

Федеральное государственное автономное
образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«СИБИРСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»
Инженерно-строительный институт

Инженерные системы зданий и сооружений

УТВЕРЖДАЮ:
Заведующий кафедрой

_____ А.И. Матюшенко
подпись

«_____» _____ 2020 г.

ВЫПУСКНАЯ КВАЛИФИКАЦИОННАЯ РАБОТА

20.03.02 Природообустройство и водопользование

Проектирование и расчет систем водоснабжения и водоотведения
населенного пункта

Руководитель _____ к.т.н., доц. ИСЗиС, Т.А. Курилина
подпись, дата

Выпускник _____ А.В. Резанова
подпись, дата

Нормаконтролер _____ Т.А. Курилина
подпись, дата

Красноярск 2020

РЕФЕРАТ

Выпускная квалификационная работа по теме «Проектирование и расчет систем водоснабжения и водоотведения населенного пункта» состоит из пояснительной записки 71 страниц, графической части, представленной на 7 листах. Пояснительная записка содержит 3 таблицы, 6 рисунков и список используемой литературы из 44 источников. Графическая часть выполнена с использованием автоматизированного программного обеспечения AutoCAD, пояснительная записка выполнена в соответствии с СТО 2014 года.

ВОДОСНАБЖЕНИЕ, НАСЕЛЕННЫЙ ПУНКТ, МЕТОДЫ ОБЕССОЛИВАНИЯ, ИОНИТ, КАТИОНИТ, ВОДООТВЕДЕНИЕ, БИОФИЛЬТРЫ.

Цель работы – решить проблему обеспечения качественной питьевой водой населённый пункт, ферму и производственный сектор, а также запроектировать систему водоотведения данного объекта.

Задачи работы – запроектировать водозабор, разработать схему водоподготовки с учетом требований СанПиН 2.1.4.1074-01. Питьевая вода. Гигиенические требования к качеству воды централизованных систем питьевого водоснабжения. Рассчитать и запроектировать систему водоотведения данного населенного пункта.

Исходными материалами для разработки проекта послужили:

- ген. план поселка;
- СанПиН 2.1.4.1110-02;
- ГОСТ Р 22.6.01-95;
- материалы инженерных изысканий.

Водоснабжение застройки населённого пункта, в котором расположены жилые, общественные здания и производственный сектор осуществляется централизованно из подземного источника. Исходя из анализа проб воды, была выбрана схема водоподготовки с применением параллельного водородо – натрий – катионитового метода умягчения воды.

Водоотведения населенного пункта осуществляется централизованно с использованием биологического метода очистки.

Проведенный глубокий анализ образующихся стоков, позволил разработать технологическую схему очистных сооружений. В состав очистных сооружений входит:

- Приемная камера для гашения напора.
- Здания решеток.
- Лоток вентури.
- Песколовки.
- Первичные радиальные отстойники.
- УФ лампы.
- Здание биофильтров.
- Иловая насосная и иловые площадки.
- Вторичные отстойники.
- Биологический пруд.

Выпуск сточных вод.

Проектное решение по водоподготовке и водоотведению предоставлены в графической части.

Реализация проектных решений, предусмотренных в данной работе в экологическом аспекте не представляет угрозы для здоровья и не приведёт к необратимым изменениям в природной среде.

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	5
1 Водозабор подземных вод	6
1.1 Гидрогеологическая характеристика водозабора	6
1.2 Характеристика водоносных пластов	9
1.3 Оценка эксплуатационных запасов воды	9
1.4 Выбор типа водозахватных устройств и состава сооружений водозабора	13
1.5 Гидрогеологический расчет водозабора	15
1.6 Санитарная охрана системы водоснабжения	19
2 Технологическая часть	23
2.1 Расчет станции водоподготовки	23
2.2 Выбор и обоснование принципиальной схемы умягчения воды	23
2.3 Расчет H-Na-катионитовых фильтров	25
2.4 Хлораторная	37
2.5 Резервуар чистой воды	39
3 Насосная станция II-го подъема	40
3.1 Выбор подъемно-транспортного оборудования насосной станции ..	41
3.2 Вспомогательные системы насосной станции II-го подъема	41
4 Расчет и проектирование системы водоотведения населенного пункта ..	42
4.1 Выбор места выпуска сточных вод и расположения очистной станции	43
4.2 Санитарная оценка условий спуска сточных вод в водоемы	43
4.3 Определение условий спуска сточных вод по общесанитарным показателям вредности (БПК, растворенному кислороду и рН)	44
4.4 Органолептические признаки вредности	49
4.5 Приемная камера очистных сооружений	51
4.6 Решетки	51
4.7 Песколовки	52
4.8 Первичные радиальные отстойники	54
4.9 УФ-обеззараживание	58
4.10 Биологические фильтры	61
4.11 Вторичные отстойники	65
4.12 Биологические пруды с искусственной аэрацией	66
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	68
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ	69

ВВЕДЕНИЕ

Среди многих отраслей современной техники, направленных на повышение уровня жизни людей, благоустройства населенных пунктов и развития промышленности, водоснабжение и канализация занимают большое место.

Обеспечение населения чистой, доброкачественной водой имеет большое гигиеническое значение, так как предохраняет людей от различных эпидемических заболеваний, передаваемых через воду. Подача достаточного количества воды в населенный пункт позволяет поднять общий уровень его благоустройства. Выполнение этой задачи, а также обеспечение высоких санитарных качеств питьевой воды требуют тщательного выбора природных источников, их защиты от загрязнения и надлежащей очистки воды на водопроводных сооружениях.

Система водоснабжения осуществляет такие задачи, как получение воды из природных источников, ее очистку, транспортирование и подачу потребителям.

1 Водозабор подземных вод

При выборе водозабора должно быть обеспечено решение следующих задач:

- добывание из верхнего пласта требуемого количества воды;
- постоянство и надежность действия каптажа;
- предохранение воды от возможного ухудшения ее качества при переходе из водоносного пласта в водозаборное сооружение.

