ не менее 20 с.

По справочным данным определяем недостающие для расчета физико-химические величины: вязкость воды при 20°C $\mu = 1,005 \cdot 10^{-3}$ Па·с, при 53°C $\mu_{пр} = 0,53 \cdot 10^{-3}$ Па·с; плотность воды принимаем $\rho_{ж} = 1000$ кг/м³.

Рассчитаем вспомогательные величины по формулам, приведенным в том 2, п. 17.5:

$$\rho_{\infty} = \frac{1740 \cdot 1000}{1000 + (1740 - 1000) \cdot 0,61} = 1200 \text{ кг/м}^3.$$

По формуле

$$x_0 = \frac{0,14 \cdot 1000}{1200 - [1 - (0,61 + 0,14)]} = 0,467.$$

По формуле

$$x_0 = \frac{0,14 \cdot 1000(1 - 0,61)}{1 - (0,61 + 0,14)} = 218 \text{ кг/м}^3.$$

Находим продолжительность фильтрования:

$$\tau_{\phi} = \frac{1,005 \cdot 10^{-3} \cdot 218 \cdot 7,86 \cdot 10^{10}}{2 \cdot 6,8 \cdot 10^4} \cdot \frac{0,01^2}{0,467^2} + \frac{1,005 \cdot 10^{-3} \cdot 4,1 \cdot 10^9}{6,8 \cdot 10^4} \cdot \frac{0,01}{0,467} = 59,4 \text{ с.}$$

Продолжительность промывки при $k=1,1$ равна:

$$\begin{aligned} \tau_{np} = 1,1 \cdot \frac{1 \cdot 10^{-3} \cdot 1200 \cdot 7,86 \cdot 10^{10} \cdot 218 \cdot 0,53 \cdot 10^{-3} \cdot 0,01}{6,8 \cdot 10^4 \cdot 0,467} \times \\ \times \left(0,01 + 0,467 \cdot \frac{4,1 \cdot 10^9}{7,86 \cdot 10^{10} \cdot 218} \right) = 38,2 \text{ с.} \end{aligned}$$

Для определения частоты вращения барабана по уравнению (т.2) предварительно зададимся значениями углов, ориентируясь на наиболее типичные значения (том 2, п. 17.5):

$$\varphi_{c1} = 59,5^\circ\text{C}; \varphi_0 = 20^\circ\text{C}; \varphi_p = 20^\circ\text{C}; \varphi_{m1} = 2^\circ\text{C}; \varphi_{m2} = 5^\circ\text{C}; \varphi_{m4} = 5^\circ\text{C}.$$

Тогда

$$n = 360 - (59,5 + 20 + 20 + 2 + 5 + 13,5 + 5) / [360(59,4 + 38,2 + 20)] = 0,00555 \text{ с}^{-1}.$$

Продолжительность полного цикла работы фильтра равна:

$$\tau_{ц} = 1 / 0,00555 = 180 \text{ с.}$$

Удельный объем фильтрата будет равен:

$$v_{\text{ср.уд}} = 0,01 / 0,467 = 0,0214 \text{ м}^3/\text{м}^2.$$

Общая поверхность фильтрата равна:

$$F_{об} = 0,00167 \cdot 180 / (0,0214 \cdot 0,8) = 17,5 \text{ м}^2.$$

Эту поверхность может обеспечить один фильтр Б020-2,6У, имеющий $F_{об} = 20 \text{ м}^2$. Проверим пригодность выбранного фильтра. Он имеет следующие значения углов:

$$\varphi_{\phi} = 132^\circ; (\varphi_{np} + \varphi_{c2}) = 103^\circ.$$

Рассчитаем n_1 и n_2 (том 2, п. 17.5):

$$n_1 = 132 / (360 \cdot 59,4) = 0,00617 \text{ с}^{-1};$$

$$n_2 = 103 / [360(38,2 + 20)] = 0,00492 \text{ с}^{-1}.$$

Так как $n_2 < n_1$, окончательно принимаем частоту вращения барабана:

$$n = n_2 = 0,00492 \text{ с}^{-1}.$$

Эта частота соответствует допустимому диапазону частот (0,00217–0,0333 с^{-1}).

