

Федеральное государственное автономное
образовательное учреждение высшего образования
«СИБИРСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Инженерно-строительный
институт
«Инженерные системы зданий и сооружений»
кафедра

УТВЕРЖДАЮ:
Заведующий кафедрой

_____ Матюшенко А.И.
подпись инициалы, фамилия
« ____ » _____ 2019 г.

БАКАЛАВРСКАЯ РАБОТА

08.03.01 «Строительство»
код – наименование специальности

Водоснабжение города и промышленных предприятий из поверхностного
источника
тема

Пояснительная записка

Руководитель	_____ <u>доцент, к.т.н.</u> подпись, дата должность, ученая степень	<u>Т.Я. Пазенко</u> инициалы, фамилия
Выпускник	_____ подпись, дата	<u>М.А. Никитин</u> инициалы, фамилия
Нормоконтроль	_____ подпись, дата	<u>Т.Я. Пазенко</u> инициалы, фамилия

Красноярск 2019

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	3
1 Определение расчетных расходов воды. Гидравлический расчет водопроводной сети.....	4
1.1 Определение расчетных расходов воды.....	5
1.2 Режим водопотребления в течение суток.....	9
1.3 Гидравлический расчет водопроводной сети.....	13
2 Расчет и проектирование водозабора.....	28
2.1 Гидравлический расчет водозабора.....	28
2.2 Расчет площади водоприемных отверстий, оборудованных решетками...	28
2.3 Расчет плоских сеток.....	30
3 Расчет и проектирование насосных станций.....	31
3.1 Насосная станция I подъема.....	31
3.2 Насосная станция II подъема.....	32
4 Расчет и проектирование станции водоподготовки	35
4.1 Расчет технологических параметров сооружений.....	36
4.1.1 Определение размеров растворных и расходных баков для коагулянта.....	38
4.1.2 Расчет воздуходувок и воздуховодов.....	39
4.1.3 Склады реагентов.....	42
4.2 Дозирование растворов реагентов.....	42
4.3 Камерно-лучевой распределитель.....	44
4.4 Расчет вертикального смесителя.....	46
4.5 Расчет осветлителей со взвешенным осадком.....	50
4.6 Расчет скорых безнапорных фильтров с кварцевой загрузкой.....	57
4.6.1 Подбор состава загрузки.....	58
4.6.2 Расчет распределительной системы фильтра.....	58

4.6.3 Расчет устройств для сбора и отвода воды при промывке фильтра.....	60
4.6.4 Расчет сборного канала.....	61
4.6.5 Определение потерь напора при промывки фильтра.....	62
4.7 Расчет установки для дозирования товарного гипохлорита натрия.....	65
5 Оценка воздействия систем водоснабжения из поверхностного источника на окружающую природную среду.....	66
5.1 Характеристика проектируемого объекта.....	66
5.2. Характеристика источника водоснабжения.....	66
5.3 Технологическая схема водоподготовки.....	71
5.4 Количественная оценка антропогенного воздействия.....	71
5.5 Оценка гидравлической нагрузке на водный объект водозабором.....	72
5.6 Оценка воздействия на атмосферный воздух.....	72
5.7 Расчет валовых выбросов загрязняющих веществ.....	73
5.8 Расчет максимальной приземной концентрации.....	73
5.9 Расстояние, на котором устанавливается максимальная приземная концентрация.....	76
5.10 Расчет концентрации загрязнении на границе санитарно- защитной зоны.....	77
5.11 Количество жидких отходов.....	78
5.12 Расчет количества твердых отходов.....	79
5.13 Проектирование зон санитарной охраны.....	82
5.14 Система рыбозащиты.....	85
ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....	86
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ.....	87

ВВЕДЕНИЕ

Среди проблем глобального масштаба в настоящее время особенно важной является обеспечение населения планеты полноценной и доброкачественной питьевой водой. Этой задаче серьезное внимание уделяют ООН и входящие в ее состав организации: ЮНЕСКО, Всемирная организация здравоохранения (ВОЗ), Всемирная метеорологическая организация (ФАО) и др.

В целом для России проблема стабильного водоснабжения стала весьма актуальной и требует реализации комплекса нормативных, экономических и водохозяйственных мер межотраслевого уровня, обеспечивающих минимизацию сбора неочищенных сточных вод, защиту водоисточников от антропогенного загрязнения, улучшение качества питьевой воды.

В настоящее время в Российской Федерации централизованные системы водоснабжения имеют более тысячи городов (99 % от общего количества городов) и около 2000 поселков городского типа (81 %). Источником централизованного водоснабжения служат поверхностные воды, доля которых в объеме водозабора составляет 68 %, и подземные воды – 32 %.

Поверхностные источники страны сильно загрязнены, а действующие сооружения водоподготовки практически не способны обеспечить удаление загрязнений антропогенного происхождения: фенолов, нефтепродуктов, СПАВ, пестицидов, ионов тяжелых металлов, веществ, оказывающих мутагенные действия, а также влияющих на гонады и эмбриогенез. По официальным данным до 30 % заболеваний населения инициировано низким качеством питьевой воды.

В указе Президента Российской Федерации «О государственной стратегии Российской Федерации по охране окружающей среды и обеспечению устойчивого развития» за № 236 от 4 февраля 1994 г. предусматривается охрана среды обитания человека и, в частности, обеспечение населения качественной питьевой водой.

В настоящее время в России внедрение многих технологических приемов требует либо частичной, либо полной реконструкции существующих станций водоочистки, что связано с огромными капитальными затратами.

Наиболее простым и надежным способом модернизации технологического процесса водоочистки является повышение эффективной и надежной работы очистных сооружений при использовании современных реагентов и материалов.

1 Определение расчетных расходов воды. Гидравлический расчет водопроводной сети

1.1 Определение расчетных расходов воды

Потребители воды

Главным вопросом при проектировании систем водоснабжения является определение количества потребляемой воды и режима водопотребления.

Общее количество воды, которое должен подавать городская система водоснабжения складывается из:

- расхода воды на хозяйственно-питьевые нужды населения;
- расхода воды на хозяйственно-питьевые нужды и прием душа рабочими во время их пребывания на производстве;
- расхода воды на коммунальные нужды города (полив зеленых территорий, мойка улиц);
- расхода воды на технологические нужды предприятий;
- расхода воды на пожаротушение.

Расход воды на хозяйственно – питьевые нужды населения

Норма водоснабжения в городе зависит от степени благоустройства здания. Дома в населенном пункте оборудованы внутренним водопроводом и канализацией, централизованным горячим водоснабжением, поэтому согласно СП 31.13330.2016 норма водопотребления принята 250 л/(чел·сут).

Расчетное число жителей N , чел., находим по формуле

$$N = F_{\text{ж}} \cdot \rho = 371,25 \cdot 250 = 92813 \text{ чел.}, \quad (1.1)$$

где $F_{\text{ж}}$ – площадь жилой застройки, 371,25 га;

ρ – плотность населения, 250 чел/га.

Необходимое количество воды для водоснабжения города характеризуется суточным расходом. Суточный расход воды определяется по формуле

$$Q_{cp.cym} = \frac{q_{жс} \cdot N}{1000} = \frac{230 \cdot 92813}{1000} = 21347 \text{ м}^3/\text{сут}, \quad (1.2)$$

где $q_{жс}$ – норма водопотребления, в соответствии СП 31.13330.2012 (табл.1) в зависимости от степени уровня благоустройства жилого района;

N – расчетное число жителей в жилой застройке, чел.

С учетом нужд местной промышленности и неучтенных расходов среднесуточный расход составит:

$$Q_{cp.cym} = 1,1 \cdot 21347 = 23481,7 \text{ м}^3/\text{сут}.$$

Расчетные расходы питьевой воды в сутки наибольшего и наименьшего водопотребления определяется по формулам

$$Q_{cym.max} = K_{cym.max} \cdot Q_{cp.cym} = 1,3 \cdot 21347 = 27751,1 \text{ м}^3/\text{сут}, \quad (1.3)$$

$$Q_{cym.min} = K_{cym.min} \cdot Q_{cp.cym} = 0,9 \cdot 21347 = 19212,3 \text{ м}^3/\text{сут}, \quad (1.4)$$

где $K_{сут. max, min}$ – коэффициенты суточной неравномерности водопотребления, которые учитывают уровень жизни населения, режим работы предприятий и степень благоустройства строений, принимаются равными

$$K_{сут. max} = 1,1 \div 1,3; K_{сут. min} = 0,7 \div 0,9.$$

Расчетные часовые расходы воды $q_{ч}$, $\text{м}^3/\text{ч}$, определяются по формулам

$$q_{ч.max} = K_{ч.max} \cdot \frac{Q_{cym.max}}{24} = 1,55 \cdot \frac{27751,1}{24} = 1792,3 \text{ м}^3/\text{ч}, \quad (1.5)$$

$$q_{ч.мих} = K_{ч.мих} \cdot \frac{Q_{сут.мих}}{24} = 0,41 \cdot \frac{19212,3}{24} = 328,2 \text{ м}^3/\text{ч}, \quad (1.6)$$

где $K_{ч}$ – коэффициент часовой неравномерности, который определяется по формулам

$$K_{ч.мак} = \alpha_{мак} \cdot \beta_{мак} = 1,4 \cdot 1,108 \approx 1,55, \quad (1.7)$$

$$K_{ч.мих} = \alpha_{мих} \cdot \beta_{мих} = 0,6 \cdot 0,684 = 0,41, \quad (1.8)$$

где α – коэффициент, который учитывает уровень благоустройства зданий, режим работы предприятий и другие местные условия, принимается (СП 31.13330.2016);

$$\alpha_{мак} = 1,2 \div 1,4; \alpha_{мих} = 0,4 \div 0,6;$$

β – коэффициент, который учитывает число жителей в населенном пункте, принимается по табл. 2, СП31.13330.2012.

Расход воды на нужды промышленных предприятий

Расход воды на нужды производства определяем по формуле

$$Q_{пн} = 10\% \cdot Q_{мак} = 27751,1 \cdot 0,1 = 2775,11 \text{ м}^3/\text{сут}, \quad (1.9)$$

где $Q_{пн}$ – суточный расход воды на нужды производства промышленных предприятий, $2775,11 \text{ м}^3/\text{сут}$.

$$q_{пн} = \frac{2775,11}{24} = 115,63 \text{ м}^3/\text{час}.$$

Расходы воды на коммунальные нужды населенного пункта

Среднесуточное водопотребление на полив определяется в зависимости от покрытия территории, способа полива, вида насаждений, климатических и других местных условий (СП 31.13330.2012 п. 5.3, табл. 3).

Расход воды на полив $Q_{\text{полив}}$, м³/сут, определяем по формуле

$$Q_{\text{полив}} = \frac{50 \cdot 92813}{1000} = 4640,65 \text{ м}^3/\text{сут}, \quad (1.10)$$

где 50 л/сут на человека – расход воды на полив.

Расходы воды на пожаротушение

Расчетный расход воды на наружное пожаротушение (на пожар) и количество одновременных пожаров в населенном пункте для расчета линий сети водоснабжения принимается по СП 8.13130.2009. При застройке населенного пункта зданиями высотой более трех этажей с численностью до 100 тыс. чел. принимается количество одновременных пожаров – два с расходом воды на один пожар – 35 л/с.

Расчетный расход воды на наружное пожаротушение промышленного предприятия составит 25 л/с, что соответствует третьей степени огнестойкости промышленных зданий категории производства по пожарной опасности Г и Д с общим объемом здания до 200 тыс. м³. Количество одновременных пожаров на промышленном предприятии – один.

Расчетный расход на пожаротушение при расчетной продолжительности тушения пожара $t_{\text{пож}}=3$ часа, объем воды, требуемый на одновременное пожаротушение в городе и на промышленном предприятии определяется по формуле

$$\begin{aligned} Q_{\text{пож}} &= 3,6 \cdot t \cdot (n_{\text{н.п.}} \cdot q_{\text{н.п.}} + n_{\text{н.п.}} \cdot q_{\text{н.п.}}) = \\ &= 3,6 \cdot 3 \cdot (2 \cdot 35 + 1 \cdot 25) = 1026 \text{ м}^3 \end{aligned} \quad (1.11)$$

1.2. Режим водопотребления в течение суток

Расход питьевой воды в различное время происходит со значительными колебаниями. Поэтому для гидравлического расчета сети водоснабжения и сооружений на ней составляется график часового водопотребления в течение суток.

Результаты расчета приведены в таблице 2.

По данным таблицы 2 чертим ступенчатый график водопотребления населенного пункта и промышленного предприятия по часам суток (рисунок 1).

Таблица 2 – График водопотребления по часам суток

Часы суток	Населенный пункт		Местная промышленность	Поливка улиц, м ³ /ч	Пром. Предпр.	всего	
	% от сут расхода	м ³ /ч				м ³ /ч	% от сут. расхода
1	2	3	4	5	6	7	8
0-1	1,5	416,27	115,63	386,72	106,25	1024,87	2,72
1-2	1,5	416,27	115,63	386,72	106,25	1024,87	2,72
2-3	1,5	416,27	115,63	386,72	106,25	1024,87	2,72
3-4	1,5	416,27	115,63	386,72	106,25	1024,87	2,72
4-5	2,5	693,78	115,63	386,72	106,25	1302,38	3,45
5-6	3,5	971,29	115,63	386,72	106,25	1577,89	4,19
6-7	4,5	1248,8	115,63		106,25	1470,68	3,90
7-8	5,5	1526,31	115,63		106,25	1748,19	4,64
8-9	6,25	1734,44	115,63		106,25	1956,32	5,19
9-10	6,25	1734,44	115,63		106,25	1956,32	5,19
10-11	6,25	1734,44	115,63		106,25	1956,32	5,19
11-12	6,25	1734,44	115,63		106,25	1956,32	5,19
12-13	5	1387,56	115,63		106,25	1609,44	4,27
13-14	5	1387,56	115,63		106,25	1609,44	4,27
14-15	5,5	1526,31	115,63		106,25	1748,19	4,64
15-16	6	1665,1	115,63		106,25	1886,98	5,00
16-17	6	1665,1	115,63		106,25	1886,98	5,00
17-18	5,5	1526,31	115,63		106,25	1748,19	4,64
18-19	5	1387,56	115,63		106,25	1996,16	5,29
19-20	4,5	1248,8	115,63	386,72	106,25	1857,4	4,92
20-21	4	1110,04	115,63	386,72	106,25	1718,64	4,56

Окончание таблицы 2

1	2	3	4	5	6	7	8
21-22	3	832,53	115,63	386,72	106,25	1441,13	3,82
22-23	2	555,02	115,63	386,72	106,25	1163,62	3,09
23-24	1,5	416,27	115,63	386,72	106,25	1024,87	2,72
Итого	100	27751,1	2775,11	386,72	2550	37716,86	100

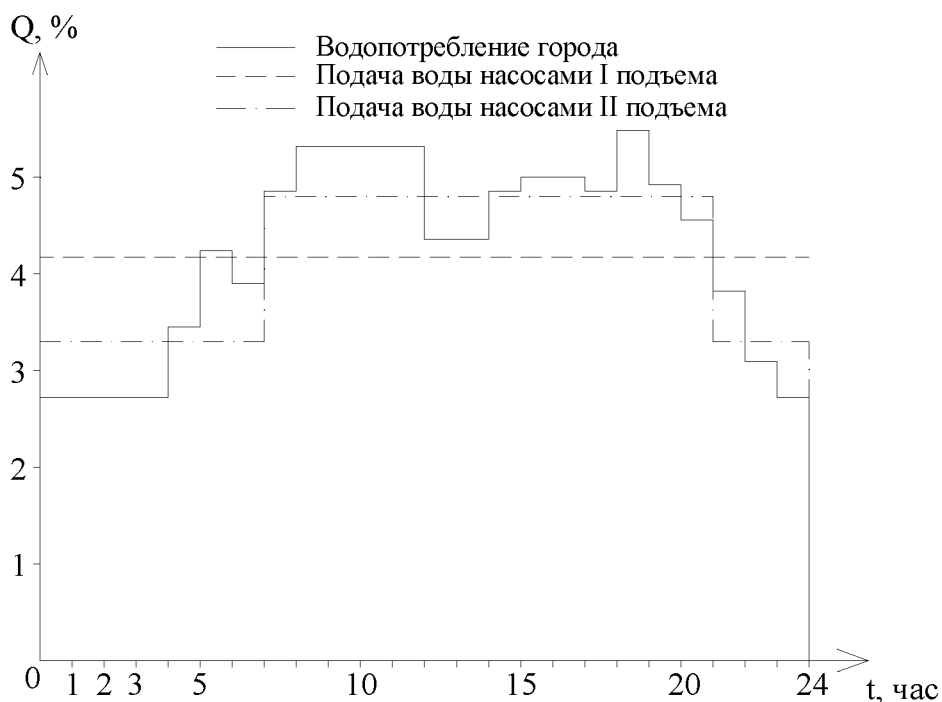


Рисунок 1 – Совмещенный график водопотребления города, подачи воды насосами НС-I и подачи воды потребителю насосами НС-II

Определяем регулируемую емкость контррезервуара, расчет которой приведен в таблице 3.

Таблица 3 – Расчет регулирующей емкости бака водонапорной башни

Часы суток	В % от суточного расхода				
	водопотребление	подача воды насосами	поступление воды в бак	Расход воды из бака	Остаток воды в баке
1	2	3	4	5	6
0-1	2,72	3,3	0,58		1,26
1-2	2,72	3,3	0,58		1,64

Продолжение таблицы 3

2-3	2,72	3,3	0,58		2,42
3-4	2,72	3,3	0,58		3
4-5	3,45	3,3		-0,15	2,85
5-6	4,19	3,3		-0,89	1,96
6-7	3,90	3,3		-0,60	1,36
7-8	4,64	4,8	0,16		1,52
8-9	5,19	4,8		-0,39	1,13
9-10	5,19	4,8		-0,39	0,74
10-11	5,19	4,8		-0,39	0,35
11-12	5,19	4,8		-0,39	0
12-13	4,27	4,8	0,53		0,53
13-14	4,27	4,8	0,53		1,06
14-15	4,64	4,8	0,16		1,22
15-16	5,00	4,8		-0,20	1,02
16-17	5,00	4,8		-0,20	0,82
17-18	4,64	4,8	0,16		0,98
18-19	5,29	4,8		-0,49	0,49
19-20	4,92	4,7		-0,22	0,27
20-21	4,56	4,7	0,14		0,41
21-22	3,82	3,3		-0,52	-0,11
22-23	3,09	3,3	0,21		0,1
23-24	2,72	3,3	0,58		0,68

Объем регулирующей емкости контррезервуара составляет:

$$W_{рез} = \frac{A + |B| \cdot \sum Q}{100} = \frac{(3 + 0,11) \cdot 37716,86}{100} = 1172,9 \text{ м}^3. \quad (1.12)$$

Полный объем контррезервуара, $W_{кр}$, м^3 , определяется по формуле

$$W_{б} = W_{рез} + W_{пож}, \quad (1.13)$$

где $W_{пож}$ – запас воды на наружное и внутреннее пожаротушение в течение 10 мин.

Противопожарный запас составляет:

$$W_{пож} = \frac{10 \cdot n \cdot q \cdot 3600}{60 \cdot 1000} = \frac{10 \cdot 2 \cdot 35 \cdot 3600}{60000} = 42 \text{ м}^3. \quad (1.14)$$

Полный объем контррезервуаров:

$$W_6 = 1172,99 + 42 = 1214,99 \text{ м}^3.$$

Принимаем 1 контррезервуар объемом 2400 м³. Размеры типового резервуара: D=10 м, H=15,5 м.

Расчет регулирующей емкости РЧВ представлен в таблице 4.