Выбор типа сооружений и схема их размещения зависит от глубины залегания водоносного пласта, его мощности и водообильности, условий залегания, геологических и гидрологических условий. Скважины – наиболее распространенный тип водозаборных сооружений из подземных источников.

Широкое использование подземных вод можно объяснить тем, что при их заборе обычно не нужны сложные и дорогостоящие сооружения по очистке воды.

1.1 Гидрогеологическая характеристика водозабора

Источник водоснабжения относительно границ населенного пункта находится на расстоянии 60 м.

Проектом предусматривается бурение четырех скважин (трех рабочих и одной резервной).

Способ бурения при проектировании водозаборных скважин выбирается исходя из общих геологических и гидрологических условий участка размещения водозабора, глубины скважины, необходимого диаметра скважины и наибольшей технико-экономической целесообразности способа бурения в конкретных условиях.

Способ бурения скважин – роторный.

Роторное бурение скважины рекомендуется применять при следующих условиях:

- при бурении скважин в районах с хорошо изученными геологическими и гидрологическими условиями;
- при наличии напорных водоносных горизонтов в геологическом разрезе;
- при возможности выполнения скважинного каротажа;
- при возможности проведения эффективной разглинизации и освоения водоносного горизонта или проходке водоносного горизонта с промывкой чистой водой или безглинистыми буровыми растворами;
- при необходимости бурения глубоких скважин (более 100-150 м);
- при возможности организации непрерывного и недорогого снабжения буровой установки водой и глиной.

Проектная глубина скважин – 236 м.

Исходными материалами для разработки проекта послужили:

- генеральный план населенного пункта;
- СанПиН 2.1.4.1110-02;
- ГОСТ Р 22.6.01-95;
- материалы инженерных изысканий.

Геолого-технический разрез скважины.

Проектирование водозаборного сооружения (скважина) начинается с изучения геолого-технического разреза. Литологический разрез отражает состав пород. На геологическом разрезе указывается мощность, условия залегания пород, гидрогеологические условия. Каждая порода имеет условные обозначения. Проектируемые конструкции скважины и фильтры осуществляются с указанием начального и конечного диаметров и глубины спуска обсадных труб соответственно намеченному способу бурения.

Конструкция водозаборной скважины зависит от гидрологических условий, способа бурения, требований санитарной защиты и эксплуатации (рис.1).

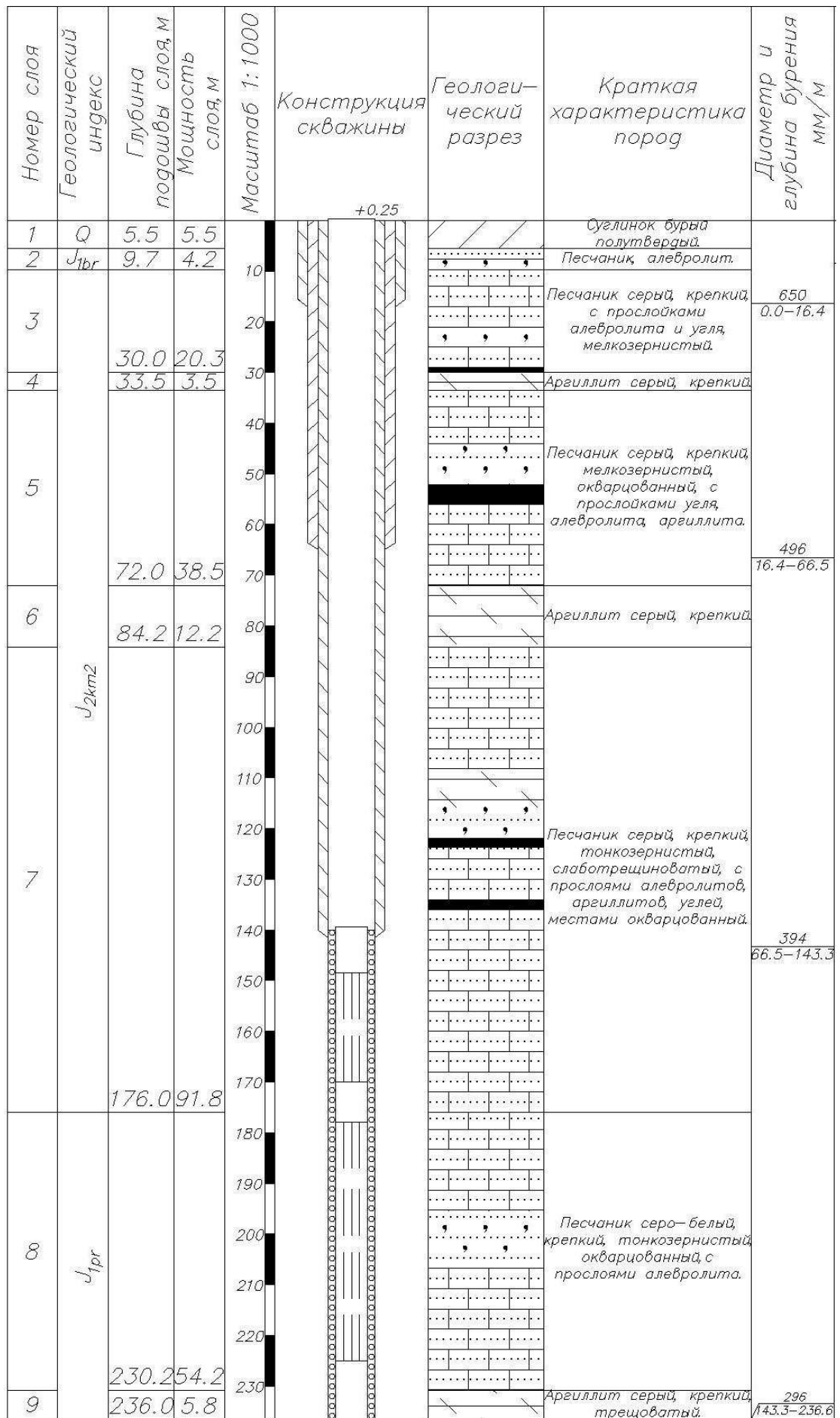


Рисунок 1 – Геолого-технический разрез скважины

Поверхность территории площадки водоразборных скважин ровная. Абсолютные отметки поверхности составляют 42 м.