Угол, необходимый для фильтрования, можно определить, зная продолжительность фильтрования и частоту:

$$\Delta\varphi_\phi = \varphi_\phi - \varphi'_\phi = 135 - 105,2 = 26,8.$$

Этого можно добиться, например, увеличив на то же значение угол $\varphi_{м4}$.

Продолжительность полного цикла:

$$\tau_{ц} = 1/n = 1 / 0,00492 = 203 \text{ с}.$$

Производительность фильтра найдем из формулы:

$$V_{об} = v_{\phi, \psi} \cdot F_{об} \cdot K_n / \tau_{ц} = 0,0214 \cdot 20 \cdot 0,8 / 203 = 0,00169 \text{ м}^3/\text{с},$$

что соответствует заданной производительности (0,00167 $\text{м}^3/\text{с}$).

Таблица 25.27

Основные параметры дисковых вакуум-фильтров

Фильтр	$F_{об}, \text{м}^2$	z_d	$d, \text{мм}$	$N, \text{с}^{-1}$	Распределение углов зон (в градусах)		
					φ_n	$\varphi_{\phi n}$	$\varphi_{сн}$
Д9-1,8У	9	2	1800	0,0025-0,015	160	117	139
Д9-1,8К							
Д18-1,8У	18	4	1800	(0,0017-0,02)			
Д18-1,8К							
Д27-1,8У	27	6	1800				
Д27-1,8К							
Д34-2,5	34	4	2500	0,0017-0,01	166	120	137
Д34-2,5К				(0,0017-0,02)			
Д51-2,5У	51	6					
Д51-2,5К							
Д68-2,5У	68	8					
Д68-2,5К							
Д100-2,5У	102	12	2500				

Примечание. $F_{об}$ - поверхность фильтра; z_d - число дисков; d - диаметр диска; n - частота вращения; φ_n - угол погружения в суспензию; $\varphi_{\phi n}$ - угол фильтрования; $\varphi_{сн}$ - угол сушки. 2. Число секторов $z_c = 12$. Угол съема осадка $\varphi_0 = 35^\circ$. Угол регенерации $\varphi_p = 35^\circ$.

Таблица 25.28

Основные параметры ленточных вакуум-фильтров

Фильтр	$F_{об}, \text{м}^2$	$b, \text{мм}$	$l, \text{мм}$	$v, \text{м/с}$	$N, \text{кВт}$
Л1-0,5У	1,0	500	2000	0,013-0,08	2,8
Л1-0,5К					
Л1,6-0,5У	1,6	500	3200	0,013-1,08	2,8
Л1,6-0,5К				(0,01-0,13)	

25.15. СООТНОШЕНИЕ МЕЖДУ ЕДИНИЦАМИ ИЗМЕРЕНИЯ КОНЦЕНТРАЦИЙ ИНГРЕДИЕНТОВ

Обозначение концентраций	мг/л	мг/кг	%	моль/л	моль/кг	г-экв/л
C_1 , мг/л	C_1	$C_2\rho$	$10000\rho p$	$1000mM_1$	$\frac{1000\rho M_2}{1+10^{-3}mM_2}$	$1000ЭН$
C_2 , мг/кг	$\frac{C_1}{\rho}$	C_2	$10000p$	$1000m\frac{M_1}{\rho}$	$\frac{1000mM_2}{1+10^{-3}mM_2}$	$\frac{1000ЭН}{\rho}$
p , %	$\frac{C_1}{10000\rho}$	$\frac{C_2}{10000\rho}$	p	$\frac{mM_1}{10\rho}$	$\frac{mM_2}{10+10^{-3}mM_2}$	$\frac{ЭН}{10\rho}$
M_1 , моль/л	$\frac{C_1}{1000m}$	$\frac{C_2}{1000m}$	$\frac{10\rho p}{m}$	M_1	$\frac{\rho M_2}{1+10^{-3}mM_2}$	$\frac{ЭН}{m}$
M_2 , моль/кг	$\frac{C_1}{m(1000\rho-10^{-3}C_1)}$	$\frac{C_2}{m(1000\rho-10^{-3}C_2)}$	$\frac{10\rho}{m(1-10^2p)}$	$\frac{M_1}{\rho-10^{-3}mM_1}$	M_2	$\frac{ЭН}{m(\rho-10^{-3}ЭН)}$
H , г-экв/л	$\frac{C_1}{1000Э}$	$\frac{C_2\rho}{1000Э}$	$\frac{10\rho p}{Э}$	$\frac{mM_1}{Э}$	$\frac{m\rho M_2}{Э(1+10^{-3}mM_2)}$	H