Таблица 4 – Расчет регулирующей емкости РЧВ

Часы суток	В % от суточного расхода				
	Подача НС I	подача НС II	поступление воды в РЧВ	Расход воды из РЧВ	Остаток воды в РЧВ
1	2	3	4	5	6
0-1	4,16	3,3		-0,86	1,41
1-2	4,16	3,3		-0,86	0,55
2-3	4,16	3,3		-0,86	-0,31
3-4	4,16	3,3		-0,86	-1,17
4-5	4,17	3,3		-0,87	-2,04
5-6	4,17	3,3		-0,87	-2,9
6-7	4,17	3,3		-0,87	-3,78
7-8	4,17	4,8	0,63		-3,15
8-9	4,17	4,8	0,63		-2,52
9-10	4,17	4,8	0,63		-1,89
10-11	4,17	4,8	0,63		-1,26
11-12	4,17	4,8	0,63		-0,63
12-13	4,17	4,8	0,63		0
13-14	4,17	4,8	0,63		0,63
14-15	4,17	4,8	0,63		1,26
15-16	4,17	4,8	0,63		1,89
16-17	4,17	4,8	0,63		2,52
17-18	4,17	4,8	0,63		3,15
18-19	4,17	4,8	0,63		3,78
19-20	4,17	4,7	0,53		4,31
20-21	4,16	4,7	0,54		4,85
21-22	4,16	3,3		-0,86	3,99
22-23	4,16	3,3		-0,86	3,13
23-24	4,16	3,3		-0,86	2,27

Объем регулирующей емкости контррезервуаров составляет:

$$W_{рез} = \frac{A + |B| \cdot \sum Q}{100} = \frac{(4,85 + 3,78) \cdot 37716,86}{100} = 3254,97 \text{ м}^3. \quad (1.15)$$

Полный объем контррезервуаров, $W_{кр}$, м^3 , определяется по формуле

$$W_{рчв} = W_{рез} + W_{пож} + W_{с.нуж.}, \quad (1.16)$$

где $W_{пож}$ – запас воды на пожаротушение;

$W_{с.нуж.}$ – на собственные нужды 5% от общего расхода.

$$W_{с.нуж.} = 5\% \cdot 37716,86 = 1885,84.$$

Противопожарный запас составляет:

$$W_{пож} = 3,6 \cdot 3 \cdot (2 \cdot 35 + 1 \cdot 25) = 1026 \text{ м}^3.$$

Полный объем контррезервуаров:

$$W_{рчв} = 3254,97 + 1885,84 + 1026 = 6166,81 \text{ м}^3.$$

Принимаем 2 контррезервуара объемом по 3100 м^3 . Размеры типового резервуара – $26 \times 26 \times 4,5 \text{ м}$.

1.3. Гидравлический расчет водопроводной сети

Принципы трассировки водопроводной сети

Водопроводная сеть – один из основных элементов системы водоснабжения, взаимосвязана в работе с водоводами, насосными станциями, подающими воду в сеть, и регулирующей емкостью контррезервуаров.

Правильный выбор конфигурации водопроводной сети обеспечивает надежность ее работы.

Основные принципы трассировки водопроводной сети:

1. Сеть должна охватывать всех потребителей;
2. Подачу воды потребителям необходимо подавать по кратчайшим расстояниям;
3. Должна быть обеспечена бесперебойная подача воды потребителям.

Бесперебойная подача воды потребителям обеспечивается устройством кольцевой сети.

После проведенной трассировки сети основная магистральная сеть состоит из 4-х колец. Конфигурация кольцевой сети приведена на рис. 2. – 4.

Производим гидравлический расчет магистральной сети методом Лобачева-Кросса.

Расчетная схема отдачи воды потребителю

В основу гидравлического расчета положено, что каждый участок сети отдает постоянный удельный расход $q_{уд}$, л/(с·м), который определяется по формуле

$$q_{уд} = \frac{Q - Q_{соср.}}{\sum l}, \text{ л/(с·м)}, \quad (1.17)$$

где $q_{уд}$ – удельный расход воды на 1 м сети, л/(с·м);

Q – общий расход воды, л/с;

$Q_{соср.}$ – сосредоточенный расход, отбираемый крупным потребителем, л/с;

$\sum l$ - суммарная длина участков магистральной водопроводной сети, м.

Для упрощения расчета, принимаем, что вода отбирается из сети в виде сосредоточенных расходов в узлах магистральной водопроводной сети.

Узловой расход равен полу сумме путевых расходов участков, примыкающих к узлу, также учитывается сосредоточенный расход.

Узловой расход определяется по формуле

$$q_{\text{узл}} = \frac{\sum q_{\text{пут}}}{2}, \text{ л/с.} \quad (1.18)$$

Результаты расчета путевых расходов приведены в таблице 5, узловых расходов – в таблице 6.

Таблица 5 – Определение путевых отборов

№ участков	Расчетная длина участка, м	Путевые отборы воды, л/с,	
		при максимальном водоразборе	при транзите
1	2	3	4
1-2	725	39,88	19,6
2-3	830	45,65	22,4
2-9	755	41,53	20,4
3-4	675	37,13	18,2
3-6	785	43,18	21,2
4-5	750	41,25	20,3
5-6	690	37,95	18,6
6-7	570	31,35	15,4
6-9	785	43,18	21,2
7-8	570	31,35	15,4
8-9	650	35,75	17,6
9-10	830	45,65	22,4
10-1	875	48,13	23,6
	∑ 9490		

Удельный расход:

– при максимальном водоразборе равен

$$q_{\text{уд}} = \frac{(1996,16 - 106,25) \cdot 1000}{9490 \cdot 3600} = 0,055 \text{ л/(с·м)};$$

– при максимальном транзите равен

$$q_{y\partial} = \frac{(1609 - 106,25) \cdot 1000}{9490 \cdot 3600} = 0,027 \text{ л/(с}\cdot\text{м)}.$$

Таблица 6 – Узловые расходы

№ узла	№ участка, примыкающего к узлу	Путевой расход, л/с, в час максимального		Расчетный узловой расход, л/с, в час максимального	
		водоразбора	транзита	водоразбора	транзита
1	2	3	4	5	6
1	1-2, 10-1	88,00	43,2	44	21,6
2	1-2, 2-3, 2-9	127,05	62,4	63,53	31,2
3	2-3, 3-4, 3-6	125,95	61,8	62,98	30,9
4	3-4, 4-5	78,38	38,5	39,19	19,2
5	4-5, 5-6	79,20	38,9	39,6	19,4
6	3-6, 5-6, 6-7, 6-9	155,65	76,4	77,83	38,2
7	7-8, 6-7	62,70	30,8	31,35	15,4
8	7-8, 8-9	67,10	32,9	33,55	16,5
9	8-9, 9-10, 6-9, 2-9	166,10	81,5	83,05	40,8
10	9-10, 10-1	93,78	46,0	46,89	23,0
				521,95	256,23

Подготовка сети к гидравлическому расчету

Подготовка сети водоснабжения к гидравлическому расчету предполагает предварительное распределение расходов по участкам кольцевой сети. Изначально весь расход воды равномерно распределяется между параллельными магистралями.

При расчете гидравлики определяем диаметр трубопроводов, скорость движения воды и потери напора в сети. Расчет производится по таблицам гидравлического расчета Шевелева, выполняя условия:

1. Сумма приходящих к узлу расходов должна составлять сумму выходящих из узла расходов;

2. Соблюдение первого закона Кирхгофа – сумма потерь напора на участке, где расход движется в рассматриваемом кольце по часовой стрелке, должна быть равна сумме потерь напора на участках с движения расхода против часовой. Допускаемая неувязка при расчете $\Delta h \leq \pm 0,5$ м.

Проектируемая кольцевая сеть выполнена из чугунных труб по ГОСТ 9583-75*. Водоводы от контррезервуаров до городской сети – из стальных электросварных труб по ГОСТ 10704-91* в две нитки $D_y=300$ мм и $D=200$ мм.

Гидравлический расчет сети

По таблицам Шевелева находим:

- диаметр трубопроводов – D_y , мм;
- потери напора в трубопроводах и сети водоснабжения – $1000i$, мм/м;
- скорость движения воды – v , м/с.

Расчетные случаи работы сети:

– в час наибольшего водопотребления. Гидравлический расчет для данного случая приведен в таблице 7 и 8, схема гидравлического расчета представлена на рисунке 2;

– при пожаре в час наибольшего водопотребления. Гидравлический расчет приведен в таблице 9 и 10, схема гидравлического расчета приведена на рисунке 3;

– в час наименьшего водопотребления.

Гидравлический расчет приведен в приложении А

Таблица 7 – Гидравлический расчет сети в час максимального водопотребления

№	участки	L, м	q, л/с	d, мм	V, м/с	S0	K	S	Sq	Sq2
I	1-2	725	228,07	400	1,91	0,1796	0,916	0,000119	0,027202	-6,204
	2-9	755	82,27	350	0,909	0,3605	1,016	0,000277	0,02275	-1,872
	9-10	830	181,18	400	1,52	0,1796	0,942	0,000140	0,025442	4,610
	10-1	875	228,07	400	1,91	0,1796	0,916	0,000144	0,032831	7,488
									0,108225	4,021
II	2-3	830	82,27	350	0,909	0,3605	1,016	0,000304	0,02501	-2,058
	3-6	785	30	300	0,45	0,7925	1,135	0,000706	0,021183	-0,635
	6-9	785	80,4	350	0,89	0,3605	1,013	0,000287	0,023048	1,853
	9-2	755	82,27	350	0,909	0,3605	1,016	0,000277	0,02275	1,872
									0,091992	1,032
III	3-4	675	49,69	350	0,55	0,3605	1,098	0,000267	0,013276	-0,660
	4-5	750	10,5	250	0,22	1,627	1,298	0,001584	0,016631	-0,175
	5-6	690	29,5	300	0,44	0,7925	1,136	0,000621	0,018325	0,541
	6-3	785	30	300	0,45	0,7925	1,135	0,000706	0,021183	-0,635
									0,069415	-0,929
IV	6-7	570	86,45	350	0,95	0,3605	1,008	0,000207	0,017906	-1,548
	7-8	570	117,78	400	0,99	0,1796	1	0,000102	0,012057	1,420
	8-9	650	100	400	0,84	0,1796	1,027	0,000120	0,011989	1,199
	9-6	785	80,4	350	0,89	0,3605	1,013	0,000287	0,023048	-1,853

										0,065001	-0,782
--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----------	---------------

Таблица 8 – Продолжение гидравлического расчета сети в час наибольшего водопотребления. Первое исправление

№	участки	Δq	Δq см	q исп	Sq	Sq ²
I	1-2	18,5791		246,6491	0,029418	-7,25603
	2-9	18,5791	-5,6074	95,2417	0,026337	-2,50842
	9-10	-18,5791		162,6009	0,022833	3,712626
	10-1	-18,5791		209,4909	0,030156	6,317426
					0,108745	0,265606
II	2-3	5,6074		87,8774	0,026715	-2,34764
	3-6	5,6074	-6,6932	28,9142	0,020416	-0,59032
	6-9	-5,6074	-6,0157	68,7769	0,019716	1,356031
	9-2	-5,6074	18,5791	95,2417	0,026337	2,50842
					0,093185	0,926491
III	3-4	-6,6932		42,9968	0,011488	-0,49395
	4-5	-6,6932		3,8068	0,00603	-0,02295
	5-6	6,6932		36,1932	0,022483	0,813731
	6-3	-6,6932	5,6074	28,9142	0,020416	-0,59032
					0,060417	-0,29349
IV	6-7	-6,0157		80,4343	0,01666	-1,34006
	7-8	6,0157		123,7957	0,012673	1,568889
	8-9	6,0157		106,0157	0,01271	1,347505
	9-6	-6,0157	-5,6074	68,7769	0,019716	-1,35603
					0,06176	0,220307

Продолжение таблицы 8 – Второе исправление

№	участки	Δq	Δq см	q исп	Sq	Sq ²
I	1-2	1,221		247,87	0,030	-7,328
	2-9	1,221	-4,971	91,49	0,025	-2,315
	9-10	-1,221		161,38	0,023	3,657
	10-1	-1,221		208,27	0,030	6,244
					0,108	0,258
II	2-3	4,971		92,85	0,028	-2,621
	3-6	4,971	-2,429	31,46	0,022	-0,699
	6-9	-4,971	1,784	65,59	0,019	1,233
	9-2	-4,971	1,221	91,49	0,025	2,315
					0,095	0,229
III	3-4	-2,429		40,57	0,011	-0,440
	4-5	-2,429		1,38	0,002	-0,003
	5-6	2,429		38,62	0,024	0,927
	6-3	-2,429	4,971	31,46	0,022	-0,699
					0,059	-0,215
IV	6-7	1,784		82,22	0,017	-1,400
	7-8	-1,784		122,01	0,012	1,524
	8-9	-1,784		104,23	0,012	1,303
	9-6	1,784	-4,971	65,59	0,019	-1,233
					0,061	0,193

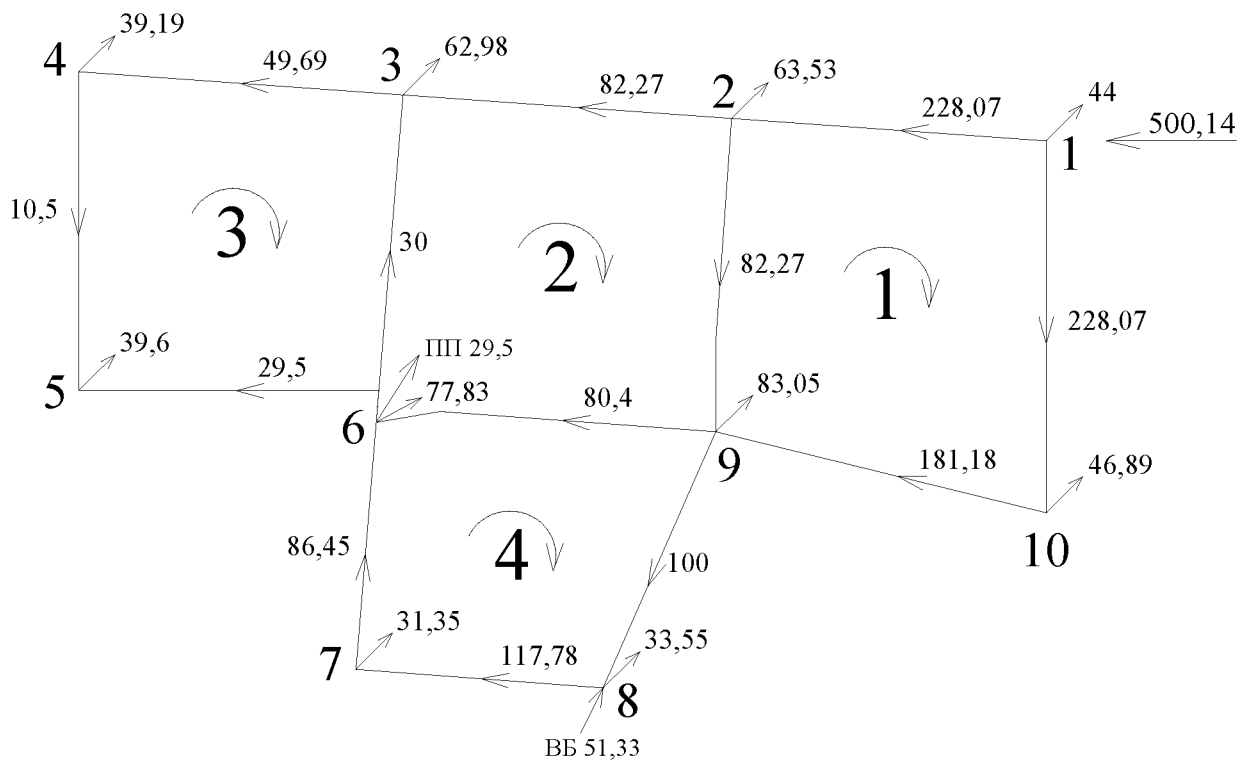


Рисунок 2 – Схема гидравлического расчета кольцевой сети в час наибольшего водоразбора

Таблица 9 – Гидравлический расчет сети в час наибольшего водопотребления при пожаре

№	участки	L, м	q, л/с	d, мм	V, м/с	S0	K	S	Sq	Sq2
I	1-2	725	263,06	400	2,196	0,1796	0,9	0,00012	0,03082	-8,110
	2-9	755	100	350	1,043	0,3605	0,986	0,00027	0,02683	-2,684
	9-10	830	216,17	400	1,797	0,1796	0,922	0,00013	0,02971	6,423
	10-1	875	263,06	400	2,196	0,1796	0,9	0,00014	0,03720	9,787
									0,12458	5,417
II	2-3	830	99,53	350	1,043	0,3605	0,986	0,00029	0,02936	-2,923
	3-6	785	47,22	300	0,665	0,7925	1,056	0,00065	0,03102	-1,465
	6-9	785	113,12	350	1,189	0,3605	0,974	0,00027	0,03118	3,527
	9-2	755	100	350	1,043	0,3605	0,986	0,00026	0,02683	2,684
									0,11840	1,823
III	3-4	675	83,77	350	0,876	0,3605	1,016	0,00024	0,02071	-1,735
	4-5	750	9,58	250	1,95	1,627	1,298	0,00158	0,01517	-0,145
	5-6	690	20	300	0,283	0,7925	1,136	0,00062	0,01242	0,248
	6-3	785	47,22	300	0,665	0,7925	1,056	0,00065	0,03102	-1,465
									0,07932	-3,097
IV	6-7	570	71,43	350	0,751	0,3605	0,922	0,00018	0,01353	-0,967
	7-8	570	137,78	400	1,148	0,1796	0,944	0,00009	0,01331	1,835
	8-9	650	120	400	0,998	0,1796	1	0,00011	0,01400	1,681
	9-6	785	113,12	350	1,189	0,3605	0,974	0,00027	0,03118	-3,527
									0,072036	-0,978

Таблица 10 – Продолжение гидравлического расчета сети в час наибольшего водопотребления при пожаре. Первое исправление

№	участки	Δq	Δq см	q исп	Sq	Sq ²
I	1-2	21,74		284,8	0,033375	-9,50532
	2-9	21,74	-7,7	114,04	0,030605	-3,49015
	9-10	-21,74		194,43	0,026723	5,195674
	10-1	-21,74		241,32	0,034131	8,236516
					0,124834	0,436722
II	2-3	7,7		107,23	0,031636	-3,39229
	3-6	7,7	-19,52	35,4	0,023256	-0,82326
	6-9	-7,7	-6,79	98,63	0,027186	2,68134
	9-2	-7,7	21,74	114,04	0,030605	3,490146
					0,112682	1,955932
III	3-4	-19,52		64,25	0,015885	-1,02058
	4-5	-19,52		-9,94	-0,01574	-0,15649
	5-6	19,52		39,52	0,02455	0,970198
	6-3	-19,52	7,7	35,4	0,023256	-0,82326
					0,047946	-1,03014
IV	6-7	-6,79		64,64	0,012247	-0,79161
	7-8	6,79		144,57	0,013971	2,019805
	8-9	6,79		126,79	0,014801	1,876678
	9-6	-6,79	-7,7	98,63	0,027186	-2,68134
					0,068205	0,423528

Продолжение таблицы 10 – Второе исправление

№	участки	Δq	Δq см	q исп	Sq	Sq ²
I	1-2	1,75		286,55	0,034	-9,622
	2-9	1,75	-8,68	107,11	0,029	-3,079
	9-10	-1,75		192,68	0,026	5,103
	10-1	-1,75		239,57	0,034	8,117
					0,123	0,519
II	2-3	8,68		115,91	0,034	-3,964
	3-6	8,68	-10,74	33,34	0,022	-0,730
	6-9	-8,68	3,1	93,05	0,026	2,387
	9-2	-8,68	1,75	107,11	0,029	3,079
					0,110	0,771
III	3-4	-10,74		53,51	0,013	-0,708
	4-5	-10,74		-20,68	-0,033	-0,677
	5-6	10,74		50,26	0,031	1,569
	6-3	-10,74	8,68	33,34	0,022	-0,730
					0,034	-0,546
IV	6-7	3,1		67,74	0,013	-0,869
	7-8	-3,1		141,47	0,014	1,934
	8-9	-3,1		123,69	0,014	1,786
	9-6	3,1	-8,68	93,05	0,026	-2,387
					0,067	0,464