1.2 Характеристика водоносных пластов

Основные показатели, определяющие водоносность пород – это гранулометрический состав и пористость, водонепроницаемость и водоотдача, а так же мощность пласта и уклон потока подземных вод (табл. 1).

Таблица 1 – Классификация залегающих пород

Геологический разрез	Характеристика породы	Мощность слоя, м
Суглинок	Бурый полутвердый	5,5
Песчаник, алевролит	Серый, крепкий, с прослойками алевролита и угля, мелкозернистый	4,2
Песчаник		20,3
Аргиллит	Серый, крепкий	3,5
Песчаник	Серый, крепкий, мелкозернистый, окварцованный, с прослойками угля, алевролита, аргиллита	38,5
Аргиллит	Серый, крепкий	12,2
Песчаник	Серый, крепкий, тонкозернистый, слаботрещиноватый, с прослоями алевролитов, аргиллитов, углей, местами окварцованный	91,8
Песчаник	Серо-белый, крепкий, тонкозернистый, окварцованный, с прослоями алевролита	54,2
Аргиллит	Серый, крепкий, трещоватый	5,8

Проектный дебит скважин достигает 1560 м³/сут.

1.3 Оценка эксплуатационных запасов воды

Эксплуатационные запасы подземных вод в зависимости от степени разведанности месторождений, изученности качества вод и условий эксплуатации подразделяются на 4 категории – А, В, С1 и С2.

Эксплуатационные запасы подземных вод категории А определяются по данным эксплуатации, опытно-эксплуатационных или опытных откачек применительно к намеченной схеме расположения каптажных сооружений.

К категории В относятся запасы, разведанные и изученные с детальностью, обеспечивающей выяснение основных особенностей условий залегания, строения и питания водоносных горизонтов, установление связи

подземных вод (запасы которых оцениваются) с другими водоносными горизонтами и с поверхностными водами, определение приблизительного количества естественных водных ресурсов как возможных источников восполнения эксплуатационных запасов подземных вод. Качество подземных вод должно быть изучены с такой же детальностью, как и для запасов категории А. Эксплуатационные запасы категории В определяют в пределах детально изученного участка по данным опытных откачек или по расчётной экстраполяции применительно к намеченной схеме водозабора.

Запасы категории С1 изучаются с детальностью, обеспечивающей выяснение в общих чертах строения, условий залегания и распространения водоносных горизонтов. Качество подземных вод изучается в той мере, чтобы можно было предварительно решить вопрос о возможности их использования по заданному назначению. Запасы оцениваются по данным пробных откачек из единичных скважин, а также по аналогии со сходными районами.

К категории С2 относятся запасы, установленные на основании общих геолого-гидрогеологических данных, подтвержденных опробованием водоносного горизонта в отдельных точках, или по аналогии. Качество подземных вод также определяется по пробам, взятым в отдельных точках водоносного горизонта, или по аналогии. Эксплуатационные запасы категории С2 оцениваются в пределах водоносных комплексов.

Продолжительность использования источника определяется эксплуатационными запасами самого источника и расчетной производительностью водозабора.

Расчетная производительность водозабора при его равномерной работе, м³/сут:

$$Q_{\text{сут.р}} = \alpha \cdot Q_{\text{сут}}, \quad (1)$$

где α – коэффициент, учитывающий расход воды на собственные нужды очистных сооружений;

$Q_{\text{сут}}$ – полезная производительность водозабора, м³/сут.

$$Q_{\text{сут.р}} = 1,03 \cdot 1200 = 1560 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Полезная производительность водозабора, м³/ч:

$$Q_{\text{ч.р}} = \frac{Q_{\text{сут.р}}}{24}, \quad (2)$$

$$Q_{\text{ч.р}} = \frac{1560}{24} = 65 \text{ м}^3/\text{ч.}$$

Объем эксплуатационных запасов подземных вод в общем виде определяется из выражения:

$$Q_{\text{э}} = Q_{\text{ст}} + Q_{\text{дин}} \quad (3)$$

где $Q_{\text{ст}}$ – статические запасы подземных вод;

$Q_{\text{дин}}$ – динамические запасы подземных вод.

Статические запасы включают объем воды в порах и трещинах водоносного пласта:

$$Q_{\text{ст}} = \mu \cdot V, \quad (4)$$

где V – объем водоносной породы, м³;

μ – коэффициент водоотдачи (коэффициент запаса).

$$Q_{\text{ст}} = 0,15 \cdot 1053424,11 = 158013,62 \text{ м}^3.$$

Динамические запасы представляют собой объем подземных вод, характеризующий естественную производительность водоносных горизонтов в том размере, в котором забор воды из них компенсируется поступлением в них воды из областей питания:

$$Q_{\text{дин}} = b \cdot m \cdot K \cdot i, \quad (5)$$

где b – ширина потока подземных вод, м;

m – мощность водоносного пласта;

K – коэффициент фильтрации, зависящий от пород водоносного пласта, м/сут;

i – гидравлический уклон.

$$Q_{\text{дин}} = 467490499,46 \cdot 101,75 \cdot 0,1 \cdot 0,02 = 95134316,64 \text{ м}^3.$$

$$Q_{\text{э}} = 158013,62 + 95134316,64 = 95292330,26 \text{ м}^3.$$

Продолжительность использования источника водоснабжения:

$$t = \frac{Q_{\text{э}}}{365 \cdot Q_{\text{ст.п}}}, \quad (6)$$

$$t = \frac{95292330,26}{365 \cdot 1560} = 170 \text{ лет.}$$

К конструктивным элементам скважины относятся: оголовок, кондуктор, техническая и эксплуатационная колонны труб, цементная защита (затрубная, подбашмачная), отстойник, фильтр, надфильтровая колонна и сальник.