Список литературы:

1. Строительные нормы и правила: СНиП 2.04.02-84. Водоснабжение. Наружные сети и сооружения. - Введ. 01.01.85. М.: Стройиздат, 1985. - 136 с.
2. Санитарные правила и нормы: СанПиН 2.1.4.1074-01. Питьевая вода. Гигиенические требования к качеству воды централизованных систем питьевого водоснабжения. Контроль качества. - М.: Госкомсанэпиднадзор России, 1996. - 112 с.
3. Рекомендации по инженерному оборудованию сельских населенных пунктов. Часть 2. Водоснабжение/ ЦНИИЭП инженерного оборудования. - М.: Стройиздат, 1984. - 80с.
4. Строительные нормы и правила: СНиП 2.04.01-85. Внутренний водопровод и канализация зданий. - Введ. 01.07.86. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. - 56 с.
5. Укрупненные нормы водопотребления и водоотведения для различных отраслей промышленности/ СЭВ, ВНИИ ВОДГЕО - М.: Стройиздат, 1978. - 528 с.
6. Водоснабжение населенных мест и промышленных предприятий: Справочник проектировщика / Под ред. И.А. Назарова - М.: Стройиздат, 1976. -248 с.
7. ГОСТ 21.604-82. Система проектной документации для строительства. Водоснабжение и канализация. Наружные сети. Рабочие чертежи. - Введ.28.07.82. - М.: Издательство стандартов, 1982. - 6 с.
8. ГОСТ 21.601-79. Система проектной документации для строительства. Водопровод и канализация. Рабочие чертежи. - Введ. 31.07.79. - М.: Издательство стандартов, 1979. - 14 с.
9. Николадзе Г.И., Сомов М.А. Водоснабжение.- М.: Стройиздат, 1995. - 688 с.
10. Белан А.Е., Хоружий П.Д. Проектирование и расчет устройств водоснабжения. – Киев: Будівельник, 1981.- 312 с.
11. Зацепин В.Н. Курсовое и дипломное проектирование водопроводных и канализационных сетей и сооружений: Учеб. пособие для техникумов. - Л.: Стройиздат, 1973.- 215 с..
12. Общесоюзные нормы технологического проектирования предприятий крупного рогатого скота: ОНТП-1-77. - М.: Минсельхоз СССР, 1977. - 68 с.
13. Общесоюзные нормы технологического проектирования свиноводческих предприятий: ОНТП-2-77. - М.: Минсельхоз СССР, 1977. - 92 с.
14. Шевелев Ф.А., Шевелев А.Ф. Таблицы для гидравлического расчета водопроводных труб: Справ. пособие. - М.: Стройиздат, 1995. - 176 с.
15. Мельцер А.Н. Справочное пособие по санитарной технике. - Минск: Вышэйша школа, 1977. -256 с.
16. ГОСТ 5525-88. Части соединительные чугунные, изготовленные литьем в песчаные формы для трубопроводов. Технические условия. - Введ.01.01.90. - М.: Изд-во стандартов, 1988. – 58 с.
17. Тугай А.М., Терновцев В.Е. Водоснабжение. Курсовое проектирование: Учеб. пособие для вузов. – Киев: Вища школа, 1980.- 208 с.
18. Абрамов Н.Н. Водоснабжение.- М.: Стройиздат,1979. –371 с.
19. Карамбиров Н.А. Сельскохозяйственное водоснабжение. - М.: Колос, 1978. - 445 с.
20. Оводов В.С. Сельскохозяйственное водоснабжение и обводнение. - М.: Колос, 1984. - 480 с.
21. Бублик А.И., Тужилкин А.М., Хазанов М.Е. Наружная водопроводная сеть населенного объекта. - Тула: ТПИ, 1981.-96 с.
22. Журба М.Г. Пенополистирольные фильтры. - М.: Стройиздат, 1992, - 175 с.
23. Абрамов Н.Н. Теория и методика расчета систем подачи и распределения воды.- М.: Стройиздат, 1972. – 286 с.
24. Расчет водопроводных сетей: Учеб.пособие для вузов/ Н.Н. Абрамов, М.М. Пospelова, М.А.Сомов и др. – 4-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1983.- 278 с.
25. Рекомендации по инженерному оборудованию сельских населенных пунктов. Ч. 2. Водоснабжение/ ЦНИИЭП инженерного оборудования. - М.: Стройиздат, 1984. - 80с.
26. Водоснабжение. Проектирование систем и сооружений (под ред. Журбы М.Г.), 1-ое издание в 3-х томах – М.; 2001 г. – 790 с.
27. Журба Ж.М. Разработка водоочистных фильтров с пенопласто-волоконистой загрузкой. Автореферат канд. Дисс.: С.-Петербург, ГУПС, 1994, 26 с.
28. Журба М.Г. Сельскохозяйственное водоснабжение. – Кишинев: *Universitas*, 1991. – 284 с.