Продолжение таблицы 10 – Третье исправление

№	участки	Δq	Δq см	q исп	Sq	Sq ²
I	1-2	2,11		288,66	0,034	-9,765
	2-9	2,11	-3,5	105,72	0,028	-2,999
	9-10	-2,11		190,57	0,026	4,991
	10-1	-2,11		237,46	0,034	7,975
					0,122	0,202
II	2-3	3,5		119,41	0,035	-4,207
	3-6	3,5	-8,13	28,71	0,019	-0,542
	6-9	-3,5	3,5	93,05	0,026	2,387
	9-2	-3,5	2,11	105,72	0,028	2,999
					0,108	0,638
III	3-4	-8,13		45,38	0,011	-0,509
	4-5	-8,13		-28,81	-0,046	-1,315
	5-6	8,13		58,39	0,036	2,118
	6-3	-8,13	3,5	28,71	0,019	-0,542
					0,021	-0,247
IV	6-7	3,5		71,24	0,013	-0,962
	7-8	-3,5		137,97	0,013	1,840
	8-9	-3,5		120,19	0,014	1,686
	9-6	3,5	-3,5	93,05	0,026	-2,387
					0,067	0,178

Продолжение таблицы – 10 Четвертое исправление

№	участки	Δq	Δq см	q исп	Sq	Sq^2
II	2-3	12,71	0	132,12	0,039	-5,14988
	3-6	0	0	28,71	0,019	-0,5415
	6-9	0	0	93,05	0,026	2,386529
	9-2	0	0	105,72	0,028	2,999463
					0,112	-0,30539

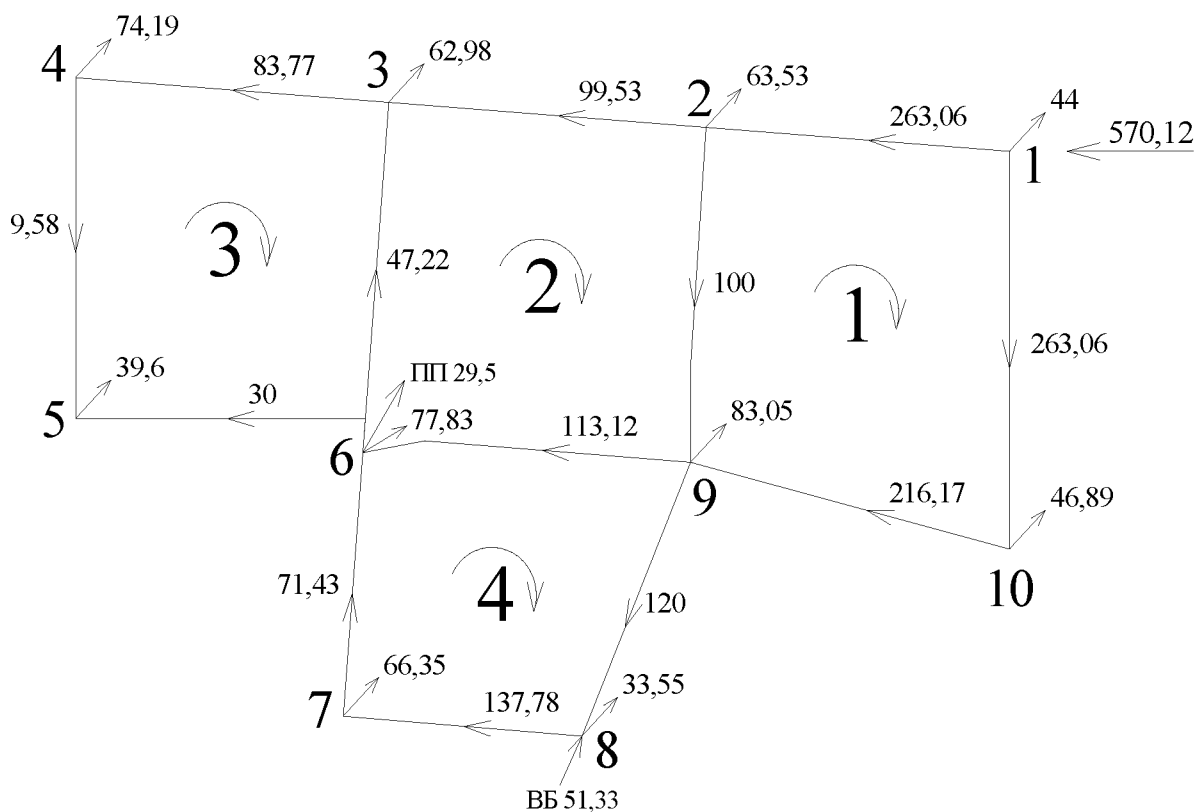


Рисунок 3 – Схема гидравлического расчета кольцевой сети при пожаре в час наибольшего водоразбора

Таблица 11– Гидравлический расчет сети на случай транзита в водонапорные башни

№	участки	L, м	q, л/с	d, мм	V, м/с	S0	K	S	Sq	Sq2
I	1-2	725	162,53	400	1,36	0,1796	0,959	0,00012	0,02029	-3,299
	2-9	755	100	350	1,096	0,3605	0,986	0,00026	0,02683	-2,684
	9-10	830	139,53	400	1,17	0,1796	0,979	0,00014	0,02036	2,841
	10-1	875	162,53	400	1,36	0,1796	0,959	0,00015	0,02449	3,981
									0,09198	0,840
II	2-3	830	31,33	350	0,343	0,3605	1,189	0,00035	0,01114	-0,349
	3-6	785	26,37	300	0,392	0,7925	1,156	0,00071	0,01894	-0,500
	6-9	785	78,73	350	0,863	0,3605	1,013	0,00028	0,02257	1,777
	9-2	755	100	350	1,096	0,3605	0,986	0,00026	0,02683	2,684
									0,07952	3,611
III	3-4	675	26,8	350	0,295	0,3605	1,216	0,00029	0,00793	-0,213
	4-5	750	7,5	250	0,15	1,627	1,3	0,00158	0,01189	-0,089
	5-6	690	12	300	0,17	0,7925	1,3	0,00071	0,00853	0,102
	6-3	785	26,37	300	0,392	0,7925	1,156	0,00071	0,01896	-0,500
									0,04732	-0,699
IV	6-7	570	27,34	350	0,3	0,3605	1,217	0,00025	0,00683	-0,187
	7-8	570	42,74	400	0,358	0,1796	1,187	0,00012	0,00519	0,222
	8-9	650	120	400	1,005	0,1796	1	0,00011	0,01400	1,681
	9-6	785	78,73	350	0,863	0,3605	1,022	0,00028	0,02277	-1,793
									0,04881	-0,077

Продолжение таблицы 11 – Второе исправление

№	участки	Δq	Δq см	q исп	Sq	Sq ²
I	1-2	4,566		167,096	0,021	-3,487
	2-9	4,566	-22,708	81,86	0,022	-1,798
	9-10	-4,566		134,96	0,020	2,658
	10-1	-4,566		157,96	0,024	3,761
					0,086	1,13
II	2-3	22,708		54,04	0,019	-1,039
	3-6	22,708	-7,391	41,69	0,030	-1,250
	6-9	-22,708	-0,785	55,24	0,016	0,875
	9-2	-22,708	4,566	81,86	0,022	1,798
					0,087	0,38
III	3-4	-7,391		19,41	0,006	-0,111
	4-5	-7,391		0,11	0,000	0,000
	5-6	7,391		19,39	0,014	0,267
	6-3	-7,391	22,708	41,69	0,030	-1,250
					0,050	-1,09
IV	6-7	-0,785		26,56	0,007	-0,176
	7-8	0,785		43,53	0,005	0,230
	8-9	0,785		120,79	0,014	1,703
	9-6	-0,785	-22,708	55,24	0,016	-0,882
					0,042	0,87

Продолжение таблицы 11 – Третье исправление

№	участки	Δq	Δq см	q исп	Sq	Sq ²
I	1-2	6,568		173,66	0,022	-3,766
	2-9	6,568	-2,208	86,22	0,023	-1,995
	9-10	-6,568		128,40	0,019	2,406
	10-1	-6,568		151,40	0,023	3,454
					0,086	0,099
II	2-3	2,208		56,25	0,020	-1,126
	3-6	2,208	-11,01	32,89	0,024	-0,778
	6-9	-2,208	10,41	63,44	0,018	1,154
	9-2	-2,208	6,568	86,22	0,023	1,995
					0,085	1,245
III	3-4	-11,01		8,40	0,002	-0,021
	4-5	11,01		11,12	0,018	-0,196
	5-6	11,01		30,40	0,022	0,657
	6-3	-11,01	2,208	32,89	0,024	-0,778
					0,065	-0,338
IV	6-7	10,41		36,97	0,009	-0,342
	7-8	-10,41		33,12	0,004	0,133
	8-9	-10,41		110,38	0,013	1,422
	9-6	10,41	-2,208	63,44	0,018	-1,164
					0,045	0,050

Продолжение таблицы 11 – Четвертое исправление

№	участки	Δq	Δq см	q исп	Sq	Sq ²
II	2-3	7,327	0	63,57	0,0226	-1,438
	3-6	0	0	32,89	0,0236	-0,778
	6-9	0	0	63,44	0,0182	1,154
	9-2	0	0	86,22	0,0231	1,995
					0,0876	0,933

Пятое исправление

№	участки	Δq	Δq см	q исп	Sq	Sq ²
II	2-3	5,326	0	68,90	0,025	-1,68885
	3-6	0	0	32,89	0,024	-0,77772
	6-9	0	0	63,44	0,018	1,153711
	9-2	0	0	86,22	0,023	1,994918
					0,089	0,682

Шестое исправление

№	участки	Δq	Δq см	q исп	Sq	Sq ²
II	2-3	3,81	0	72,71	0,026	-1,881
	3-6	0	0	32,89	0,024	-0,778
	6-9	0	0	63,44	0,018	1,154
	9-2	0	0	86,22	0,023	1,995
					0,091	0,490

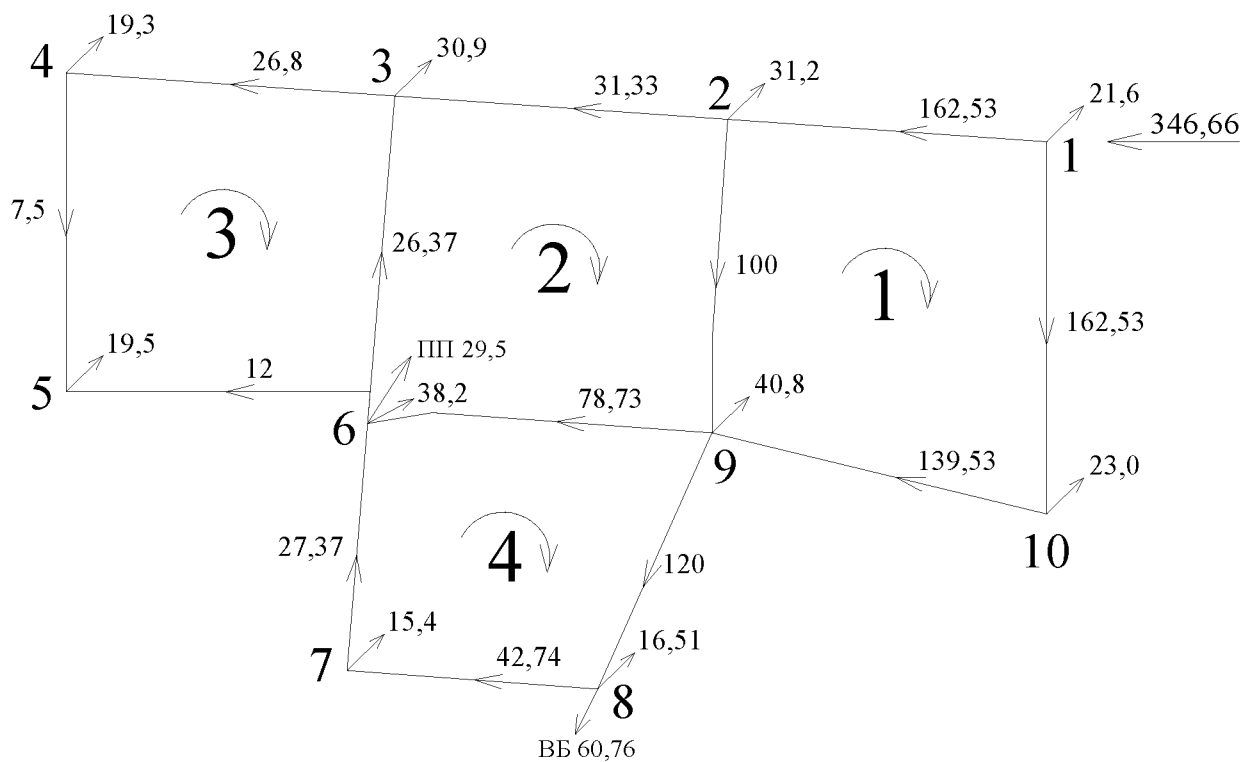


Рисунок 4 – Схема гидравлического расчета кольцевой сети в час наименьшего водоразбора

2 Расчет и проектирование водозабора

2.1 Гидравлический расчет водозабора

Состав сооружений: русловой водозабор, совмещенный с насосной станцией.

Гидравлические расчеты водозабора выполняются с целью определения:

- размер водоприемных отверстий, диаметра трубопроводов, решеток, сеток водоочистки и других элементов водозабора;
- потерь напора, отметок уровней воды и высшей отметки оси насосов;
- гидравлический режим работы водозабора.

Гидравлические расчеты производят для нормальных и чрезвычайных условий водозабора. Под нормальными условиями работы водозабора подразумевается одновременная работа всех секций водозабора, кроме резервных. При чрезвычайных условиях эксплуатации одна из двух секций предполагается выключенной, вследствие чего весь забираемый расход воды или значительная его часть проходит по другой секции.

Размеры элементов водозабора определяют применительно к нормальным условиям эксплуатации, а расчеты потерь напора и наибольшей допустимой отметки оси насосов выполняют применительно к чрезвычайным условиям.

2.2 Расчет площади водоприемных отверстий, оборудованных решетками

Площадь одной секции водозабора находим по формуле

$$\Omega_{\text{бр}} = 1,25 \cdot \frac{Q_p}{g_B} \cdot K_2 \cdot K_3, \quad (2.1)$$

где Q_p – расчетный расход воды одной из секций водозабора.

Для нормальных условия эксплуатации:

$$Q_p = \alpha \cdot Q_e = 1,05 \cdot 31444,7 = 33016,94 / 2 = 16508,5 \text{ м}^3 / \text{сут} = 0,191 \text{ м}^3 / \text{с}. \quad (2.2)$$

для аварийных условий:

$$Q'_p = \frac{(1 - 0,01 \cdot p) \cdot Q_e}{n - 1} = \frac{(1 - 0,01 \cdot 30) \cdot 31444,7}{2 - 1} = 22011,3 \text{ м}^3 / \text{сут} = 0,92 \text{ м}^3 / \text{сек}. \quad (2.3)$$

где $n=2$ – число секции водозабора;

$p=30\%$ – допустимое уменьшение подачи воды в аварийном режиме (для первой категории водозаборных сооружений);

v_b – условная средняя скорость входа в водоприемное отверстие, исчисляемая по площади отверстия в свету. Скорость входа принимается в зависимости от типа применяемых рыбозаградительных устройств, $0,3 \text{ м/с}$;

k_2 – коэффициент, который учитывает стеснение приемного отверстия для решеток, определяется по формуле:

$$k_2 = \frac{a + e}{a} = \frac{10 + 5}{10} = 1,5, \quad (2.4)$$

где a – расстояние между стержнями, 10 мм ;

e – толщина стержня, 5 мм ;

k_3 – коэффициент, который учитывает сжатие струи, для круглых стержней, $k_3=1,5$.

$$\Omega_{\sigma p} = 1,25 \cdot \frac{0,191}{0,3} \cdot 1,2 \cdot 1,5 = 1,2 \text{ м}^2.$$

Принимаем размеры водоприемного отверстия $1000 \times 1200 \text{ мм}$ (bхh). Соответственно, типовая сороудерживающая решетка имеет следующие технические характеристики:

ширина рамы решетки по наружному обмеру – 1320 мм ;

высота рамы решетки по наружному обмеру – 1080 мм ;

масса – 90 кг .

Потери напора в сороудерживающих решетках принимаются по практическим данным: $h_p=0,05$ м.

2.3. Расчет плоских сеток

Площадь водоочистной плоской сетки, располагаемой под минимальным расчетным уровнем воды в водоприемно-сеточном отделении водозаборного сооружения определяется по формуле

$$\Omega_{\text{оп}} = 1,25 \cdot \frac{0,92}{0,3} \cdot 1,65 = 6,3 \text{ м}^2, \quad (2.5)$$

K_{cm} – коэффициент стеснения отверстия проволокой сетки, определяется по формуле

$$K_{cm} = \left(\frac{a+d}{a} \right)^2 = \left(\frac{3,5+1}{3,5} \right)^2 = 1,65, \quad (2.6)$$

где a – зазор между проволоками в свету, мм, 2;

d – диаметр проволоки, мм, 1,2.

Подбираем типовую плоскую сетку со следующими техническими характеристиками:

ширина сетки (В) – 3130 мм;

высота сетки – 2130 мм

масса сетки – 204 кг.

Потери напора в сетке h_c принимаем 0,1 м.

Диаметры трубопроводов, принимаем стальные трубы:

– для самотечных водоводов $d=500$ мм; $v=0,91$ м/с; $i \cdot 1000=2,2$;

– для напорных водоводов $d=300$ мм; $v=2,51$ м/с; $i \cdot 1000=3,9$;

– для всасывающих водоводов $d=500$ мм; $v=0,91$ м/с; $i \cdot 1000=2,2$.

3 Расчет и проектирование насосных станций

3.1 Насосная станция I подъема

Насосная станция I подъема (НС-I) забирает воду из источника и подает ее на очистные сооружения, относится к сооружениям первой категории надежности (СП 31.13330.2012).

Требуемый напор насосов НС-I при подаче воды на очистные сооружения определяем по формуле

$$H = H_{\Gamma} + h_{н.с} + h_{вдм} + h_{н.в} + 1, \text{ м}, \quad (3.1)$$

где H_{Γ} – геометрическая высота подъема воды (разность отметок уровней воды в смесителе очистных сооружений и источнике), м;

$h_{н.с}$ – потери напора внутри станции (предварительно принимаются равными 1,5-2 м), м;

$h_{вдм}$ – потери напора на водомере (предварительно принимаются равными 0,5-1,5 м), м;

$h_{н.в}$ – потери напора в напорном трубопроводе, м; 1 – запас напора на излив.

Геометрическая высота подъема воды H_{Γ} определена при минимальном расчетном уровне воды в источнике и составила:

$$H_{\Gamma} = Z_{ос} - Z_{вз} = 149,2 - 130,5 = 18,7 \text{ м}, \quad (3.2)$$

где $Z_{вз}$ – отметка водозабора;

$Z_{ос}$ – отметка очистных сооружений.

Потери напора в напорном трубопроводе $D=300$ мм при пьезометрическом уклоне $1000 \cdot i = 3,9$ м/км:

по длине $h_{н.в}=1000 \cdot i=3,9 \cdot 1,095=4,27$ м;

Требуемый напор насосов составит:

$$H=18,7+2,0+0,5+4,27+1=26,47 \text{ м.}$$

Принимаем насос марки Д 1250-65 (2 рабочих, 1 резервный) со следующими техническими характеристиками:

мощность электродвигателя – 200 кВт;

частота оборотов – 960 мин^{-1} ;

диаметр рабочего колеса – 460 мм.

3.2 Насосная станция II подъема

Насосная станция II подъема подает воду из резервуаров чистой воды в водоприемную сеть потребителя.