Кондуктор предназначен для перекрытия неиспользуемых водоносных горизонтов, обеспечения вертикальности скважины. Пространство между кондуктором и следующей колонной обсадных труб цементируют для того, чтобы грунтовые воды, собирающиеся на верхнем водоупорном слое, не проникали в ствол скважины. При бурении нарушается естественная защищенность водоносного горизонта и облегчается проникновение в него поверхностных вод и вод из вышележащих водоносных слоев по затрубным и межтрубным пространствам скважины, поэтому укрепляются стенки скважины обсадными трубами. При правильном креплении скважины обсадными трубами удлиняется срок ее службы и обеспечивается постоянство состава откачиваемой воды. Нижняя обсадная колонна, в которой располагается водоподъемное оборудование, называется эксплуатационной колонной. В нижней части, в районе водоносного пласта, располагается фильтр, конструкция которого выбирается с учетом состава водоносной породы. Надфильтровая колонна входит в эксплуатационную колонну, пространство между этих колонн заделывается сальником. Вода из водоносного горизонта в скважину попадает через фильтрующую часть колонны (рис. 2).

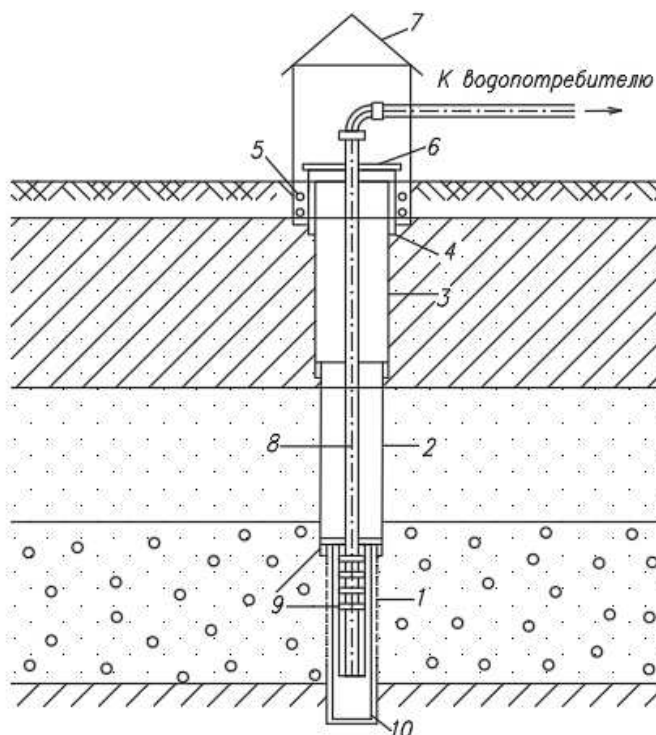


Рисунок 2 – Конструкция скважины: 1 – фильтр скважины; 2 – эксплуатационная колонна труб; 3 – колонна обсадных труб; 4 – кондуктор; 5 – затрубная цементация; 6 – устье скважины (оголовок); 7 – павильон (шатер); 8 – насосные (водоподъемные) трубы; 9 – насос с погружным электродвигателем; 10 – отстойник; 11 – статический уровень грунтовых вод;

1.4 Выбор типа водозахватных устройств и состава сооружений водозабора

В результате гидрогеологических и геологических изысканий были получены следующие исходные данные для проектирования и расчета водозабора:

- мощность водоносного пласта $m = 101,75$ м;
- водоносный пласт сложен из песков мелкозернистых и глины плотные;
- подошва водоносного пласта залегает ниже поверхности земли на 230,2 м;
- статический уровень находится на глубине 128,45 м от поверхности земли, т.е. источником водоснабжения являются безнапорные воды.

В качестве водозахватного сооружения в данном проекте принята водозаборная скважина как наиболее распространенный тип водозахватного устройства, соответствующего данным условиям залегания водоносного пласта и его мощности.

Состав и схема расположения сооружений водоснабжения, принятых в проекте, приведены на рисунке 3.

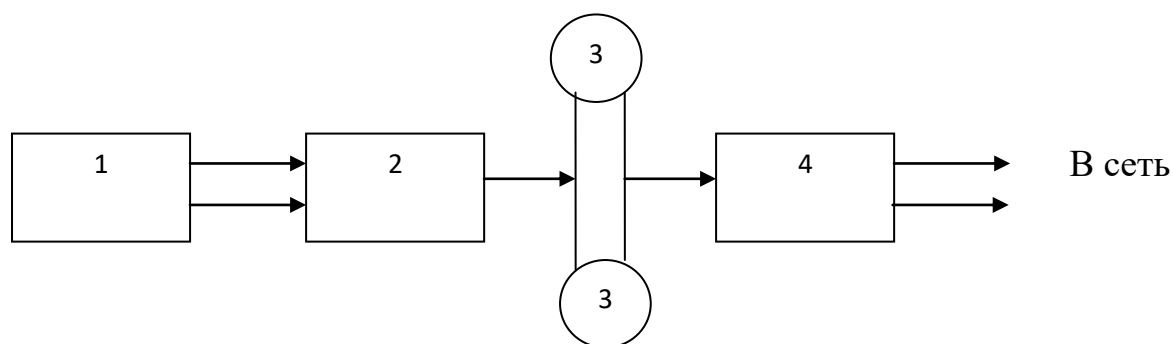


Рисунок 3 – Состав и схема расположения сооружений водоснабжения: 1 – водозаборное сооружения (скважины); 2 – сооружения для очистки и подготовки воды; 3 – резервуары чистой воды; 4 – насосная станция II подъема.

Приток воды к скважине в большей степени зависит от диаметра рабочей части фильтра, чем от его длины. Поэтому для увеличения притока $Q_{скв}$, а следовательно для уменьшения числа скважин сначала назначаем максимальное значение диаметра труб, чтобы получить максимально допустимый при этом способе бурения диаметр фильтра.

Материал труб – стальные электросварные. Максимальный возможный диаметр кондуктора согласно сортаменту стальных труб, а также ограничению диаметров погружаемых труб, обусловленных выбранными выше типами бурового станка и вибромашины, равен 500 мм. Разница в диаметрах между кондуктором и первой колонной, а также между предыдущей и последующей колоннами обсадных труб должна быть не менее 100 мм, диаметр нижней колонны 250 мм.