29. Супрун А.Н., Найдено В.В. Вычислительная математика для инженеров-экологов: Методическое пособие. - М.: Изд-во АСВ, 1996.- 391 с.
30. Шевелев Ф.А., Шевелев А.Ф. Таблицы для гидравлического расчета водопроводных труб: Справ. пособие. - 7-е изд., перераб. и доп. - М.: Стройиздат, 1995.- 176 с.
31. Карелин В.Я., Минаев А.В. Насосы и насосные станции: Учеб. для вузов.- 2-е изд., перераб. и доп. - М.: Стройиздат, 1986.- 320 с.
32. Насосные станции. Курсовое проектирование/ Э.В. Залуцкий, А.И. Петрухно. - К.: Вища школа, 1987.- 167 с.
33. Справочник монтажника. Монтаж систем внешнего водоснабжения и канализации/ Под ред. А.К. Перешивкина. - М.: Стройиздат, 1979.- 460 с.
34. Санитарные правила и нормы: СанПиН 2.1.4.027-95. Питьевая вода и водоснабжение населенных мест. Зоны санитарной охраны источников водоснабжения и водопроводов хозяйственно-питьевого назначения. - М.: Госкомсанэпиднадзор России, 1995. - 28 с.
35. Курганов А.М., Федоров Н.Ф. Справочник по гидравлическим расчетам систем водоснабжения и канализации - М.: Стройиздат, 1978. - 424 с.
36. Справочник монтажника. Монтаж внешнего водоснабжения и канализации. Под ред. А.К. Перешивкина - М.: Стройиздат, 1979. - 460 с.
37. Положение о водоохраных зонах водных объектов и их прибрежных защитных полосах. - 23.11.96 №104.
38. Инженерное оборудование зданий и сооружений: Энциклопедия/ Гл. ред. С. В. Яковлев. - М.: Стройиздат, 1994. - 512 с.
39. Пособие по проектированию автоматизации и диспетчеризации систем водоснабжения (к СНиП 2.04.02-84). М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985.- 59 с.
40. Правила технической эксплуатации систем и сооружений коммунального водоснабжения и канализации. М.: Госстрой РФ, 2000. - 123 с.
41. Гинзбург Я.Н., Чебанов В.Б. Система оптимального управления насосными станциями подкачки // Автоматизация и управление процессами очистки и транспорта воды. М., 1988 (Труды ВНИИ ВОДГЕО).
42. Лезнов Б.С. Экономия электроэнергии в насосных установках. М.: Энергоатомиздат, 1991. - 144 с.
43. Лезнов Б.С., Лезнов С.И. Справочник молодого машиниста насосных станций. - М.: Агропромиздат, 1985. - 208 с.
44. Смирнов Д.Н., Дмитриев А.С. Автоматическое дозирование реагентов при обработке сточных вод и водоподготовке. М.: Стройиздат, 1965. - 223 с.
45. Справочник. Эксплуатация систем водоснабжения, канализации и газоснабжения (под ред. Дмитриева В.Д., Мишукова Б.Г.), Ленинград, Стройиздат, 1988 г.
46. Хоружий П.Д., Ткачук А.А., Батрак П.И. Эксплуатация систем водоснабжения и канализации. Киев - «Будівельник», 1993. - 232 с.
47. Справочник. Водоснабжение и водоотведение. Наружные сети и сооружения (под ред. Б.Н. Репина). - М.: Высшая школа, 1995. - 432 с.