Требуемый напор насосов НС-II при подаче воды потребителю определяем по формуле

$$H = H_{\Gamma} + h_{w.вс} + h_{w.н}, \text{ М,} \quad (3.3)$$

где H_{Γ} – геометрическая высота подъема воды (разность отметок уровней воды в РЧВ и ВБ);

$h_{w.вс}$ – потери напора во всасывающем водоводе, определяется по формуле

$$h_{w.вс} = l \cdot i = 75 \cdot 2,2/1000 = 0,165 \text{ М,} \quad (3.4)$$

где l – длина всасывающего водовода, принимается от 30 до 100 м.

$h_{w,n}$ – потери напора в напорном водоводе от НС II до ВБ, определяется по формуле

$$h_{w,n} = h_w + \sum h_l, \quad (3.5)$$

где $\sum h_l$ – сумма потерь по длине;

h_w – потери на задвижке, определяются по формуле

$$h_w = \xi \frac{v^2}{2 \cdot q} = 2,25 \cdot \left(\frac{2,211^2}{9,81 \cdot 2} + \frac{2,211^2}{19,62} + \frac{1,118^2}{19,62} + \frac{1,005^2}{19,62} \right) = 0,615 \text{ м}, \quad (3.6)$$

где приняты следующие коэффициенты на местные сопротивления: переход расширяющийся – $\xi=0,25$; поворот – $\xi=0,5$; ответвление при присоединении – $\xi=1,5$. Суммарный коэффициент на местные сопротивления составил $\xi=2,25$.

$$\sum h_l = \sum l \cdot i = (850 \cdot 3,9/1000) + (725 \cdot 11,247/1000) + (755 \cdot 3,686/1000) + (650 \cdot 2,581/1000)$$

$$\sum h_l = 15,93 \text{ м};$$

$$h_{w,n} = 15,93 + 0,615 = 16,55 \text{ м}.$$

Объем водонапорной башни: $W_{ВБ}=1214,99 \text{ м}^3$, принимаем диаметр $D=10$ м, тогда:

$$H_B = \frac{4 \cdot W}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 1214,99}{3,14 \cdot 10^2} = 15,5 \text{ м}.$$

Размеры бака: $H \times D = 15,5 \times 10$ м.

Высота водонапорной башни:

$$H_{ВБ} = Z_{\text{от}} - Z_{\text{вб}} + H_{\text{вс}} + \sum h_{\text{от.вб}}, \quad (3.7)$$

где $Z_{дт}$ – отметка земли у потребителя, 146 м;

$Z_{вб}$ – отметка земли в месте расположения ВБ, 147 м; $H_{св.}$ – свободный напор над поверхностью земли;

$\sum h_{дт.вб}$ – сумма потерь напора в участках сети по направлению от ВБ до потребителя.

$$H_{св.} = 4 \cdot (n_z - 1) + 10 = 4 \cdot (5 - 1) + 10 = 26 \text{ м,}$$

где n – число этажей здания (5 эт.).

$$\sum h_{дт.вб} = 45 \cdot 7,96 / 1000 = 0,358 \text{ м.}$$

Принимаем стальной трубопровод от ВБ до сети, при расходе 60,79 л/с: длина водовода $l=45$ м, $d=200$ мм, $v=1,13$ м/с, уклон $i \cdot 1000=7,96$.

Отметка уровня воды в ВБ определяется как:

$$Z_{ур.воды}^{ВБ} = H_{ВБ} + Z_{отм.зем.}^{ВБ} + H_B = 27,36 + 147 + 15,5 = 189,86 \text{ м.} \quad (3.8)$$

$$H_{Г} = Z_{ур.воды}^{ВБ} + Z_{ур.воды}^{РЧВ} = 189,86 - 140 = 49,86 \text{ м.} \quad (3.9)$$

Требуемый напор насосов НС-II:

$$H = H_{Г} + h_{w.вс} + h_{w.н} = 49,86 + 0,165 + 16,55 = 66,57 \text{ м,}$$

Принимаем насос марки Д 1250-125 (2 рабочих, 1 резервных) со следующими техническими характеристиками:

мощность электродвигателя – 1200 кВт;

частота оборотов – 1450 мин⁻¹;

диаметр рабочего колеса – 535 мм.

4 Расчет и проектирование станций водоподготовки

Требования к качеству питьевой воды и ее химический и санитарно-бактериологический анализ – основные исходные данные для проектирования сооружений водоподготовки – приведены в таблице 1.

Производительность водопроводных очистных сооружений

Водопроводные очистные сооружения рассчитываются на равномерную работу в течение суток. Расход воды, обрабатываемой на очистных сооружениях, должен учитывать расход воды, используемой на собственные нужды водоочистой станции (промывка фильтров, периодическая санитарная очистка остальных сооружений), и дополнительный расход воды на пополнение противопожарного запаса.

Расчетный расход воды Q_{oc} , м³/сут, поступающей на водопроводную станцию находим по формуле:

$$Q_{oc} = Q_{н.п} + Q_{пож}, \quad (4.1)$$

где $Q_{пож}$ – расчетный расход воды на пожаротушение населенного пункта и пром. предприятия;

Производительность сооружений водоподготовки составит:

$$Q_{oc} = 27751,1 + 3693,6 = 31444,7 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Расчетный часовой расход:

$$q_{ч}^{oc} = \frac{31444,7}{24} = 1310,2 \text{ м}^3/\text{ч.}$$

Секундный расход:

$$q_{сек}^{oc} = \frac{1310,2}{3,6} = 363,9 \text{ л/с.}$$

Выбор технологической схемы водоподготовки

Состав сооружений по очистке природной воды определяется в зависимости от качества воды в источнике водоснабжения, требований к качеству питьевой воды согласно СанПиН 2.1.4.1074-01, а также производительности сооружений. Выбор технологии очистки осуществляется в соответствии с рекомендациями СП 31.13330.2012. Принимаем следующую технологическую схему обработки воды:

обработка гипохлоритом натрия для удаления органических загрязнений, обуславливающих цветность воды, а также болезнетворных бактерий и микроорганизмов → обработка коагулянтами и флокулянтами для агрегации тонкодисперсных и коллоидных взвешенных веществ и снижения электрокинетических сил отталкивания → хлопьеобразование скоагулированных частиц для получения устойчивых агломератов взвешенных веществ и органических примесей → реагентное осветление в осветлителях с взвешенным слоем осадка → скорое фильтрование → обеззараживание гипохлоритом натрия.

4.1 Расчет технологических параметров сооружений

Реагентное хозяйство

Определяем дозы реагентов.

В качестве коагулянта принимаем сернокислый алюминий $Al_n(OH)_k \cdot Cl_m$.

Для обработки цветных вод доза коагулянта по безводному продукту D_k , мг/л, находим по формуле

$$D_k = 4\sqrt{Ц} = 4\sqrt{13} = 14,4 \text{ мг/л}, \quad (4.2)$$

где Ц – цветность, град., 35.

При содержании в воде одновременно взвешенных веществ и цветности принимается большая доза, определенных по формуле. Принимаем дозу, равную $35/2=17,5$ мг/л.

Растворный узел

В его составе бак с мешалкой на вертикальной оси, циркуляционный насос, расходный бак, дозатор и эжектор для разбавления и ввода флокулянта «Праестола».

Рабочая емкость бака мешалки составляет $1,2 \text{ м}^3$ при общей емкости 2 м^3 . Баки квадратные в плане для уменьшения образования воронки при вращении раствора.

Скорость вращения вала составляет 1000 об/мин. Вал оснащен двумя лопастями размером 60×100 мм, монтируемых под углом 10° к вертикальной оси.

Внутренние и наружные стенки бака, вал и лопасти мешалки обрабатывают нитроэмалью по глифталевому грунту (ГОСТ 4056-63).

Одна мешалка может обеспечить очистную станцию производительность которой равна:

$$Q_{o.c.} = \frac{q_m \cdot 24 \cdot 1000}{D_k} = \frac{6 \cdot 24 \cdot 1000}{17,5} = 8228,6 \text{ м}^3 / \text{сут}, \quad (4.3)$$

где q_m – производительность мешалки в кг/ч.

4.1.1 Определение размеров растворных и расходных баков для коагулянта

Емкость растворного бака W_p , м³, определяется по формуле

$$W_p = \frac{Q_{\text{час}} \cdot n \cdot D_k}{10000 \cdot b_p \cdot \gamma}, \quad (4.4)$$

где $Q_{\text{час}}$ – часовой расход обрабатываемой воды, 4701,0 м³/ч;

D_k – максимальная доза коагулянта в пересчете на безводный продукт, мг/л, 17,5 мг/л;

b_p – концентрация раствора коагулянта в растворном банке, 10%;

γ – объемная масса раствора коагулянта, 1 т/м³;

n – время, на которое заготавливается раствор коагулянта, ч, принимаем 10 ч.

$$W_p = \frac{1310,2 \cdot 10 \cdot 17,5}{10000 \cdot 10 \cdot 1} = 2,3 \text{ м}^3.$$

Принимаем один бак емкостью по 2,3 м³. Размеры бака: ширина $b=1,2$ м; длина $l=1,3$ м; высота $h=1,5$ м, высота слоя раствора 1,2 м.

Емкость расходного бака W , м³, определяется по формуле

$$W = \frac{W_p \cdot b_p}{b}, \quad (4.5)$$

где b_p – концентрация раствора коагулянта в растворном баке, %, 10 %; b – концентрация рабочего раствора в расходном баке, 4-10%.

$$W = \frac{2,3 \cdot 10}{4} = 6 \text{ м}^3.$$

Принимаем два расходных бака емкостью по 6 м³ с размерами каждого: ширина b=2 м; длина l=2 м; высота h=1,5 м, высота слоя раствора 1,2 м.

4.1.2 Расчет воздуходувок и воздуховодов

Для улучшения процессов растворения коагулянта и перемешивания раствора в растворных и расходных баках они оснащаются подачей сжатого воздуха.

Скорость подачи воздуха будет: для растворения коагулянта 8—10 л/сек·м², для его перемешивания при разбавлении до необходимой концентрации в расходных баках 3—5 л/сек·м².

Расчетный расход воздуха $q_{\text{возд}}$, л/с, определяем по формуле

$$q_{\text{возд}} = \omega \cdot F, \quad (4.6)$$

где ω – скорость подачи воздуха, л/с·м²;

F – суммарная площадь растворных или расходных баков, м².

При одновременной работе двух растворных баков расход воздуха составит:

$$q_{\text{возд}}^{\text{раств}} = 140,4 \text{ л/с,}$$

где ω – интенсивность подачи воздуха при растворении коагулянта;

F – площадь растворных баков.

Расход воздуха для расходных баков:

$$q_{\text{возд}}^{\text{расх}} = 20 \text{ л/с.}$$

Общий расход воздуха:

$$q_{\text{возд}} = 140,4 + 20 = 160,4 \text{ л/с} = 9,6 \text{ м}^3/\text{мин}.$$

Для подачи воздуха устанавливаем воздуходувку марки ВК-12 (1 рабочую, 1 резервная), производительностью $Q=10 \text{ м}^3/\text{мин}$ и избыточным давлением $H=15 \text{ м}$, с мощностью электродвигателя типа А82/6 $N=40 \text{ кВт}$, $n=960 \text{ об/мин}$.

Скорость движения воздуха в трубопроводе $\varnothing 80 \text{ мм}$ при давлении $p=1,5 \text{ кгс/см}^2$ определяется по формуле

$$v = \frac{W}{60(p+1) \cdot 0,785 \cdot d^2} = \frac{10}{60 \cdot (1,5+1) \cdot 0,785 \cdot 0,08^2} = 13,3 \text{ м/с}, \quad (4.7)$$

где W — производительность воздуходувок, $10 \text{ м}^3/\text{мин}$;

p — давление в трубопроводе подачи воздуха, $1,5 \text{ кгс/см}^2$;

d — диаметр трубопровода подачи воздуха, $0,08 \text{ м}$.

Полученная скорость является допустимой.

Вес сухого воздуха G , кг/ч, проходящего через воздухопровод в течение часа:

$$G = 60 \cdot W \cdot \gamma = 60 \cdot 10 \cdot 1,917 = 1115 \text{ кг/ч}, \quad (4.8)$$

где γ — удельный вес сухого воздуха, $1,917 \text{ кг/м}^3$.

Потери давления воздуха находим по формуле

$$p_1 = \frac{12,5 \cdot \beta \cdot G^2 \cdot l}{\gamma \cdot d^5} = \frac{12,5 \cdot 1,016 \cdot 1115^2 \cdot 20}{1,917 \cdot 80^5} = 0,05 \text{ кгс/м}^2 = 0,05 \text{ ат}. \quad (4.9)$$

где β — коэффициент, который учитывает сопротивление, принимаемый в зависимости от величины G , равен $1,016$;

G — вес воздуха, который проходит через трубопровод в течение часа, 1115 кг/ч ;

l — длина воздухопровода, 20 м ;

d – диаметр труб, 80 мм;

γ — удельный вес сухого воздуха, принимаем $1,917 \text{ кг/м}^3$.

Потери напора в фасонных частях воздухопровода определяем по формуле

$$p_2 = 0,063 \cdot v^2 \cdot \sum \zeta = 0,063 \cdot 13,3^2 \cdot 10,5 = 117 \text{ мм. в. ст.}, \sim 0,012 \text{ ат.} \quad (4.10)$$

где $\sum \zeta = 7 \cdot 1,5 = 10,5$ – сумма коэффициентов местного сопротивления (для прямоугольных колен), $p_2 = 0,024 \text{ атм.}$

Следовательно, $\sum p = 0,05 + 0,012 = 0,062$ атмосфер, или около 4 % давления, развиваемого воздуходувкой ВК-12. Так как величина этого давления не большая, принимаем ресивер уменьшенного объема, который равен $0,5 \text{ м}^3$, при диаметре 0,7 м и высоте 1,2 м.

Проводим проверку соответствия ранее принятой мощности двигателя воздуходувки.

Так как $Q=W=10 \text{ м}^3/\text{мин}$, или $0,167 \text{ м}^3/\text{сек}$, $H=1,5 \text{ кгс/см}^2$, или $15000 \text{ мм вод. ст.}$ $\eta=0,7$, то

$$N_k = \frac{0,167 \cdot 15000}{102 \cdot 0,7} = 35 \text{ квт.}$$

Сила двигателя должна быть равна: $N_s = 35/0,88 = 40 \text{ квт.}$

Кроме магистрального трубопровода воздуха $\text{Ø}80 \text{ мм}$ устанавливаются ответвления диаметрами по 50 мм, система стояков и горизонтальных распределительных дырчатых шлангов диаметрами по 38 мм, которые располагают на расстояниях 500 мм друг от друга, под решетками растворных баков и на дне расходных баков.

Для подачи в растворные баки реагентов предусматриваем вагонетку грузоподъемность которой до 1 т (при ее емкости $0,5 \text{ м}^3$) оснащенную опрокидывающимся кузовом, а для удаления шлама из растворных баков —

вагонетку без кузова, которая оборудована бадьей, грузоподъемность которой 0,5 т. В здании реагентного хозяйства предусматриваем установку тельфера грузоподъемностью 1 т.

Стенки и дно железобетонных баков для растворов реагента покрываются кислотостойкими плитками на кислотостойкой замазке или оклеиваются по периметру рубероидом с защитой его изнутри дощатыми щитами.

4.1.3 Склады реагентов

Для хранения коагулянта проектируется склад, рассчитанный на 15-30-ти суточную потребность.

Склады примыкают к помещению, где устанавливаются баки для приготовления коагулянта.

Площадь склада для коагулянта находим по формуле

$$F_{скл} = \frac{Q_{сут} \cdot D_k \cdot T \cdot \alpha}{10000 \cdot P_c \cdot G_o \cdot h_k} = \frac{31444,7 \cdot 17,5 \cdot 15 \cdot 1,15}{10000 \cdot 33,5 \cdot 1,1 \cdot 2} = 12,9 \text{ м}^2, \quad (4.11)$$

где $Q_{сут}$ — производительность очистной станции, 31444,7 м³/сут;

D_k — расчетная доза коагулянта, 17,5 г/м³;

T — продолжительность хранения коагулянта на складе, 15 сут;

α — коэффициент дополнительной площади проходов на складе, 1,15;

P_c - содержание безводного продукта в коагулянте, 33,5 %;

G_o — объемный вес коагулянта при загрузке склада навалом, 1,1 т/м³;

h_k — допустимая высота слоя коагулянта на складе, 2 м.

4.2 Дозирование растворов реагентов

Емкость дозатора:

$$W = 0,1 \frac{n \cdot q_u \cdot D_k}{B \cdot \gamma} = 0,1 \frac{6 \cdot 1310,2 \cdot 17,5}{8 \cdot 1,08} = 1583,1 \text{ л} = 1,6 \text{ м}^3, \quad (4.12)$$

где $n = 6$ – число часов непрерывного действия дозатора;

$B = 4-10 \%$ – концентрация растворов реагента;

γ – удельный вес раствора реагента.

Максимальная высота слоя раствора реагента в дозаторе:

$$H_1 = \sqrt[3]{\frac{16 \cdot W}{\pi}} = \sqrt[3]{\frac{16 \cdot 1,6}{3,14}} = 2 \text{ м}. \quad (4.13)$$

Диаметр цилиндрического корпуса дозатора:

$$d = \frac{H_1}{2} = 1 \text{ м}. \quad (4.14)$$

Перепад давления, создаваемый дроссельной шайбой:

$$\begin{aligned} \Delta h &= (\gamma - 1) \cdot \left(H + \frac{100 H_1}{K} \right) + 3 \cdot \Sigma h \zeta = (1,08 - 1) \cdot \left(5,5 + \frac{100 \cdot 2}{10} \right) + 3 \cdot 0,15 = \\ &= 2,5 \text{ м. вод. ст} \end{aligned} \quad (4.15)$$

где $H = 5,5 \text{ м}$ – высота подачи раствора из дозатора в трубопровод исходной воды;

$K = 10 \%$ – точность дозирования;

$\Sigma h \zeta = 0,15 \text{ м. вод. ст}$ – гидравлическое сопротивление.

Диаметр шайбы:

$$d_{ш} = 4,27 \cdot \sqrt{\frac{Q_u}{\alpha \cdot \sqrt{\Delta h}}} = 4,27 \cdot \sqrt{\frac{1310,2}{0,6 \cdot \sqrt{2,5}}} = 159 \text{ мм} \approx 200 \text{ мм}.$$

4.3 Камерно-лучевой распределитель

Камерно-лучевой распределитель нужен для смешения обрабатываемой воды с растворами реагентов. Он расположен по оси потока обрабатываемой воды и состоит из: цилиндрической камеры с радиальными перфорированными ответвлениями, с открытыми торцами; циркуляционного патрубка, который расположен внутри камеры, открытого с обеих сторон и закрепленного на основании камеры, который обращен к потоку; реагентопровода, который присоединен к камере с противоположной стороны. Реагентопровод может быть оснащен приемной воронкой при подаче раствора реагента самотеком или соединен фланцами соответствующей коммуникацией при подаче под напором.

Эффективность действия камерно-лучевого распределителя достигается за счет:

- подачи части исходной воды через циркуляционный патрубок внутрь камеры;
- разбавления этой водой раствора реагента, который поступает внутрь камеры через реагентопровод (предварительное смешение);
- увеличение изначального расхода жидкого реагента, который способствует его рассредоточению в потоке;
- равномерного распределения разбавленного раствора по сечению потока.

Поступление в камеру исходной воды через циркуляционный патрубок проходит под действием скоростного напора, который имеет наибольшую величину в ядре потока.