После анализа гидрогеологических условий в проекте выбран вариант бурения скважин на основной водоносный горизонт верхнее протерозойских песчаников (бывший гдовский водоносный горизонт).

Проектные параметры скважин:

- способ бурения – роторный;
- глубина скважин – 230,2 м;
- статический уровень – 128,45 м;
- эксплуатационный дебит – 65 м³/ч;
- удельный дебит – 5,2 м³/сут;
- полный проектный дебит – 1560 м³/сут
- расчетный динамический уровень воды в скважине – 158,45 м.

Глубина, конструкция скважины и тип фильтра корректируются в процессе бурения.

Важнейшим элементом скважины является фильтр, предназначенный для защиты колодца от занесения частицами грунта из водоносного слоя. Фильтр состоит из каркаса и фильтрующей поверхности. Каркас обычно трубчатый, с перфорацией в виде отверстий или щелей, может быть и стержневым. Ниже фильтрующей поверхности фильтра предусматривается участок глухой трубы (отстойник), который служит сборником для проникающих в колодец мелких частиц грунта.

При отборе воды в скважинах устанавливаются фильтры. Фильтр состоит из водоприемной (рабочей) части, надфильтровой трубы и отстойника. Длина надфильтровой трубы зависит от конструкции скважины.

К фильтру предъявляются следующие требования: он должен иметь достаточную механическую прочность и устойчивость против коррозии; иметь скважность не менее 20 – 25 % и предельно-допустимые размеры отверстий (по условиям прочности и предотвращения пескования скважины при эксплуатации). Под скважностью понимается отношение суммарной площади отверстий для пропуска воды к площади всей боковой поверхности рабочей части фильтра.

Выбор конструкции фильтра осуществляется в зависимости от характеристик пород водоносных пластов.

Длина рабочей части фильтровой колонны, м, определяется по формуле

$$L = \frac{Q \cdot \lambda}{d}, \quad (7)$$

где Q – проектный дебит скважины;

λ – эмпирический коэффициент;

d – наружный диаметр фильтра.

$$L = \frac{65 \cdot 105}{296} = 23 \text{ м.}$$

В проекте предусмотрен каркасно-щелевой трубчатый фильтр из металлических и полимерных материалов с отверстиями (вертикальные щели), так как горные породы водоносных горизонтов сложены из неустойчивых рыхлых (пористых) крупнообломочных пород: галечниковые и щебенистые (более 50% частиц крупнее 10 мм, $K_{\phi}=70-500$; гравийные и дресвяные (более 50% частиц крупнее 2 мм, $K_{\phi}=30-70$).

1.5 Гидрогеологический расчет водозабора

Основной задачей гидрогеологического расчета является определение дебита скважин и понижения уровня подземных вод в процессе эксплуатации водозаборного сооружения. Одновременно с решением этих задач на основе расчетов уточняют схему расположения водозаборных скважин, их количество и размеры.

Определение притока воды к скважине.

В связи с тем, что потребное число скважин еще не установлено, оценка производительности водозабора, $\text{м}^3/\text{сут}$, производится применительно к одной скважине:

$$Q_{\text{скв}} = \frac{2 \cdot \pi \cdot k \cdot m \cdot S_{\text{доп}}}{R}, \quad (8)$$

где k – коэффициент фильтрации, равен 1,9 м/сут;

m – мощность водоносного пласта;

$S_{\text{доп}}$ – допустимое понижение уровня подземных вод, м;

$$S_{\text{доп}} = H - (0,3 \cdot m + \Delta H_{\text{нас}} + \Delta H_{\phi}), \quad (9)$$

где H – напор над подошвой водоносного горизонта, м;

$\Delta H_{\text{нас}}$ – максимальная глубина погружения насоса под динамический уровень воды в скважине, м;

ΔH_{ϕ} – потери напора на входе в скважину (приблизительно 1,5 м);

$$S_{\text{доп}} = 230,2 - (0,3 \cdot 101,75 + 158,45 + 1,5) = 39,73 \text{ м},$$

R – гидравлическое сопротивление, зависящее от гидрогеологических условий и типа водозаборного сооружения;

$$R = R_0 + \beta \cdot \zeta, \quad (10)$$

где β – отношение расхода рассматриваемой скважины $Q_{\text{скв}}$ к суммарному расходу водозабора $Q_{\text{сум.р}}$, т.е. $\beta = Q_{\text{скв}}/Q_{\text{сум.р}}$; в случае рассмотрения одиночной скважины $\beta = 1$;

ζ – дополнительное сопротивление, учитывающее фильтрационное несовершенство скважины, $\zeta = 13$;

R_0 – гидравлическое сопротивление R в точке расположения скважины;

$$R_0 = \ln(R_{ск} / r), \quad (11)$$

где r – радиус фильтра, $r = d_\phi / 2 = 0,296 / 2 = 0,148$ м;

$R_{ск}$ – радиус влияния скважин, определяемый из выражения:

$$R_{ск} = 1,5\sqrt{c \cdot t}, \quad (12)$$

здесь t – время, на которое рассчитывается эксплуатация скважин (25 лет), $t = 9125$ сут;

c – коэффициент пьезопроводности водосодержащих пород;

$$c = k \cdot m / \mu, \quad (13)$$

$$c = 0,1 \cdot 101,75 / 0,15 = 67,83 \text{ м}^3/\text{сут},$$

$$R_{ск} = 1,5\sqrt{67,83 \cdot 9125} = 1180,1 \text{ м},$$

$$R_0 = \ln(1180,1 / 0,148) = 8,98 \text{ м},$$

$$R = 8,98 + 1 \cdot 13 = 21,98 \text{ м},$$

$$Q_{скв} = \frac{2 \cdot 3,14 \cdot 0,1 \cdot 101,75 \cdot 39,73}{21,98} = 115,5 \text{ м}^3/\text{сут}.$$