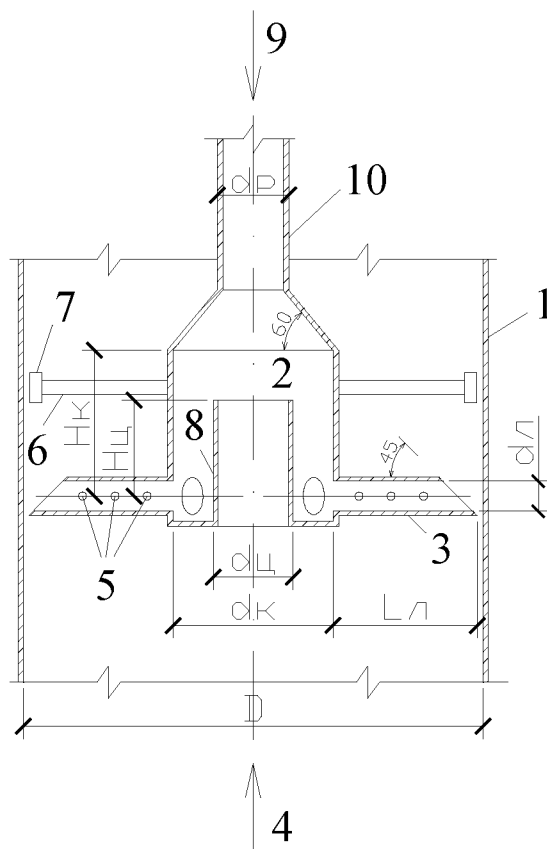
Камерно-лучевой распределитель размещен внутри трубопровода, на выходном участке трубопровода, который подает исходную воду, или на

входном участке трубопровода, который отводит воду из сооружения, после которого она подлежит дальнейшей реагентной обработке.

Наилучший вариант установки распределителей в трубопроводах рекомендуется выбирать с учетом возможности их осмотра и ремонта без прекращения подачи обрабатываемой воды.

При обработке воды несколькими реагентами распределители растворов лучше устанавливать в последовательности, которая распределяется технологической схемой. При этом отдельные распределители могут объединяться в блоки.

Расчетные показатели камеро-лучевых распределителей и размеры их конструктивных элементов можно увидеть в таблице 13.



1 – корпус трубопровода; 2 – камера распределителя; 3 – лучевое ответвление
 4 – движение воды; 5 – отверстие для выхода раствора; 6 – радиальная распорка; 7 – глухая резиновая муфта, которая установлена с зазором 5-10 мм от корпуса трубопровода; 8 – циркуляционный патрубок; 9 – подача реагента; 10 – реагентопровод.

Рисунок 5 – Камерно-лучевой распределитель (тип II, расположение – внутри трубопровода).

Таблица 13 – Показатели камеро-лучевых распределителей

Показатели и конструктивные элементы	Значения показателей
1	2
Продолжительность смешения при установке внутри трубопровода, Т, с	0,6-1,0
То же, при установке вблизи выходного (входного) сечения трубопровода, Т, с	1,0
Скорость потока v , м/с	Не менее 0,5
Коэффициент гидравлического сопротивления ζ	2,1
Отношение размеров элементов к диаметру D подающего (отводящего) трубопровода:	
- диаметр камеры, d_k	0,25-0,30
- диаметр циркуляционного патрубка, $d_{ц}$	0,15-0,20
- диаметр лучевого ответвления, $d_{л}$	0,05-0,08
- диаметр реагентопровода, d_p	0,10-0,15

Окончание таблицы 13

1	2
- высота камеры, H_k	0,30
- высота циркуляционного патрубка, $H_{ц}$	0,20
- длина лучевых ответвлений, $L_{л}$	0,25-0,30
Число лучевых ответвлений, $n_{л}$	8
Диаметр боковых отверстий лучевых ответвлений, d_o , мм	4-10
Коэффициент перфорации лучевых ответвлений $K_{п}$	1,4-1,6

4.4 Расчет вертикального смесителя

Смесители необходимы для равномерного распределения реагентов в массе обрабатываемой воды, и, вследствие этого, более благоприятного протекания последующих реакций хлопьеобразования. Смешение должно быть быстрым и осуществляется в течение 1-2 мин.

Вертикальный смеситель применяется на водоочистных станциях средней и большой производительности при условии, что на один смеситель будет приходиться расход воды не свыше 1200—1500 м³/ч.

Проектируем три вертикальных смесителя квадратного в плане сечения, с пирамидальной нижней частью.

По типовому проекту принимаем 2 смесителя, тогда расход на один смеситель равен:

$$Q_{\text{час}} = \frac{Q_6}{2} = \frac{1310,2}{2} = 655,1 \text{ м}^3 / \text{час} = 0,18 \text{ м}^3 / \text{сек}. \quad (4.16)$$

Определяем площадь горизонтального сечения верхней части одного смесителя:

$$f_6 = \frac{Q_{\text{час}}}{v} = \frac{655,1}{95} = 6,9 \text{ м}^2, \quad (4.17)$$

где v – скорость восходящего движения воды, 90 – 100 м/ч.

Определяем размер стороны верхней части смесителя

$$b_6 = \sqrt{f_6} = \sqrt{6,9} \approx 2,63 \text{ м}. \quad (4.18)$$

Трубопровод, который подает обрабатываемую воду $q=0,18 \text{ м}^3/\text{с}$ в нижнюю часть смесителя с входной скоростью $v=1\div 1,2 \text{ м/с}$, будет иметь внутренний диаметр:

$$d_{\text{вн}} = \sqrt{\frac{4 \cdot q}{\pi \cdot v}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,18}{3,14 \cdot 1,13}} = 450 \text{ мм}.$$

Принимаем внутренний диаметр подводящего трубопровода $d_{\text{вн}}=450 \text{ мм}$.

Так как внешний диаметр подводящего трубопровода равен $d_{\text{н}}=480 \text{ мм}$, а площадь нижней части усеченной пирамиды составит $f_{\text{н}} = 0,23 \text{ м}^2$, берем величину центрального угла $\alpha=40^\circ$. Тогда высота нижней (пирамидальной) части смесителя составит:

$$h_{\text{н}} = 0,5(b_6 - b_{\text{н}}) \cdot \text{ctg} \frac{40}{2} = 0,5 \cdot (2,63 - 0,48) \cdot \text{ctg} \frac{40}{2} \approx 3 \text{ м}.$$

Объем пирамидальной части смесителя:

$$W_n = \frac{1}{3} \cdot h_n (f_e + f_n + \sqrt{f_e \cdot f_n}) = \frac{1}{3} \cdot 3(6,9 + 0,23 + \sqrt{6,9 \cdot 0,23}) = 8,4 \text{ м}^3.$$

Полный объем смесителя:

$$W = \frac{Q_{\text{час}} \cdot t}{60} = \frac{655,1 \cdot 1,5}{60} = 16,4 \text{ м}^3, \quad (4.19)$$

где t – продолжительность смешения реагента с водой, 1,5 мин.

Объем верхней части смесителя:

$$W_e = W - W_n = 16,4 - 8,4 = 7,98 \text{ м}^3.$$

Высота верхней части смесителя:

$$h_e = \frac{W_e}{f_e} = \frac{7,98}{6,9} = 1,2 \text{ м}.$$

Полная высота смесителя:

$$h_c = h_e + h_n = 3 + 1,2 = 4,2 \text{ м}.$$

Сбор воды будет производиться в верхней части смесителя периферийным лотком через утопленные отверстия. Скорость движения воды в лотке составит $v=0,6$ м/с.

Вода, которая течет по лоткам в направлении бокового кармана, разделяется на два параллельных потока. Поэтому расчетный расход каждого потока находим по формуле

$$Q_n = \frac{Q_{\text{час}}}{2} = \frac{655,1}{2} = 327,6 \text{ м}^3/\text{час}. \quad (4.20)$$

Площадь живого сечения сборного лотка:

$$\omega_{\text{л}} = \frac{Q_{\text{л}}}{v_{\text{л}} \cdot 3600} = \frac{327,6}{0,6 \cdot 3600} = 0,15 \text{ м}^2.$$

При ширине лотка $b_{\text{л}}=0,27$ м расчетная высота слоя воды в лотке составит:

$$h_{\text{л}} = \frac{\omega_{\text{л}}}{b_{\text{л}}} = \frac{0,15}{0,27} = 0,56 \text{ м}.$$

Уклон дна лотка принят $i=0,02$.

Площадь всех утопленных отверстий в стенках сборного лотка

$$F_o = \frac{Q_{\text{час}}}{v_o \cdot 3600} = \frac{655,1}{1 \cdot 3600} = 0,18 \text{ м}^2, \quad (4.21)$$

где v_o —скорость движения воды через отверстия лотка, 1 м/сек.

Отверстия принимаем диаметром $d_o=80$ мм, т. е. площадью $f_o=0,00503$ м².

Общее потребное количество отверстий:

$$n_o = \frac{F_o}{f_o} = \frac{0,18}{0,00503} = 36 \text{ шт.}$$

Эти отверстия размещены по боковой поверхности лотка на глубине $h_o=110$ мм от верхней кромки лотка до оси отверстия.

Из сборного лотка вода будет поступать в боковой карман. Размеры кармана принимаем конструктивно с тем, чтобы в нижней части его разместить отводящий воду из смесителя трубопровод.

Расход воды, который протекает по трубе для подачи в камеру хлопьеобразования, $q_{сек}=181,97$ л/сек. Скорость движения воды в этом трубопроводе составит 0,8—1 м/сек, а время пребывания—не более 2 мин. Проектируем стальной трубопровод наружным диаметром 400 мм (ГОСТ 10704-91*) при скорости движения в нем воды 0,86 м/сек.

4.5 Расчет осветлителей со взвешенным осадком

Определение дозы коагулянта извести и максимальную концентрацию взвешенных веществ по формуле

$$C = M + K \cdot D_k + 0,25 \cdot Ц + И = 168 + 0,55 \cdot 17,5 + 0,25 \cdot 13 + 3,48 = 184,4 \text{ мг/л}, \quad (4.22)$$

где M – количество взвешенных веществ в исходной воде в г/м^3 ;

K – переводной коэффициент, который равен 0,55;

D_k – доза коагулянта в пересчете на безводный продукт в г/м^3 ;

$Ц$ – цветность воды в град;

$И$ – количество нерастворимых веществ, которые вводятся с известью для подщелачивания воды, в мг/л ;

$$И = 0,6 \cdot D_u = 0,6 \cdot 5,8 = 3,48 \text{ мг/л}.$$

Количество воды теряемой при сбросе:

$$q_{ос} = \frac{K_p (C - m)}{\delta_{ср}} \cdot 100\% = \frac{1,5 \cdot (184,4 - 12)}{19000} = 1,4\%,$$

где m – количество взвеси в воде, выходящей после обработки в осветлителе, равное 8-12 мг/л ;

$\delta_{ср}$ – средняя концентрация взвешенных веществ в осадкоуплотнителе, которая принимается в зависимости от времени уплотнения T в ч;

K_p – коэффициент разбавления осадка при его удалении, равный 1,2-1,5.

Осветлитель двумя боковыми коридорами и осадкоуплотнителем.

Общая площадь осветлителя находим по формуле

$$F_{осв} = F_{з.о.} + F_{з.от} = \frac{K \cdot Q_{расч}}{3,6 \cdot v_{з.о.}} + \frac{(1-K) \cdot Q_{расч}}{3,6 \cdot \alpha \cdot v_{з.о.}}, \quad (4.23)$$

где $F_{з.о.}$ – площадь зоны осветления, в m^2 ;

$F_{з.от}$ – площадь зоны отделения осадка, в m^2 ; $Q_{расч}$ – расчетный расход воды, в $m^3/ч$; $v_{з.о.}$ – скорость восходящего потока воды в зоне осветления, в $mm/сек$;

K – коэффициент распределения воды между зоной осветления и осадкоуплотнителем;

α – коэффициент снижения скорости восходящего потока воды в зоне отделения осадка вертикального осадкоуплотнителя по сравнению со скоростью воды в зоне осветления, который равен 0,9.

$$F_{осв} = \frac{0,7 \cdot 1310,2}{3,6 \cdot 0,8} + \frac{(1-0,7) \cdot 1310,2}{3,6 \cdot 0,9 \cdot 0,8} = 470,14 m^2.$$

Площадь одного осветлителя в плане не должна быть больше 100-150 m^2 , принимаем 4 осветлителя. Площадь каждого из двух коридоров осветлителя составит:

$$f_{кор} = F_{з.о.} / n / 2 = 318,5 / 4 / 2 = 39,8 m^2.$$

Площадь осадкоуплотнителя:

$$f_{о.у} = F_{з.от} / n = 151,64 / 4 = 37,9 m^2.$$

В соответствии с размерами балок принимаем ширину коридора, равную $b_{кор}=2,6$ м; тогда длина коридора: $l_{кор} = f_{кор} / b_{кор} = 39,8 / 2,6 = 15,3$ м.

Ширина осадкоуплотнителя выше окон для приема осадка:

$$b_{o,y} = f_{o,y} / l_{кор} = 37,9 / 15,3 = 2,5 \text{ м.}$$

Расход воды в распределительном дырчатом коллекторе:

$$q_{кор} = \frac{Q_ч}{N \cdot 2} = \frac{1310,2}{4 \cdot 2} = 163,8 \text{ м}^3 / \text{час} = 0,045 \text{ м}^3 / \text{сек.}$$

Скорость входа в дырчатый коллектор должна быть в около 0,5-0,6 м/сек; диаметр коллектора найдем по формуле:

$$d_{кор} = \sqrt{\frac{4 \cdot q_{кол}}{\pi \cdot v_{кол}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,045}{3,14 \cdot 0,5}} = 0,34 \text{ м} \approx 350 \text{ мм.} \quad (4.24)$$

Скорость выхода воды из отверстий составит $v=1,5-2$ м/сек. Тогда площадь отверстий распределительного коллектора будет:

$$f_o = q_{кол} / v_o = 0,045 / 1,8 = 0,025 \text{ м}^2 = 250 \text{ см}^2.$$

Принимается диаметр отверстий 20 мм, тогда площадь одного отверстия будет равна $3,14 \text{ см}^2$, а количество отверстий в каждом коллекторе будет равным $n_o=250/3,14=80$ шт.

Отверстия размещаются в два ряда по обеим сторонам коллектора в шахматном порядке; они направлены вниз под углом 45° к горизонту.

Расстояние между осями отверстий в каждом ряду:

$$l = 2l / n_o = 2 \cdot 15,3 / 80 = 0,38 \text{ м.}$$

Расход воды в водосборном желобе:

$$q_{жс} = \frac{K \cdot Q_{час}}{2 \cdot 2} = \frac{0,7 \cdot 1310,2}{4} = 230 \text{ м}^3 / \text{час} = 0,06 \text{ м}^3 / \text{сек}$$

Ширина желоба прямоугольного сечения:

$$b_{жс} = 0,9 \cdot q_{жс}^{0,4} = 0,9 \cdot 0,06^{0,4} = 0,3 \text{ м.}$$

Затопленные отверстия размещены в один ряд по внутренней стенке желоба на 7 см ниже его верхней кромки. Тогда глубина желоба в начале и конце равна:

$$h_{нач} = 7 + 1,5 \cdot b_{жс} / 2 = 7 + 1,5 \cdot 30 / 2 = 29,5 \text{ см.}$$

$$h_{кон} = 7 + 2,5 \cdot b_{жс} / 2 = 7 + 2,5 \cdot 30 / 2 = 44,5 \text{ см.}$$

Площадь отверстий в стенке желоба равна:

$$\sum f_{отв} = \frac{q_{жс}}{\mu \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}} = \frac{0,06}{0,65 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,05}} = 0,094 \text{ м}^2 = 940 \text{ см}^2$$

где h – разность уровней воды в осветлителе и в желобе, равная 0,05 м;

μ – коэффициент расхода, равный 0,65.

При диаметре каждого отверстия 20 мм и его площади 3,14 см² количество отверстий равно: $n = \sum f_o / f_o = 940 / 3,14 = 300 \text{ шт.}$

Шаг отверстий $\ell = l / n = 15,3 / 300 = 0,051 \text{ м} = 5,1 \text{ см}$

Сбор осадка в осадкоуплотнитель:

$$Q_{ок} = (1 - K) \cdot Q_{расч} = (1 - 0,7) \cdot 1310,2 = 393,06 \text{ м}^3 / \text{час.}$$

С каждой стороны в осадкоуплотнитель будет поступать:

$$Q_{ок} = 393,06 / 2 = 196,5 \text{ м}^3 / \text{час}$$

ВОДЫ С ИЗБЫТОЧНЫМ ОСАДКОМ.

Площадь осадкоприемных окон с каждой стороны осадкоуплотнителя:

$$f_{ок} = Q_{ок} / v_{ок} = 197 / 54 = 3,6 м^2.$$

где $v_{ок}$ – скорость движения воды с осадком в окнах, которая равна 36-54 м/ч.

Берем высоту окон 1,2 м, тогда их общая длина с каждой стороны осадкоуплотнителя $l_{ок} = 3,6 / 1,2 = 3 м$.

Расход воды через сборную дырчатую трубу:

$$Q_{сб} = \frac{(1-K) \cdot Q_{расч} - Q_{ос}}{2} = \frac{0,3 \cdot 1310,2 - 4,6}{2} = 194,2 м^3 / час = 0,054 м^3 / сек \quad (4.25)$$

Потеря воды при продувке:

$$Q_{ос} = \frac{Q_{расч} \cdot q_{ос}}{N \cdot 100} = \frac{1310,2 \cdot 1,4}{4 \cdot 100} = 4,6 м^3 / час. \quad (4.26)$$

Скорость движения воды в устье сборной трубы должна составлять не более 0,5 м/сек.

$$d_{сб} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{сб}}{\pi \cdot v_{сб}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,054}{3,14 \cdot 0,5}} = 0,37 м \approx 400 мм \quad (4.27)$$

Диаметр отверстий 15-20 мм. Площадь отверстий при скорости входа воды в них $v=1,5$ м/сек должна составлять:

$$\sum f_o = q_{сб} / v_o = 0,054 / 1,5 = 0,036 м^2 = 360 см^2.$$

При отверстиях диаметром 18 мм площадь каждого $f_o=2,54$ см². Необходимое количество отверстий $n_o=360/2,54=142$. Принимаем 142 отверстия с шагом $15,3/142=0,11$ м.

Фактическая скорость входа воды в отверстия:

$$v_{omm} = \frac{q_{сб}}{f_o \cdot n} = \frac{0,054}{0,000254 \cdot 142} = 1,5 \text{ м/сек.} \quad (4.28)$$

Определение высоты осветлителя:

$$H_{осв} = \frac{b_{кор} - 2b_{ж}}{2 \cdot \text{tg} \alpha / 2} = \frac{2,6 - 2 \cdot 0,3}{2 \cdot \text{tg} 30 / 2} = 3,7 \text{ м.} \quad (4.29)$$

где α – центральный угол, который образуется прямыми, проведенными от оси водораспределительного коллектора к верхним точкам кромок водосборных желобов; принимаем не более 30° .

Высота пирамидальной части осветлителя:

$$h_{мур} = \frac{b_{кор} - a}{2 \cdot \text{tg} \alpha_1 / 2} = \frac{2,6 - 0,4}{2 \cdot \text{tg} 80 / 2} = 1,52 \text{ м,} \quad (4.29)$$

где a – ширина коридора понизу, обычно равна 0,4 м;

α_1 – центральный угол наклона стенок коридора, $60-90^\circ$.

Высоту защитной зоны над слоем взвешенного осадка составит 1,5 м.

Высота зоны взвешенного осадка выше перехода наклонных стенок осветлителя в вертикальные:

$$h_{верт} = H_{осв} - h_{защ} - h_{мур} = 3,7 - 1,5 - 1,52 = 0,68 \text{ м.}$$

Такой высоты будет недостаточно – нужна не менее 1,5 м, поэтому берем $H_{осв} = 4,75$ м, тогда $h_{верт} = 1,7$ м.

Общая высота зоны взвешенного осадка:

$$h_{з.в.о} = h_{верт} + h_{мур} / 2 = 1,7 + 1,52 / 2 = 4,46 \text{ м.}$$

Объем осадкоуплотнителя:

$$W = l_{кор} \left[b_{о.у} \cdot h_{верт} + 2 \cdot \left(\frac{h_{мур} \cdot 0,5 \cdot b_{о.у}}{2} \right) \right] = 15,3 \cdot \left[2,5 \cdot 0,68 + 2 \cdot \left(\frac{1,52 \cdot 0,5 \cdot 2,5}{2} \right) \right] = 55,1 \text{ м}^3.$$

Количество осадка поступающего в осадкоуплотнитель:

$$Q_{oc} = C \cdot Q_{расч} / N = 0,1844 \cdot 1310,2 / 4 = 60,4 \text{ кг/час.}$$

Продолжительность пребывания осадка в осадкоуплотнителе:

$$T = \frac{W \cdot \delta_{cp}}{Q_{oc}} = \frac{55,1 \cdot 1,9}{60,4} = 1,73 \text{ ч.}$$

Дырчатые трубы для удаления осадка из осадкоуплотнителя, их размещают по продольной оси дна, в месте, где сходятся наклонные стенки осадкоуплотнителя.

Диаметр труб определяют при скорости не менее 1 м/сек, при опорожнении осадкоуплотнителя 15 мин (0,25 часа) через каждую осадкосбросную трубу должен пропускаться расход:

$$Q_{oc} = \frac{W}{2 \cdot t} = \frac{55,1}{2 \cdot 0,25} = 110,2 \text{ м}^3 / \text{час} = 30,6 \text{ л/сек} = 0,031 \text{ м}^3 / \text{сек.}$$

При скорости движения воды $v=1,1$ м/сек, диаметр:

$$d_{об} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{об}}{\pi \cdot v_{об}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,031}{3,14 \cdot 1,1}} = 0,189 \text{ м} \approx 200 \text{ мм.}$$

Площадь отверстий будет равна:

$$\sum f_o = q_{oc} / v_o = 0,031 / 3 = 0,01 \text{ м}^2 = 100 \text{ см}^2.$$

Принимаем отверстия диаметром 20 мм и площадью $f_o=3,14$ см². Число отверстий:

$$n_o = \sum f_o / f_o = 100 / 3,14 = 31,84 \approx 32 \text{ шт.}$$

Принимаем 32 отверстия с шагом оси $15,3/32=0,48$ м.

4.6 Расчет скорых безнапорных фильтров с кварцевой загрузкой

Определение размеров фильтра

Суммарная площадь скорых фильтров находим по формуле

$$F = \frac{Q_{сут}}{T \cdot v_{р.н} - 3,6 \cdot n \cdot \omega \cdot t_1 - n \cdot t_2 \cdot v_{р.н}} = \quad (4.30)$$
$$= \frac{31444,7}{24 \cdot 6 - 3,6 \cdot 2 \cdot 12,5 \cdot 0,1 - 2 \cdot 0,33 \cdot 6} = 239,96 \text{ м}^2,$$

где T — продолжительность работы станции в течение суток, 24 ч;

$v_{р.н}$ — расчетная скорость фильтрования при нормальном режиме эксплуатации, 6 м/ч;

n — количество промывок каждого фильтра за сутки, 2; ω — интенсивность промывки, 12,5 л/с·м²;

t_1 — продолжительность промывки, 0,1 ч;

t_2 — время простоя фильтра в связи с промывкой, 0,33 ч.

По типовому проекту принимаем 5 фильтров. Площадь одного фильтра будет равна $f=6 \times 3=18$ м².

Скорость фильтрования воды при форсированном режиме составит

$$v_{р.ф} = v_{р.н} \frac{N}{N - N_1} = 6 \frac{5}{5 - 1} = 7,5 \text{ м/час} < 9,5 \text{ м/час}, \quad (4.31)$$

где N_1 — количество фильтров, находящихся в ремонте, 1.

4.6.1 Подбор состава загрузки

Загрузка фильтра – керамзит. Высота фильтрующего слоя $h_{\phi}=0,7-0,8$ м с минимальным диаметром зерен 0,5 мм и максимальным 1,2 мм. Эквивалентный диаметр зерен $d_s=0,7\div 0,8$ мм, а коэффициент неоднородности $K_n=1,8-2$.

Крупность зерен и высота поддерживающих слоев распределительной системы фильтра приняты согласно СП.

4.6.2 Расчет распределительной системы фильтра

Распределительная система фильтра необходима как для равномерного распределения промывной воды по его площади, так и для сбора профильтрованной воды.

Количество промывной воды, нужной для одного фильтра, определяем по формуле

$$q_{np} = F \cdot \omega = 18 \cdot 12,5 = 225 \text{ л/с.} \quad (4.32)$$

Диаметр коллектора распределительной системы находим по скорости входа промывной воды:

$$d_{кол} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{np}}{\pi \cdot v_{кол}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,225}{3,14 \cdot 1,2}} = 0,489 \text{ м} \approx 500 \text{ мм} \quad (4.33)$$

Площадь дна фильтра, приходящаяся на каждое ответвление распределительной системы при расстояниях между ними $m=0,27$ м (рекомендуемое расстояние $m=0,25-0,35$ м) и наружном диаметре коллектора $d_{кол}=530$ мм, будет равна:

$$f_{ome} = \left(\frac{6 - 0,53}{2} \right) \cdot 0,27 = 0,74 \text{ м}^2.$$

Расход промывной воды, которая поступает через одно ответвление:

$$q_{ome} = f_{ome} \cdot \omega = 0,74 \cdot 12,5 = 9,28 \text{ л/с}.$$

При площади одного фильтра $F=18 \text{ м}^2$ суммарная площадь отверстий будет равно:

$$\sum f_o = \frac{18 \cdot 0,25}{100} = 0,045 \text{ м}^2, \text{ или } 450 \text{ см}^2.$$

При диаметре отверстий $\delta_o=14 \text{ мм}$ площадь отверстия $f_o=1,54 \text{ см}^2$. Значит, общее количество отверстий в распределительной системе каждого фильтра:

$$\sum f_o / f_o = \frac{450}{1,54} = 292 \text{ шт.}$$

Общее количество ответвлений на каждом фильтре при расстояниях между осями ответвлений 3 м равно $292/3 = 98 \text{ шт.}$

При длине каждого ответвления $l_{отв}=(6-0,53):2=2,75 \text{ м}$ шаг оси отверстий на ответвлении составит $e_o=l_{отв}:40=2,75:12=0,23 \text{ м}$, или 230 мм . Отверстия размещают в два ряда в шахматном порядке под углом 45° к вертикальной оси трубы.

Для удаления воздуха из трубопровода, подающего воду на промывку фильтра, в повышенных местах распределительной системы предусматривается установка стояков-воздушников $\text{Ø}150 \text{ мм}$ с автоматическим устройством для выпуска воздуха. На коллекторе фильтра также монтируют стояки-воздушники.

4.6.3 Расчет устройств для сбора и отвода воды при промывке фильтра

Сбор и отвод загрязненной воды при промывке скорых фильтров производится при помощи желобов, которые размещают над поверхностью фильтрующей загрузки.

Принимаем количество желобов в одном фильтре 3 с треугольным основанием.

Расход промывной воды, приходящейся на один желоб:

$$q_{\text{жс}} = \frac{q_{\text{нр}}}{3} = \frac{225}{3} = 75 \text{ л/с, или } 0,075 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Ширину желоба находим по формуле

$$B = K \sqrt[5]{\frac{q_{\text{жс}}^2}{(1,57 + a)^3}} = 2,5 \sqrt[5]{\frac{0,075^2}{(1,57 + 1,5)^3}} = 0,36 \text{ м}, \quad (4.34)$$

где a – отношение высоты прямоугольной части желоба к половине его ширины, 1,5;

K – коэффициент, который принимается равным для желобов с треугольным основанием, равен 2.

Высота прямоугольной части желоба:

$$h_{\text{пр}} = 0,75 \cdot B = 0,75 \cdot 0,36 = 0,27 \text{ м}.$$

Полезная высота желоба:

$$h = 1,25 \cdot B = 1,25 \cdot 0,36 = 0,45 \text{ м}.$$

Конструктивная высота желоба (с учетом толщины стенки):

$$h_k = h + 0,08 = 0,45 + 0,08 = 0,53 \text{ м.}$$

Высота кромки желоба над поверхностью фильтрующей загрузки $h_{ж} = 0,6 \text{ м.}$

Так как конструктивная высота желоба $h_k = 0,6 \text{ м}$, нужно чтобы расстояние от низа желоба до верха загрузки фильтра составляло 0,05-0,06 м.

Расход воды на промывку фильтра находим по формуле

$$p = \frac{\omega \cdot f \cdot t_1 \cdot 60 \cdot N}{Q_{\text{нас}} \cdot T_p \cdot 1000} \cdot 100 = \frac{12,5 \cdot 18 \cdot 6 \cdot 60 \cdot 5}{1310,2 \cdot 7,4 \cdot 1000} \cdot 100 = 4,2 \%, \quad (4.35)$$

где T_p – продолжительность работы фильтра между двумя промывками, рассчитываем по формуле

$$T_p = T_o - (t_1 + t_2 + t_3) = 8 - (0,1 + 0,33 + 0,17) = 7,4 \text{ ч,} \quad (4.36)$$

где T_o – продолжительность рабочего фильтроцикла, обычно равна 8—12 ч при нормальном режиме и не менее 6 ч при форсированном режиме работы фильтра;

t_3 – продолжительность сброса первого фильтрата в сток, 0,17 ч.

Скорость фильтрования на фильтрах при промывке одного из которых можно принять постоянной или с увеличением на 20 %.

4.6.4 Расчет сборного канала

Загрязненная промывная вода из желобов скорого фильтра свободно выливается в сборный канал, откуда отводится в сток.

Боковой сборный канал непосредственно примыкает к стенке фильтра.

При отводе промывной воды с фильтра сборный канал должен предотвратить создание подпора на выходе воды из желобов.

В связи с этим, расстояние от дна желоба до дна бокового сборного канала должно составлять не менее:

$$H_{\text{кан}} = 1,73 \sqrt[3]{\frac{q_{\text{кан}}^2}{g \cdot b_{\text{кан}}^2}} + 0,2 = 1,73 \cdot \sqrt[3]{\frac{0,225^2}{9,81 \cdot 0,7^2}} + 0,2 \approx 0,6 \text{ м}, \quad (4.37)$$

где $q_{\text{кан}}$ – расход воды в канале, $0,225 \text{ м}^3/\text{с}$;

$b_{\text{кан}}$ – минимально допустимая ширина канала, $0,7 \text{ м}$.

Скорость движения воды в конце сборного канала при размерах поперечного сечения $f_{\text{кан}} = 0,36 \cdot 0,6 = 0,22 \text{ м}^2$ будет составлять:

$$v_{\text{кан}} = \frac{q_{\text{кан}}}{f_{\text{кан}}} = \frac{0,225}{0,22} = 1,02 \text{ м/с}, \text{ что отвечает рекомендуемой минимальной}$$

скорости, равной $0,8 \text{ м/с}$.

4.6.5 Определение потерь напора при промывке фильтра

Потери напора складываются из следующих величин:

а) Потери напора в отверстиях труб распределительной системы фильтра, определяют по формуле

$$h_{p.c} = \left(\frac{2,2}{\alpha^2} + 1 \right) \cdot \frac{v_{\text{кол}}^2}{2g} + \frac{v_{p.m}^2}{2g} = \left(\frac{2,2}{0,4^2} + 1 \right) \cdot \frac{1,25^2}{2 \cdot 9,81} + \frac{1,7^2}{2 \cdot 9,81} = 1,33 \text{ м}, \quad (4.38)$$

где $v_{\text{кол}}$ – скорость движения воды в коллекторе, $1,25 \text{ м/с}$;

$v_{p.m}$ – то же, в распределительных трубах, $1,7 \text{ м/с}$;

α – отношение суммы площадей всех отверстий распределительной системы к площади сечения коллектора, $\alpha=0,4$.

б) потери напора в фильтрующем слое, определяют по формуле

$$h_{\phi} = (a + b\omega) \cdot H_{\phi} = (0,76 + 0,017 \cdot 12,5) \cdot 0,7 = 0,68 \text{ м}, \quad (4.39)$$

где $a=0,76$ и $b=0,017$ — параметры для песка с крупностью зерен 0,5—1 мм.

в) Потери напора в гравийных поддерживающих слоях, определяют по формуле

$$h_{n.c} = 0,022 \cdot H_{n.c} \cdot \omega = 0,022 \cdot 0,5 \cdot 12,5 = 0,14 \text{ м}. \quad (4.40)$$

г) Потери напора в трубопроводе, подводящем промывную воду к общему коллектору распределительной системы.

При длине трубопровода 100 м и диаметре трубопровода 500 мм, уклон $i=0,003$.

$$h_{mp} = i \cdot l = 0,003 \cdot 100 = 0,3 \text{ м}.$$

д) потери напора на образование скорости во всасывающем и напорном трубопроводах насоса для подачи промывной воды:

$$h_{o.c} = \frac{v^2}{2 \cdot g} = \frac{2,7^2}{2 \cdot 9,81} = 0,37 \text{ м} \quad (4.41)$$

е) Потери напора на местные сопротивления в фасонных частях и арматуре определяются по формуле

$$h_{м.с} = \sum \zeta \frac{v^2}{2g} = (0,984 + 0,26 + 0,5 + 0,95) \cdot \frac{1,8^2}{2 \cdot 9,81} = 0,45 \text{ м}, \quad (4.42)$$

где коэффициенты местных сопротивлений равные: $\zeta_1=0,984$ для колена; $\zeta_2=0,26$ для задвижки; $\zeta_3 = 0,5$ для входа во всасывающую трубу.

Полная величина потерь напора при промывке скорого фильтра составит:

$$\sum h = 1,33 + 0,68 + 0,14 + 0,3 + 0,37 + 0,45 = 3,27 \text{ м}.$$

Геометрическая высота подъема воды h_2 от дна резервуара чистой воды до верхней кромки желобов над фильтром составит:

$$h_2 = 0,7 + 1,2 + 4,5 = 11,9 \text{ м},$$

где 0,7 м—высота кромки желоба над поверхностью фильтра; 1,2 м—высота загрузки фильтра; 4,5 м—глубина воды в резервуаре; 3,0 м – глубина заложения трубопровода.

Напор, который должен развивать насос при промывке фильтра, составит:

$$H = h_2 + \sum h + h_{з.н} = 6 + 3,27 + 1,5 = 10,77 \text{ м},$$

где $h_{з.н}=1,5$ м – запас напора.

Подбор насосов для промывки фильтра

Для подачи промывной воды в количестве 225 л/с принимаем центробежный насос марки Д 1250-65 со следующими характеристиками:

количество оборотов $n = 960$ об/мин;

диаметр рабочего колеса – 390 мм;

мощность электродвигателя - 55 кВт.

Устанавливаем 1 рабочий, 1 резервный агрегат.

4.7 Расчет установки для дозирования товарного гипохлорита натрия

Обеззараживание – неперенное условие подготовки воды для хозяйственно-питьевых целей. При обеззараживании в обрабатываемой воде уничтожаются патогенные бактерии и другие микроорганизмы.

Принимаем в качестве обеззараживающего реагента гипохлорит натрия (NaOCl), который получаем на водоочитной станции путем электролиза поваренной соли. Гипохлорит натрия является более активным, чем хлор, в отношении вирусов дезинфектантом. Гипохлорит натрия малотоксичен (IV класс токсичности), безопасен в эксплуатации и прост в применении. При наличии в воде аммонийного азота не взаимодействует с ним (т.е. не образует хлораминов и других хлорпроизводных), оставаясь в форме свободного хлора, обеспечивает более глубокое обеззараживание воды и упрощает контроль остаточного хлора.

Расчетный часовой расход активного хлора для хлорирования воды при дозе хлора $D_{Cl} = 2$ мг/л будет:

$$\frac{Q_{сут} \cdot D_{Cl}}{1000} = \frac{31444,7 \cdot 2}{1000} = 62,9 \text{ кг/сут} \approx 15,75 \text{ кг/час.} \quad (4.43)$$

При требуемом расходе хлора 15,75 кг/ч объем хлораторной составляет 1948 м³, площадь помещения 21х12, высотой 7,7м. необходимое кол-во NaCl для получения 15,75 гипохлорита натрия составляет 56 кг/час или 1344 кг/сут или 0,49 т/год.

Принимаем 2 установки ЭН-100 со складом поваренной соли размером 20х12 м.

5 Оценка воздействия систем водоснабжения из поверхностного источника на окружающую природную среду

5.1 Характеристика проектируемого объекта

Система водоснабжения разрабатывается для населенного пункта численностью 92813 человек.

Жилые дома оснащены водопроводом, канализацией и горячим водоснабжением.

На территории города расположен хлопчатобумажный комбинат.

5.2. Характеристика источника водоснабжения

Источником водоснабжения в населенной пункте является река, имеющая следующие параметры:

- минимальный расход 95 % обеспеченности 307 м³/с;
- средняя скорость течения 0,82 м/с;
- русло и берега устойчивы, с сезонными деформациями не более +- 0,3м;
- льдообразование прекращается с установлением ледостава;
- ледостав устойчивый с мощностью 1 м;
- лесосплав отсутствует.

Данные по качеству воды источника приведены в таблице 14.

Оценка качества воды поверхностного источника произведена в соответствии с [1, 2].

Таблица 14 – Исходные и данные и нормативные требования к качеству воды водных объектов хозяйственно-питьевого назначения

Показатели	Единицы измерения	Качество воды в реке	Нормативные требования к водоемам хозяйственно-питьевого назначения			
			ПДК, мг/л	ЛПВ	Класс опасности	
Общие требования к составу и свойствам воды						
Взвешенные вещ-ва	мг/л	10,1	не нормируется			
Плавающ. примеси		отсутствие	отсутствие			
Окраска	см		не должна обнаруживаться в столбике 20 см			
Запахи	балл	отсутствие	не должна приобретать запах интенсивностью более 2 баллов непосредственно или при последующем хлорировании или других способах обработки			
Температура	°С	15	не должна повышаться более чем на 3 °С по сравнению со среднемесячной температурой воды самого жаркого месяца года за последние 10 лет			
Водородный показатель (рН)		7,5	Не должен выходить за пределы 6,5-8,5			
Минерализация воды	мг/л	123	1000	-	-	
Растворенный кислород		мг O ₂ /л	1,1	Не менее 4	-	
Биохимическое потребление кислорода (БПК ₅)		мг O ₂ /л	1,5	2	-	
Химическое потребление кислорода (бихроматная окисляемость), ХПК		мг O ₂ /л	16,7	15	-	
Химические вещества						
Железо	мг/л	0,23	0,3	о/л	3	
Алюминий	мг/л	0,006	0,2	о/л	3	
Никель	мг/л	0,0012	0,1	с/т	3	
Кадмий	мг/л	0,0001	0,001	с/т	2	
Фосфаты	мг/л	0,014	3,5	о/л	4	
Хлориды	мг/л	1,1	350	о/л	4	
Сульфаты	мг/л	13,9	500	о/л	4	
Фенолы	мг/л	0,006	0,001	о/л	4	
Нефтепродукты	мг/л	0,12	0,3	о/л	3	
СПАВ	мг/л	0,01	0,5	о/л	4	

Продолжение таблицы 14

Бактериологические показатели			
Возбудители кишечных инфекций			отсутствие
Жизнеспособные яйца гельминтов (аскарид, власоглав, токсокар, фасциол), онкосферы тениид и жизнеспособные цисты патогенных кишечных простейших		отсутствие	Не должны содержаться в 25 л воды
Термотолерантные колиформные бактерии	КОЕ/100м л	8	Не более 100
Общие колиформные бактерии	КОЕ/100м л	9	Не более 1000
Колифаги	БОЕ/100мл	5	Не более 10
Радиационные показатели			
Суммарная объемная активность радионуклидов при совместном присутствии			$\sum_{i=1}^N \left(\frac{A_i}{Y \cdot B} \right) \cdot i \leq 1$

Качество воды (таблица 14) оценивается на основании санитарных требований к водоемам хозяйственно-питьевого назначения по следующим условиям:

1. $C_i \leq ПДК_i^{XII}$ для веществ, относящихся к 3-му и 4-му классу опасности превышение ПДК не наблюдается.