Пропуская способность фильтра, определяется по формуле

$$Q_\phi = \pi \cdot d_\phi \cdot l_\phi \cdot v_\phi \cdot \eta, \quad (14)$$

где η – скважность фильтра, т.е. отношение площади фильтра к площади его боковой поверхности;

v_ϕ – максимально допустимая скорость притока воды к фильтру, определенная по эмпирической зависимости;

$$V_\phi = 65\sqrt[3]{k}, \quad (15)$$

$$V_{\phi} = 65 \sqrt[3]{0,1} = 30,17 .$$

$$Q_{\phi} = 3,14 \cdot 0,186 \cdot 82,34 \cdot 30,17 \cdot 0,35 = 507,8 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Ориентировочное число скважин в групповом водозаборе определяется по формуле

$$n = Q_{\text{сут.п}} / Q_{\phi} , \quad (16)$$

$$n = Q_{\text{сут.п}} / Q_{\phi} = 1560 / 507,8 = 2,8 \text{ скв.}$$

Принимаем 3 рабочих скважины и 1 резервную.

Количество проектируемых рабочих эксплуатационных скважин определяется из условия обеспечения суточной водопотребности объекта водоснабжения. Кроме рабочих в состав скважинного оборудования водозабора входят резервные скважины [1].

Часовая производительность одной скважины определяется по формуле

$$Q = Q_{\text{ч.п}} / n , \quad (17)$$

$$Q = 65 / 3 = 21,67 \text{ м}^3/\text{ч.}$$

Действительное понижение уровня определяется по формуле

$$S = \frac{R \cdot Q}{2 \cdot \pi \cdot k \cdot m} , \quad (18)$$

$$S = \frac{21,98 \cdot 21,67}{2 \cdot 3,14 \cdot 0,1 \cdot 101,75} = 7,45 \text{ м.}$$

Скважина оборудуется уровнемером и расходомером для периодических замеров динамического уровня и дебита.

Скважный водозабор включает водозаборную скважину и здание насосной станции на скважине. Павильонная насосная станция запроектирована (сендвич панели).

После сооружения павильона производится установка погружного насоса в скважину. Строительная откачка воды из скважины проводится в течение трех суток с дебитом не менее проектного. После установки насоса производится бетонирование и герметизация устья скважины приподнятой над полом на 0,3 м.

Исходными данными, определяющими тип водоподъемного оборудования, являются фактические значения статического и динамического уровней, удельный дебит и дебит скважины, а так же влияют диаметр экс-

платационной колонны скважины, необходимый напор над устьем скважины, наличие электроэнергии.

Насосное оборудование подбирают по расходу и напору.

Расход насоса определяют по формуле

$$q = \frac{Q_p}{n_{\text{раб}}}, \quad (19)$$

где Q_p – расчетная производительность водозабора в целом, м³/ч;

$n_{\text{раб}}$ – число рабочих скважин.

$$q = \frac{65}{3} = 21,67 \text{ м}^3/\text{ч}.$$

Напор насосов равен:

$$H = H_{\text{геом}} + \sum h, \quad (20)$$

где $H_{\text{геом}}$ – геометрическая высота подъема воды, равная разности пьезометрических отметок в точке, куда подается вода, и динамического уровня воды в скважине;

$\sum h$ – потери напора от насоса до резервуара, которые учитывают потери напора в оголовке скважины, в напорных трубах внутри скважины и во внешних коммуникациях, в насосной станции (принимаются обычно от 2 до 3 м).

$$H = 173 + 2 = 175 \text{ м}.$$

Водозабор производится из скважин путем подъема воды из запасов подземных вод глубинными насосами ЭЦВ 10-65-180. Поднимаемая вода закачивается в накопительный резервуар объемом 100 м³, оттуда на станцию водоподготовки, где происходит обессоливание воды ионообменным методом и обработка гипохлоритом натрия.

Трубопроводы и трубопроводная арматура, установленные в здании станции, обеспечивают подачу воды в резервуары чистой воды.

Водопроводные сети выполнены:

- от скважины №1 до накопительного бака проложена п/этиленовая труба диаметром 100 мм (64 м).
- от скважины №2 до накопительного бака проложена п/этиленовая труба диаметром 100мм (36 м).
- от скважины №3 до накопительного бака проложена п/этиленовая труба диаметром 100мм (20 м).

- от скважины №4 до накопительного бака проложена п/этиленовая труба диаметром 100мм (38 м).
- от накопительного бака до станции водоподготовки проложена стальная труба диаметром 150мм (16 м).

Схема распределительной сети тупиковая. Протяженность водопроводной сети – 174 м.

1.6 Санитарная охрана системы водоснабжения

Зона санитарной охраны – это территория, на которой устанавливается специальный режим, и проводятся мероприятия по охране подземных и поверхностных источников водоснабжения, водозаборов и водопроводных очистных сооружений.

Для предотвращения загрязнения подземных вод в районе водозаборов устанавливается три пояса ЗСО. Первый пояс – зона строгого режима; второй и третий – зоны ограничений и наблюдений.

Первый пояс ЗСО предназначен для исключения возможности случайного загрязнения воды непосредственно на водозаборных сооружениях.

Он устанавливается с целью недопущения загрязнения воды вокруг участка, на котором расположен водозабор, насосных станций, установок для очистки воды и резервуаров.

Второй и третий пояса ЗСО охватывают территорию, с которой в связи с природными условиями или в результате бытового и другого использования может быть связано ухудшение качества воды в месте ее водозабора из источника. С этой целью проводится комплекс мер с учетом санитарных условий, особенностей источников водоснабжения и возможного их загрязнения.

Границы первого пояса располагаются от водозаборных сооружений на расстоянии не менее 50 м при использовании недостаточно защищенных подземных вод и не менее 30 м при использовании защищенных водопорами подземных вод. Обычно граница первого пояса устанавливается по периметру водозабора. Однако, если расстояние между отдельными водозаборными сооружениями (например, скважинами) превышает 100 м, то первый пояс может устанавливаться отдельно для каждого водозабора.