2. $\sum_{i=1}^N \frac{C_i}{ПДК_i} \leq 1$ для веществ относящихся к 1-му и 2-му классу опасности относящийся к одному лимитирующему показателю вредности (ЛПВ).

Из веществ 1-го и 2-го классов опасности в воде присутствует кадмий,

$$C_i \leq ПДК_i^{XII}, \text{ т.е. } 0,0001 < 0,001.$$

Вывод: качество воды в водном объекте не соответствует требованиям, предъявляемым к водоемам хозяйственно-питьевого назначения по мутности и цветности.

В соответствии с [3] устанавливается класс источника водоснабжения и оценена пригодность данного источника для целей водоснабжения. В зависимости от установленного класса источника выбирается метод обработки воды.

Качество воды после обработки должно быть в соответствии с требованиями [4]. Нормативные требования по содержанию вредных веществ в питьевой воде можно увидеть в таблице 15.

Таблица 15 – Нормативные требования по содержанию вредных веществ в питьевой воде

Показатели	Ед. изм.	Качество воды в реке	Нормативные требования к качеству питьевой воды		
			ПДК, мг/л	ЛПВ	Класс опасности
Обобщенные показатели					
Водородный показатель	единицы рН	7,5	в пределах 6-9		
Общая минерализация (сухой остаток)	мг/л	123	1000		
Жесткость общая	мг-экв./л	4,0	7,0		
Окисляемость перманганатная	мг/л	11,2	5,0		
Нефтепродукты	мг/л	0,12	0,1		
Поверхностно- активные вещества (ПАВ), анионоактивные	мг/л	0,01	0,5		
Фенольный индекс	мг/л	0,006	0,25		
Неорганические вещества					
Железо	мг/л	0,23	0,3	о/л	3
Алюминий	мг/л	0,006	0,2	о/л	3

Продолжение таблицы 15

Никель	мг/л	0,0012	0,1	с/г	3
Кадмий	мг/л	0,0001	0,001	с/г	2
Фосфаты	мг/л	0,014	3,5	о/л	4
Хлориды	мг/л	1,1	350	о/л	4
Сульфаты	мг/л	13,9	500	о/л	4

Нормативные требования по микробиологическим и паразитологическим показателям, а также по органолептическим показателям и радиационной безопасности можно увидеть в таблице 16.

Таблица 16 – Нормативные требования к качеству питьевой воды по микробиологическим, паразитологическим и органолептическим показателям

Показатели	Единицы измерения	Качество воды в реке	Нормативы
микробиологические и паразитологические показатели			
Термотолерантные колиформные бактерии	Число бактерий в 100 мл	10	Отсутствие
Общие колиформные бактерии	Число бактерий в 100 мл	10	Отсутствие
Общее микробное число	Число образующих колонии бактерий в 1 мл	5	Не более 50
Колифаги	Число бляшкообразующих единиц (БОЕ) в 100 мл	Отсутствие	Отсутствие
Споры сульфитредуцирующих клостридий	Число спор в 20 мл	Отсутствие	Отсутствие
Цисты лямблий	Число цист в 50 л	Отсутствие	Отсутствие
органолептические показатели			
Запах	баллы	Отсутствие	2
Привкус	"-"	Отсутствие	2
Цветность	градусы	30	20
Мутность	ЕМФ (единицы мутности по формазину) или мг/л (по каолину)	8,12	2,6 1,5
Радиологические показатели			
Общая α -радиоактивность	Бк/л	Отсутствие	0,1
Общая β -радиоактивность	Бк/л	Отсутствие	1,0

Объект может быть использован в качестве источника хозяйственно-питьевого назначения после обесцвечивания и обеззараживания, снижения фенола, что достигается обработкой коагулянтами (смесью сульфата алюминия и оксихлорида алюминия 1:3), обеззараживанием гипохлоритом натрия и УФ-облучением.

5.3 Технологическая схема водоподготовки

Технологическая схема водоподготовки состоит из осветления, обесцвечивания и обеззараживания.

Для обесцвечивания и осветления предусмотрено коагулирование полиоксихлоридом алюминия (доза ПОХА – 17,5 мг/л;) и флокулирование – Праестолом с дозой 0,1 мг/л, обеззараживание – гипохлоритом натрия.

Технология водоподготовки с точки зрения возможного антропогенного воздействия на природную среду

В результате водоподготовки происходит воздействие на водный объект за счет забора воды.

Забор воды приводит к изменению пропуски воды, скорости потока и иным гидрологическим показателям водотока.

В результате технологического процесса образуются:

- газообразные отходы (потери при обеззараживании);
- жидкие отходы (промывные воды);
- твердые отходы (гидроокисные шламы водоочистки).

5.4 Количественная оценка антропогенного воздействия

Необходимая производительность водозаборных сооружений определяется по удельным нормативам водопотребления с учетом уровня благоустройства населенного пункта и в соответствии с техническими

условиями по водопотреблению промышленного предприятия и составит 1310,2 м³/ч (0,364 м³/с).

5.5 Оценка гидравлической нагрузки на водный объект водозабором

Максимальная гидравлическая нагрузка на водный объект должна составлять 20-25 %, и обеспечивает санитарный пропуск воды после забора, который должен составлять менее 75 %.

Величина фактического санитарного пропуска:

$$P_{\text{гид}} = (Q_p - Q_v) / Q_p \cdot 100 \%, \quad (5.1)$$

где Q_p – минимальный среднемесячный расход речной воды, м³/с;

Q_v – производительность водозаборных сооружений, м³/с.

$$P_{\text{гид}} = (307 - 0,364) / 307 \cdot 100 \% = 99,8 \%$$

Вывод: гидравлическая нагрузка на водный объект составит менее 1 %, что не превысит допустимых норм по санитарному пропуску воды.

5.6 Оценка воздействия на атмосферный воздух

Для обеззараживания воды применяется гипохлорит натрия, который получают на водоочистой станции путем электролиза поваренной соли. При использовании для обеззараживания гипохлорита натрия, с применением электролизных установок производятся расчеты выбросов и рассеивания хлора.

Расчет загрязнения атмосферы выбросами источника выполнен по [5].

При расчете определяют следующие показатели:

- потери загрязняющих веществ при технологическом процессе;
- наибольшую приземную концентрацию;
- расстояние, на котором установлена наибольшая приземная концентрация;
- расстояние, на котором установлена приземная концентрация, которая не должна быть выше санитарных норм;
- нормативный размер санитарно-защитной зоны;
- концентрацию загрязнений на границе санитарно-защитной зоны; зону воздействия.

5.7 Расчет валовых выбросов загрязняющих веществ

Масса выбрасываемого вредного вещества (М) берется из учета нормативных потерь. Нормативные потери при обеззараживании гипохлоритом, полученном электролитическим путем составляет 5% от расхода хлора (г/ч). Выбросы хлора могут попадать в атмосферный воздух с выбросами вентиляционной системы хлораторной.

Масса выбрасываемого хлора определена из расчета нормативных потерь 0,1%. Расход хлора – 15,75 кг/час.

Потери хлора с выбросами:

$$M_x = 5 \cdot P_x = 5 \cdot 15,75/100 = 0,78 \text{ кг/ч} = 0,22 \text{ г/с}, \quad (5.2)$$

где P_x – расход хлора (15,75 кг/ч).

5.8 Расчет максимальной приземной концентрации

Наибольшее значение приземной концентрации вредного вещества $мг/м^3$, при неблагоприятных метеорологических условиях:

$$C_{cl}^{ггс} = \frac{A \cdot M \cdot F \cdot m \cdot n}{H^2 \cdot \sqrt[3]{V_1 \cdot \Delta T}}, \quad (5.3)$$

где A – коэффициент, который зависит от температурной стратификации атмосферы и который определяет условия вертикального и горизонтального рассеивания веществ, $\frac{2/3}{с} \text{ мг град}^{1/3}/г$ (для неблагоприятных метеорологических условий районов Сибири = 200);

M – масса выбрасываемого вредного вещества, г/с;

F – безразмерный коэффициент, который учитывает скорость оседания вредных веществ в атмосферном воздухе, для газообразных веществ, 1;

m, n – коэффициенты, который учитывают условия выхода газовой смеси из устья источника выбросов;

V_1 – расход газовой смеси, $м^3/с$;

Объемы выброса принимаются из расчета 6-ти кратного вентиляционного воздухообмена, $м^3/ч$.

Объем хлораторной (V_x) принимается по типовому проекту в зависимости от производительности по хлору.

При требуемом расходе хлора 15,75 кг/ч объем хлораторной составляет 1948 $м^3$, площадь помещения 21x12, высотой 7,7 м.

Объем вентиляционного выброса (V) из расчета 6-ти кратного воздухообмена:

$$V_1 = 6 \cdot 1948 = 11688 \text{ м}^3/ч = 3,25 \text{ м}^3/с. \quad (5.4)$$

Высота источника выбросов (H) принимаем из условия, что газовой выбросная будет превышать конек крыши хлораторной на 1,5-2 м.

$$H = 7,7 + 2 = 9,7 \text{ м.}$$

Коэффициент m определяется в зависимости от K ,

$$K = 10^3 \cdot \frac{w_0 \cdot D_{\text{э}}}{H^2} = 1000 \frac{11,5 \cdot 0,6}{9,7^2} = 73,33, \quad (5.5)$$

где $D_{\text{э}}$ – эквивалентный диаметр устья источника выбросов, м.;

Диаметр устья выброса (D) – принимаем 600-800мм;

w_0 – скорость выхода газовой смеси, м/с;

$$w_0 = \frac{4 \cdot V_1}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 3,25}{3,14 \cdot 0,6^2} = 11,5 \text{ м/с} \quad (5.6)$$

при $K < 100$,

$$m = \frac{1}{0,67 + 0,1\sqrt{K} + 0,34\sqrt[3]{K}} = 0,34. \quad (5.7)$$

Коэффициент n определяем в зависимости от V_m по формуле

$$V_m = 0,65 \cdot \sqrt[3]{\frac{V_1 \cdot \Delta T}{H}} = 0,9, \quad (5.8)$$

при $0,5 \leq V_m < 2$;

$$n = 0,532 \cdot V_m^2 - 2,13 \cdot V_m + 3,13 = 1,64.$$

Максимально приземная концентрация хлора

$$C_{cl}^{ГТС} = \frac{200 \cdot 0,22 \cdot 1,64 \cdot 0,34 \cdot 1}{9,7^2 \cdot \sqrt[3]{3,25 \cdot 8}} = 0,088 \text{ мг/м}^3 > 0,03$$

ПДК_{МР} для хлора равна 0,1 мг/м³; среднесуточная – 0,03 мг/м³.

Вывод: максимальная приземная концентрация будет превышать санитарные нормы, поэтому необходимо обезвреживание вентиляционных выбросов хлораторной.

5.9 Расстояние, на котором устанавливается максимальная приземная концентрация

Расстояние, на котором будет устанавливаться максимальная приземная концентрация находится по формуле

$$X_m = d \cdot H = 23,1 \cdot 9,7 = 223,8 \text{ м}, \quad (5.9)$$

где d – безразмерный коэффициент при $K < 100$, найти по формуле

$$\text{при } 0,5 < V_m \leq 2 \quad d = 4,95 V_m \cdot (1 + 0,28 \sqrt[3]{k}) = 23,1. \quad (5.10)$$

Расстояние, на котором устанавливается приземная концентрация, не превышающая санитарных норм

Расстояние X , на котором концентрация вредных выбросов будет достигать санитарных норм находится по формуле

$$X = X_m \sqrt{\left(\frac{1,3}{S_1} - 1 \right) / 0,13} = 1043 \text{ м}, \quad (5.11)$$

где S_1 – безразмерный коэффициент (принять $S_1 = ПДК / C_m = 0,03 / 0,088 = 0,34$).

$$X = 223,8 \cdot \sqrt{\left(\frac{1,3}{0,34} - 1 \right) / 0,13} = 1043 \text{ м}.$$

Нормативный размер санитарно-защитной зоны

Нормативный размер санитарно-защитной зоны принят согласно [6]. При применении в качестве обеззараживающего реагента гипохлорита натрия, получаемом электролизным путем размер СЗЗ будет составлять 500 м.

5.10 Расчет концентрации загрязнений на границе санитарно-защитной зоны

Находится S_1 по формуле

$$S_1 = \frac{1,3}{0,13 \cdot \left(\frac{X}{X_M}\right)^2 + 1} = S_1 = \frac{1,3}{0,13 \cdot \left(\frac{500}{223,8}\right)^2 + 1} = 0,79, \quad (5.12)$$

где X – размер санитарно-защитной зоны (СЗЗ).

Тогда концентрация хлора на границе санитарно-защитной зоны (СЗЗ) равна

$$C = S_1 \cdot C_M = 0,088 \cdot 0,79 = 0,069 \text{ мг/л.} \quad (5.13)$$

Вывод: на границе санитарно-защитной зоны концентрация хлора составит $0,069/0,1=0,69$ ПДК_{м.р} и $0,069/0,03=0,23$ ПДК_{с.с}, т.е. на границе СЗЗ которые устанавливаются при рассеивании концентрации не нарушат санитарных норм. Учитывая рассеивание, обезвреживание выбросов не требуется.

Расчет зоны воздействия

Расстояние, на котором сказывается воздействие технологического процесса X_6 :

$$X = X_m \sqrt{\left(\frac{1,3}{S_1} - 1\right)} / 0,13 = X = 223,8 \sqrt{\left(\frac{1,3}{0,114} - 1\right)} / 0,13 = 2002,1 \text{ м.} \quad (5.14)$$

где S_1 – безразмерный коэффициент (принять $S_1 = 0,1 ПДК / C_m = 0,01 / 0,088 = 0,114$).

Вывод: Зона воздействия $2002,1 / 500 = 4$ раза.

5.11 Количество жидких отходов

Жидкие отходы представляют собой промывные воды после промывки фильтров. Количество промывных вод принимается по технологическим расчетам дипломного проекта и составит $1080 \text{ м}^3 / \text{сут} = 108 \text{ м}^3 / \text{ч}$.

В проекте запроектирована система очистки, обеззараживания и оборотного использования промывных вод, вследствие которой исключается воздействие системы водоподготовки на поверхностные и подземные воды.

Для уменьшения расхода воды на собственные нужды станции очистки и подготовки воды предусмотрено оборотное использование воды после промывки фильтров. В связи с этим, заложены сооружения по обороту промывных вод и обезвоживания осадка.

Проектом предусматривается следующая схема оборота промывных вод:

- подача промывных вод в отстойник-накопитель промывных вод (в некоторых случаях перед отстойником необходима песколовка);
- осветление воды в отстойнике (возможно улучшение путем добавления коагулянтов и флокулянтов);
- применение осветленной воды на промывку фильтров;
- уплотнение осадка в отстойнике-накопителе;
- перекачивание осадка на площадки для подсушивания;
- обезвоживание и осушение осадка на площадках.

5.12 Расчет количества твердых отходов

Твердыми отходами являются шламы водоподготовки, т.е. гидроокисные осадки с извлеченными загрязнениями. Осадок перекачивают в шламоуплотнитель, а затем на вакуум-фильтры. Обезвоженный осадок вывозится на шламовые площадки.

Количество твердых отходов на станции водоподготовки определяется в соответствии с [1]:

$$P = \frac{(C_{\text{ex}} - C_{\text{вых}}) \cdot Q}{10^6}, \text{ т/год}, \quad (5.15)$$

где $C_{\text{вх}}$ – концентрация взвешенных веществ, которые поступают в осветлитель, 24,4 мг/л (определяется в технологических расчетах);

$C_{\text{вых}}$ – концентрация взвешенных веществ на выходе из осветлителя со слоем взвешенного осадка, 8 мг/л (согласно [4]);

Q – производительность станции водоподготовки, м³/год (определяется в технологическими расчетами).

$$C_{\text{ex}} = M + K \cdot D_{\text{к}} + 0,25 \cdot Ц + И = 168 + 0,55 \cdot 17,5 + 0,25 \cdot 13 + 3,48 = 184,4 \text{ мг/л}, \quad (5.16)$$

где M – количество взвешенных веществ в исходной воде в г/м³; K – переводной коэффициент, который равен 0,55;

$D_{\text{к}}$ – доза коагулянта в пересчете на безводный продукт в г/м³;

$Ц$ – цветность воды в град;

$И$ – количество нерастворимых веществ, которые вводят с известью для подщелачивания воды, в мг/л;

$$И = 0,6 \cdot D_{\text{и}} = 0,6 \cdot 5,8 = 3,48 \text{ мг/л}. \quad (5.17)$$

Количество твердых отходов при осветлении воды в осветлителе:

$$P = \frac{(184,4 - 8) \cdot 31444,7 \cdot 365}{10^6} = 2024,6 \text{ т/год.}$$

При осветлении воды на фильтрах:

$$P = \frac{(8 - 0,6) \cdot 31444,7 \cdot 365}{10^6} = 84,9 \text{ т/год.}$$

Данные по количеству образующихся твердых отходов можно увидеть в таблице 17.

Осадок образуется в осветлителях со слоем взвешенного осадка и в узле обработки промывных вод фильтра влажностью 99 %.

$$V_{oc} = \frac{P \cdot 100}{(100 - W) \cdot \rho} = \frac{2109,5 \cdot 100}{(100 - 99) \cdot 1,01} = 51201,5 \text{ м}^3/\text{год}, \quad (5.18)$$

где W – влажность, 99 %, ρ – плотность осадка, 1,01.

Осадок поступает в шламоуплотнитель, где его влажность снижают до 96 %. Затем осадок перекачивается на вакуум-фильтры, при этом его влажность снижают до 70 %, а объем осадка составит 9375,6 м³/год.

Таблица 17 – Количество образующихся твердых отходов

Узел технологической схемы, где образуется отход	Количество твердых отходов		Физико-химические свойства отходов (влажность, зольность, плотность)	Способ утилизации или хранения
	м ³ /год	т/год		
1	2	3	4	5
Осветлитель со слоем взвешенного осадка	200455,4	2024,6	99%	Шламоуплотнитель
Отстойник-накопитель (при осветлении только на фильтрах)*	8405,9	84,9	99%	Шламоуплотнитель

Окончание таблицы 17

1	2	3	4	5
Шламо-уплотнитель (сгуститель)	51201,5	2109,5	96%	Вакуум-фильтры
Вакуумфильтры	9375,6	2109,5	70 %	Площадки складирования

Обезвоженный осадок вывозиться на шламовые площадки, которые должны соответствовать следующим требованиям:

- иметь слабофильтрующие грунты;
- иметь отметку стояния грунтовых вод не более 2 м от дна емкости при уклоне на местности 1,5 % в сторону водоема;
- площади, которые выделяются под шламовые площадки, не пригодны для сельхозугодий и лесов;
- размещение с подветренной стороны относительно населенного пункта и ниже по направлению потока подземных вод;
- отсутствует затопляемость местности паводковыми и ливневыми водами;
- предусмотрено ограждение и озеленение по периметру, а также подъездные дороги с твердым покрытием.
- шламовые площадки не должны размещаться в водоохраной зоне.

Размер шламовых площадок:

$$S_i = \frac{V_{oc}}{h_{ш} \cdot 10^4} \cdot 1,5 \cdot 3, \quad (5.19)$$

где V_{oc} – объем образующегося осадка,

$h_{ш}$ – глубина шламовых площадок, 2-3 м;

1,5 – коэффициент, учитывающий увеличение общей площади шламовых площадок за счет устройства подъездных путей;

3 – срок накопления осадка, год.

$$S_i = \frac{9375,6}{3 \cdot 10^4} \cdot 1,5 \cdot 3 = 1,4 \text{ га.}$$

5.13 Проектирование зон санитарной охраны

Для достижения санитарно-эпидемиологической надежности системы водоснабжения предусмотрены зоны санитарной охраны:

- источника хозяйственно-питьевого назначения;
- водопроводных сооружений;
- водоводов.

Зоны санитарной охраны источника водоснабжения в месте забора воды состоят из трех поясов, из которых: первый пояс – строгого режима, второй и третий – режимов ограничения.

Первый пояс зоны санитарной охраны источника

Границы первого пояса зоны санитарной охраны водотока определяются на расстоянии от водозабора:

- Вверх по течению – 200 м;
- Вниз по течению – 100 м;
- По прилегающему к водозабору берегу – 100 м от линии уреза воды летне-осенней межени;
- По акватории – 100 м (так как ширина реки в месте водозабора 300 м).

На территории первого пояса зоны запрещены:

- Все виды строительства (исключение: реконструкция или расширение основных водопроводных сооружений);
- Размещение жилых и общественных строений, проживание людей;
- Прокладка трубопроводов различного назначения, за исключением трубопроводов которые обслуживают водопроводные сооружения;

– Выпуск в источник водоснабжения сточных вод, купание и выпас скота, стирка белья и рыбная ловля, применения удобрений и ядохимикатов для растений.

Все здания имеют канализование. Предусмотрен отвод поверхностных вод за пределы первого пояса. Допускается только санитарная рубка леса.

Территория первого пояса санитарной охраны имеет ограждение, а также озеленена. Запроектирована сторожевая сигнализация. Границы акватории первой зоны санитарной охраны обозначены предупредительными наземными знаками и буями. Границы первого пояса зоны санитарной охраны приведены в графической части дипломного проекта.

Второй пояс санитарной охраны источника

Границы второго пояса санитарной охраны источника определены следующими размерами:

Вверх по течению, исходя из 3 суточного времени протекания воды водотока от границы пояса которая равна:

$$L = 3 \cdot v \cdot 3600 \cdot 24 = 3 \cdot 0,82 \cdot 3600 \cdot 24 = 212544 \text{ м.} \quad (5.20)$$

Боковые границы (от уреза воды в водотоке) при равнинном рельефе – 500 м.

На территории второго пояса зоны:

– Урегулировано отведение территории для населенных пунктов, промпредприятий и объектов культурно-бытового назначения;

– сделано благоустройство объектов перечисленных выше, сделано водоснабжение и водоотведение, устроены водонепроницаемые выгреба, сделан отвод загрязненных поверхностных вод;

– Установлена степень очистки сточных вод, которые сбрасываются в водоток;

– Сделана санитарная рубка леса.

На территории второго пояса запрещено:

- Загрязнение территории мусором, навозом и промышленными отходами;
- Размещение складов ГСМ, ядохимикатов, удобрений, накопителей, шламохранилищ;
- Использование удобрений и ядохимикатов;
- Нахождение пастбищ в прибрежной полосе шириной до 300 м;
- Добыча песка и гравия из водохранилища и работы по дноуглублению.

Третья зона санитарной охраны

Граница третьего пояса зоны санитарной охраны:

- вверх 285 км (как для второго пояса санитарной охраны);
- вниз – 250 м ;
- боковые границы – по линии водоразделов.

Мероприятия по устройству третьего пояса зоны санитарной охраны идентичны мероприятиям, которые проводятся во втором поясе в пределах 3–5 км.

Зоны санитарной охраны водопровода

Зоны санитарной охраны необходимы в целях обеспечения санитарно-эпидемиологической надежности водопровода.

Зоны санитарной охраны водопровода состоят из зоны источника водоснабжения в месте забора воды, водозаборные сооружения, зоны и санитарно-защитной полосы сооружений водопровода (насосных станций, станции подготовки воды, емкостей) и санитарно-защитной полосы водоводов.

Зона санитарной охраны водопроводных сооружений состоит из первого пояса и санитарно-защитной полосы.

Граница первого пояса совпадает с ограждением площадки, на которой находятся сооружения, и предусмотрена на расстоянии: от стен РЧВ не менее 30 м; от стен остальных сооружений – не менее 15 м.

Так как в проекте водопроводные сооружения расположены в пределах второго пояса зоны санитарной охран, то санитарно-защитная полоса (не менее 100 м) не предусматривается.

Ширина санитарно-защитной полосы водоводов:

– В незастроенной территории от крайних водоводов при покладке в сухих грунтах – 10 м, при покладке в мокрых грунтах – 20 м (диаметр водоводов составляет до 1000 мм).

– В застроенной территории ширина определяется по согласованию с СЭС.

5.14 Система рыбозащиты

К мероприятиям по рыбозащите при отборе воды относят:

– ограничение водоотбора с учетом периода ската молоди ценных рыб;
– размещение водозаборного оголовка в горизонтах, где концентрация молоди в течении года минимальна.

Рыбозащитные сооружения необходимы для предупреждения попадания, травмирования и гибели личинок и молоди рыб на водозаборах и их отвода в рыбохозяйственный водоем.

Тип, размеры и компоновка рыбозащитного устройства приняты с учетом скорости и типа водотока, предельных уровней воды в водоеме, скоростей в зоне водозабора, размерновидового состава, физиологических и других характеристик защищаемых рыб. Проектирование рыбозащитных сооружений основано на основе рыбо-, водо-биологических обоснований с выполнением соответствующих изысканий, при которых определяем: видовой и размерный состав с указанием минимального размера защищаемых рыб; период их ската и миграции; распределение рыб по вертикали и горизонтали; места расположения нерестилищ и зимовальных ям; сносящая скорость течения для молоди защищаемых рыб.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В Выпускной Квалификационной Работе рассмотрено водоснабжение города и промышленных предприятий из поверхностного источника. Определены расчетные расходы воды. Сделана трассировка сети. Произведен гидравлический расчет кольцевой водопроводной сети и подобраны оптимальные диаметры труб. Материал труб принят чугун, к достоинством которых можно отнести: долговечность, прочность, экологичность. Исходя из гидро – геологических характеристик источника: глубины водоема, амплитуды колебаний уровня воды в реке, грунтов в основании берега, запроектирован 3х секционный русловой водозабор

Так как качество воды в источнике не соответствует требованиям САНПин к воде питьевого качества по показателям мутности и цветности, предусмотрена обработка воды на осветлителях со слоем взвешенного осадка и скорых фильтрах. В качестве коагулянта принят коагулянт нового поколения оксихлорид алюминия, в качестве флокулянта – праестол марки TR650. Применение этого коагулянта позволяет снизить дозу коагулянта по сравнению с традиционным коагулянтом сульфатом алюминия в 1,5 раза, он хорошо работает в условиях низких температур, коагулирующая способность реагента одинакова зимой и летом. Первичное обеззараживание воды предусмотрено гипохлоритом натрия, который получают электролизом поваренной соли на водоочистой станции. Промывные воды скорых фильтров поступают в резервуар промывной воды, осветлённая вода перекачивается в голову сооружения, а осадок перекачивается в шламоуплотнитель. Для быстрого и равномерного распределения реагентов в обрабатываемой воде предусмотрен камерно-лучевой распределитель

Разработан Ген План ОС

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. СанПиН 2.1.5.980–00 «Гигиенические требования к охране поверхностных вод», Минздрав России 2000 г.
2. ГН 2.1.5.1315–03 «Предельно допустимые концентрации (ПДК) химических веществ в воде водных объектов хозяйственно-питьевого и культурно-бытового водопользования». М.: Минздрав России, 2003.
3. ГОСТ 2761–84* Источники централизованного хозяйственно-питьевого водоснабжения.
4. СанПиН 2.1.4.1074–01 Питьевая вода. гигиенические требования к качеству воды централизованных систем питьевого водоснабжения. контроль качества.
5. Методика расчета концентраций в атмосферном воздухе вредных веществ, содержащихся в выбросах предприятий, ОНД–86. ГОСКОМГИДРОМЕТ
6. СанПиН 2.2.1./2.1.1 1200–03(нов. редакция от 1.03.2008).
7. Водоснабжение и водоотведение. Наружные сети и сооружения. Справочник/Б.Н. Репин. – М.: Высш. шк., 1995. – 431 с.
8. Таблицы для гидравлического расчета водопроводных труб/Ф.А. Шевелев, А.Ф. Шевелев. – М.: ООО «БАСТЕТ», 2007. – 116 с.
9. Кожин В.Ф. Очистка питьевой и технической воды. М., Стройиздат, 1971. 304 с.
10. СП 31.13330.2012 Водоснабжение. Наружные сети и сооружения/Минрегион России. – М., 2012. – 123 с.
11. Водоснабжение. Проектирование систем и сооружений: В 3-х т. – Т 1. Системы водоснабжения. Водозаборные сооружения / Научно-методическое руководство и общая редакция докт. техн. наук, проф. Журбы М.Г. Вологда – Москва: ВоГТУ, 2001. – 209 с.
12. Водоснабжение. Проектирование систем и сооружений: В 3-х т. – Т 2. Очистка и кондиционирование природных вод / Научно-методическое

руководство и общая редакция докт. техн. наук, проф. Журбы М.Г. Вологда – Москва: ВоГТУ, 2001. – 324 с.

13. Водоснабжение. Проектирование систем и сооружений: В 3-х т. – Т 1. Системы распределения и подачи воды / Научно-методическое руководство и общая редакция докт. техн. наук, проф. Журбы М.Г. Вологда – Москва: ВоГТУ, 2001. – 188 с.

14. Пособие к СНиП 11-01-95 по разработке проектной документации "Охрана окружающей среды С" ГП "ЦЕНТРИНВЕСТ проект " Госстрой РФ, 2000 г.

15. СП 2.2.1.1312-03 Гигиенические требования к проектированию вновь строящихся и реконструируемых промышленных предприятий Минздрав России, 2003 г.

16. ГН 2.1.6. 1338-03 Предельно допустимые концентрации (ПДК) загрязняющих веществ в атмосферном воздухе населенных мест. Минздрав России, М.:2003 г.

17. СанПиН 2.1.4.1110-02 Зоны санитарной охраны источников водоснабжения и водопроводов хозяйственно-питьевого назначения Госкомсанэпиднадзор РФ, 2002 г.

18. Постановление №1404 от 23.11.1996 "Об утверждении положения о водоохраных зонах водных объектов и их прибрежных защитных полос".

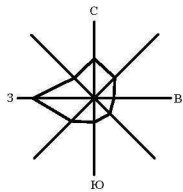
19. Методические указания по проектированию водоохраных зон водных объектов и их прибрежных защитных полос. Мин-во ПР РФ, 1998 г.

20. МУ 2.1.5.800-99 Организация Госсанэпиднадзора за обеззараживанием сточных вод. Минздрав РФ, 2000 г.

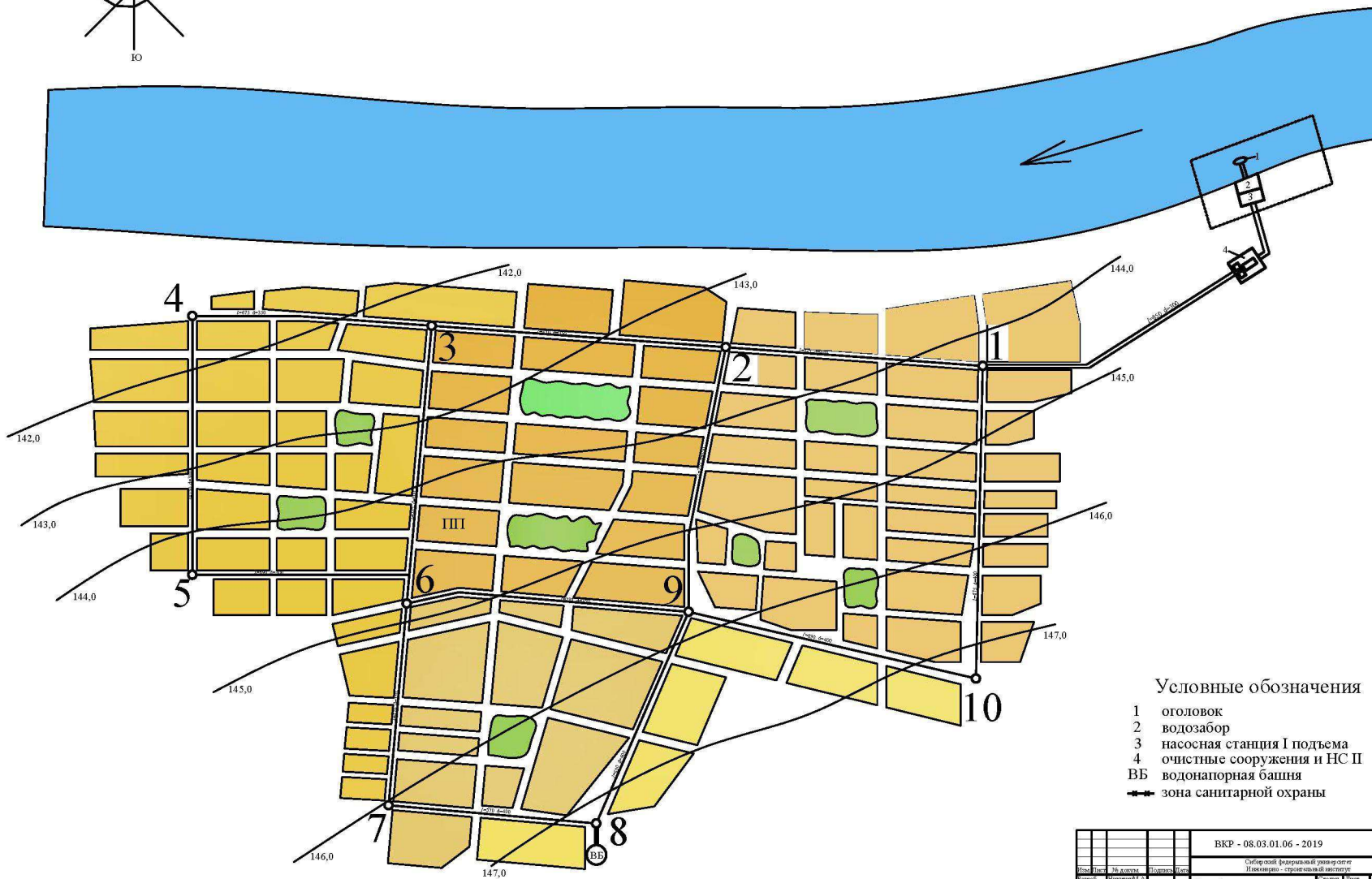
21. МУ 2.1.7.730-99. Гигиеническая оценка качества почвы населенных мест Методические указания. Минздрав РФ, 2000г.

22. СанПиН 2.1.7.1287-03. Санитарно-эпидемиологические требования к качеству почвы. Минздрав РФ, 2003 г.

23. СанПиН 2.1.7.1322-03. Гигиенические требования к размещению и обезвреживанию отходов производства и потребления. М.: Минздрав РФ, 2003 г.



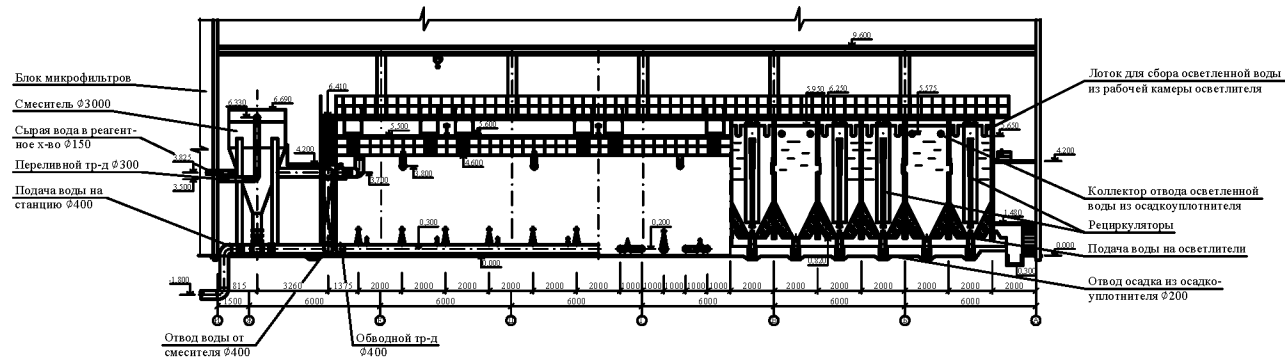
Генплан М 1:5000



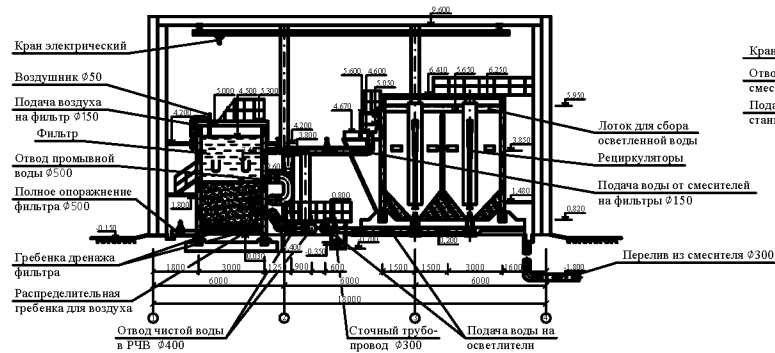
- Условные обозначения
- 1 оголовок
 - 2 водозабор
 - 3 насосная станция I подъема
 - 4 очистные сооружения и НС II
 - ВБ водонапорная башня
 - зона санитарной охраны

				ВКР - 08.03.01.06 - 2019			
				Сибирский федеральный университет Инженерно-строительный институт			
Исполн.	М.А.Савва	Проверил	С.С.Савва	В процессе выполнения работы		Страниц	1
Разработчик	Митрофанов А.А.			В процессе выполнения работы		Листов	6
Руководитель	Митрофанов А.А.			В процессе выполнения работы			
Конструктор	Митрофанов А.А.			В процессе выполнения работы			
Н. контр.	Митрофанов А.А.			В процессе выполнения работы			
Инж. и.ф.	Митрофанов А.А.			В процессе выполнения работы			
				Государственный университет			
				Кафедра ИСЗиС			

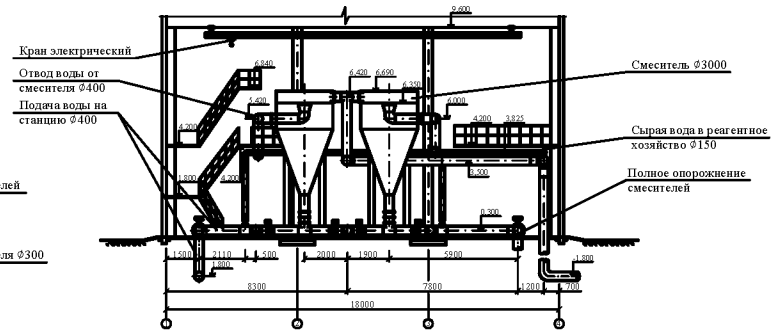
4-4 М 1:100



5-5



6-6




				ВКР - 08.03.01.06 - 2019			
				Специализированный институт Инженерно-строительный институт			
Имя	Фамилия	№ документа	Получено	Внесено	Дата	Страница	Листок
Рубцова	Павлова Т.В.					5	6
Колесникова	Павлова Т.В.						
Имя:	Павлова Т.В.	Зач. осветлитель и фильтр Размеры 4-4, 5-5, 6-6				Кафедра ИСЭИС	
Зач. каф.	Мельникова И.						

Федеральное государственное автономное
образовательное учреждение высшего образования
«СИБИРСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Инженерно-строительный
институт
«Инженерные системы зданий и сооружений»
кафедра

УТВЕРЖДАЮ:
Заведующий кафедрой

 Матюшенко А.И.
подпись инициалы, фамилия
« 5 » мая 2019 г.

БАКАЛАВРСКАЯ РАБОТА

08.03.01 «Строительство»
код – наименование специальности

Водоснабжение города и промышленных предприятий из поверхностного
источника
тема


Пояснительная записка

Руководитель

 5.04.19 доцент, к.т.н.
подпись, дата должность, ученая степень

Т.Я. Пазенко
инициалы, фамилия

Выпускник

 5.04.19
подпись, дата

М.А. Никитин
инициалы, фамилия

Нормоконтроль

 5.04.19
подпись, дата

Т.Я. Пазенко
инициалы, фамилия

Красноярск 2019