К защищенным относятся подземные воды, которые имеют в пределах всех трех ЗСО сплошную водоупорную кровлю. Водоупорная кровля исключает поступление в водоносный слой загрязнений из поверхностных источников, поверхности земли либо из вышележащих незащищенных подземных пластов. У незащищенных подземных вод сплошная кровля отсутствует, либо имеется связь с поверхностным водным источником.

Если водозабор питается за счет инфильтрации воды из поверхностного источника, то при расстоянии между ними до 150 м в первый пояс включается участок между водозабором и поверхностным источником. При этом на поверхностном источнике устанавливается свой пояс ЗСО в соответствии.

Граница второго пояса ЗСО устанавливается на таком расстоянии от скважин, чтобы время продвижения микробного загрязнения от очага загрязнения до водозабора составляло не менее 100 – 400 сут.

Для расчетов границ второго пояса при скорости $<0,01$ м/сут. в направлении поперек естественного потока используем формулу:

$$R = \sqrt{\frac{Q \cdot T_M}{3,14 \cdot m_{cp.} \cdot n}}, \quad (21)$$

где Q – производительность водозабора, м³/сут.;

T_M – расчетное время продвижения микробного загрязнения, сут.;

$m_{cp.}$ – средняя мощность водоносного горизонта, м;

n – пористость пород водоносного пласта (для среднепористых пород 0,3-0,35).

$$R = \sqrt{\frac{1560 \cdot 200}{3,14 \cdot 101,75 \cdot 0,35}} = 52,8 \text{ м.}$$

Для расчетов границ второго пояса при скорости движения подземного потока $>0,01$ м/сут. в направлении поперек естественного потока R' используем формулу

$$R' = \frac{L}{2}, \quad (22)$$

где L – ширина области питания скважины, м.

$$L = \frac{Q}{q}, \quad (23)$$

где Q – производительность водозабора, м³/сут.;

q – единичный расход (на один метр ширины потока) подземных вод на участке расположения водозабора в естественных условиях м²/сут.

$$q = K_{\phi} \cdot m_{cp.} \cdot I, \quad (24)$$

где K_{ϕ} – коэффициент фильтрации водоносных пород, м/сут.

$$q = 0,1 \cdot 101,75 \cdot 0,02 = 0,2 \text{ м}^2/\text{сут.}$$

$$L = \frac{1560}{0,2} = 7800 \text{ м,}$$

$$R' = \frac{7800}{2} = 3900 \text{ м.}$$

Границы второго пояса совпадают с границами третьего пояса.

Граница третьего пояса ЗСО устанавливается на таком расстоянии от скважин, чтобы время продвижения химического загрязнения воды до скважин было больше времени эксплуатации водозабора, но не менее 25 лет.

Размеры территории второго и третьего пояса зон ЗСО устанавливаются на основании гидрологических расчетов, которые выполняются в соответствии с Пособием по проектированию сооружений для забора подземных вод [1].

На территории каждого пояса ЗСО предписывается выполнение определенных санитарно-оздоровительных, защитных и водоохраных мероприятий.

Первый пояс ЗСО предусмотрено и запрещено.

Предусмотрено:

— ограждение сеткой «рабица» изгородью 1,5 м с насадкой поверху из колючей проволоки на высоту 0,5 м и посадкой с внутренней стороны ограды по периметру сплошной «живой» изгороди из кустарника в один ряд и деревьев через 5 м;

— планировка с целью отвода поверхностного стока за пределы первого пояса;

— устройство на проездах и подъездах к сооружениям покрытия из гравийно-песчаной смеси;

— канализование насосной станции II подъёма в водонепроницаемый выгреб;

— установка светильника у входа в зону;

— травосеяние на незадернованной территории.

Запрещено:

— все виды строительства, за исключением реконструкции или расширения водозаборных и основных водопроводных сооружений;

— прокладка трубопроводов различного назначения, за исключением трубопроводов, обслуживающих водопроводные сооружения;

— размещение жилых и хозяйственно-бытовых зданий;

— проживание людей, в том числе работающих на водопроводе;

— применение для растений ядохимикатов и удобрений; - водопой и выпас скота;

— выпуск сточных вод, свалка мусора, навоза и нечистот;

— рытьё траншей, ям, канав, каналов и других, не связанных с эксплуатацией водопровода.

Второй пояс ЗСО предусмотрено и запрещено:

— то же, что и для первого пояса (т.к. радиус его действия совпадает с границами строгого режима).

Третий пояс ЗСО предусмотрено и запрещено.

Предусмотрено:

— тампонаж старых бездействующих скважин;

— устройство водонепроницаемых выгребов.

Запрещено:

— бурение новых скважин без регулирования;

— отведение территорий без регулирования для населённого пункта лечебно-профилактических оздоровительных учреждений, сельскохозяйственных и других объектов, связанных с повышением степени опасности загрязнения источника водоснабжения сточными водами;

— размещение складов горюче-смазочных материалов, ядохимикатов и минеральных удобрений, накопителей, шламохранилищ и других объектов, которые могут вызвать химические загрязнения водоисточника;

— размещение кладбищ, скотомогильников, полей ассенизации, полей фильтрации, земледельческих полей орошения, сооружений подземной фильтрации, навозохранилищ, силосных траншей, животноводческих и птицеводческих предприятий и других объектов, которые могут вызвать микробные загрязнения водоисточника;

— применение удобрений и ядохимикатов;

— закачка отработанных вод в подземные пласты, подземное складирование твёрдых отходов и разработка недр земли;

— загрязнение территории нечистотами, мусором, навозом и др.

Сборные водоводы на водозаборах подземных вод предназначаются для транспортирования воды от водозаборных сооружений до станции подготовки воды.

2 Технологическая часть

2.1 Расчет станции водоподготовки

Данные для расчета сооружений станции водоподготовки приведены в таблице 2.

Таблица 2 – Данные для расчёта:

Показатели	Ед.изм.	Концентрация в исходной воде	ПДК
Мутность	мг/л	1,5	1,5
Цветность	град	16	20
Водородный показатель, рН		7,2	6,5-8,5
БКП	мг/л	1,56	≤2
Общая жесткость	мг-экв/л	9,0	7,0
Железо	мг/л	0,3	0,3
ХПК	мг/л	12	15
Хлорид	мг/л	50	350
Сульфат	мг/л	100	500
Нитрат	мг/л	45	45
Цинк	мг/л	0,05	1,0
Медь	мг/л	1,0	1,0
Алюминий	мг/л	0,02	0,5
Хром	мг/л	0,05	0,05
Свинец	мг/л	0,03	0,03
SO ₄ ²⁻	мг/л	85	500
Ca ⁺	мг/л	180	
Na ⁺	мг/л	15	
Cl ⁻	мг/л	28,4	≤350

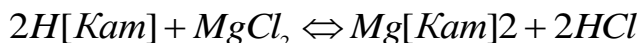
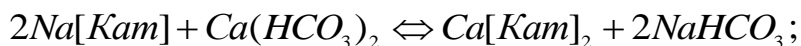
Расчётный расход – $1560 \text{ м}^3/\text{сут} = 65 \text{ м}^3/\text{ч}$

Для заданных условий наиболее целесообразным является применение параллельного водород–натрий–катионитового метода умягчения, так как при умягчении по схеме параллельного катионирования одновременно снижается щёлочность воды.

2.2 Выбор и обоснование принципиальной схемы умягчения воды

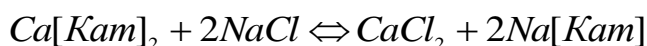
Известно, что жесткость воды обусловлена наличием в ней солей кальция и магния. Использование жесткой воды приводит к образованию на внутренней поверхности котлов и аппаратов накипи, снижающей эффективность их работы. В настоящее время одним из наиболее прогрессивных и рациональных способов умягчения является метод обмена. Снижение жесткости воды ионным обменом основано на способности определенных природных и искусственных материалов (катионитов) обменивать

ионы, имеющиеся в их составе, на ионы Ca^{2+} и Mg^{2+} , обуславливающие жесткость воды. Наиболее часто в качестве обменных ионов используются ионы Na^+ и H^+ :

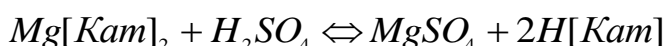


К катионитам относятся глауконитовый песок, гумусовые угли, сульфуголь, материалы на основе искусственных смол (КУ-1, КУ 2, КБ-2, КБ-4) и другие.

В процессе воды через слой его обменная способность уменьшается. Это вызывает необходимость периодической регенерации материала. Натрий-катионитовые фильтры регенерируются раствором поваренной соли:



Водород-катионитовые фильтры раствором кислоты:



Для реализации представленных химических процессов необходимо устройство специального сооружения – станция умягчения воды.

Умягчение воды методом ионного обмена может осуществляться: одно-и двухступенчатым натрий-катионированием; параллельным, последовательным и совместным водород–натрий–катионированием.

Выбор схемы умягчения воды осуществляется на основании составления данных химического анализа исходной воды и требуемого качества умягчения воды.

Параллельно Н–Na–катионирование применяется при условии:

$$\frac{Ж_K}{Ж_0} > 0,5;$$

$$Ж_{нк} < 3,5 \text{ мг-экв/л};$$

$$\text{SO}_4^{2-} + \text{Cl}^- < 3...4 \text{ мг-экв/л};$$

$$\text{Na}^+ < 1...2 \text{ мг-экв/л}.$$

Последовательное Н–Na–катионирование применяется при условии:

$$\frac{Ж_K}{Ж_0} < 0,5;$$

$$Ж_{нк} > 3,5 \text{ мг-экв/л};$$

$$\text{SO}_4^{2-} + \text{Cl}^- > 3...4 \text{ мг-экв/л};$$

$$\text{Na}^+ - \text{не лимитируется}.$$

Для настоящей работы выбор технологической схемы умягчения воды производится по результатам расчета и данным таблицы 3.

Таблица 3 – Технологические показатели и область применения различных схем установок для умягчения воды катионированием

Технологическая схема	Качество фильтра		Область применения
	Общая жесткость.мг-экв/л	Общая жесткость.мг-экв/л	
Параллельное Н-Na-катионирование, смешение катионированных вод и удаление двуокси углерода	0,05	0,35	Для умягчения воды с карбонатной жесткостью более 50% и с общим одновременным снижением ее щелочности
Последовательное Н-Na-катионирование, смешение катионированной воды с исходной, удаление двуокси углерода	0,05	0,7	Для умягчения воды с карбонатной жесткостью менее 50% и общим солесодержанием более 700 мг/л
Последовательное Н-Na-катионирование с «голодной» регенерацией Н-катионитных фильтров и удалением двуокси углерода после них	0,05	0,7	Для умягчения воды с карбонатной жесткостью менее 50% и с общим солесодержанием менее 1500 мг/л

2.3 Расчет Н-Na-катионитовых фильтров

Расчетная производительность водоумягчительной установки $Q_{\text{час}} = 65 \text{ м}^3/\text{час} = Q_{\text{сут}} = 1560 \text{ м}^3/\text{сут}$.

Качество исходной воды из подземного источника характеризуется следующими данными: общая жесткость $J_0 = 9,0 \text{ мг-экв/л}$; щелочность (карбонатная жесткость) $Щ = 2,3 \text{ мг-экв/л}$; количество взвешенных веществ не более 5–8 мг/л; содержание ионов $\text{SO}_4^{2-} = 1,97 \text{ мг-экв/л}$ ионов $\text{Cl}^- = 0,8 \text{ мг-экв/л}$.

Полная производительность установки, $\text{м}^3/\text{ч}$:

$$q_{\text{час}} = \frac{K_y \cdot Q_{\text{сут}}}{24}, \quad (25)$$

где K_y – коэффициент, учитывающий расход воды на собственные нужды установки, $K_y = 1,25$.

$$q_{\text{час}} = \frac{1,25 \cdot 1560}{24} = 81,25 \text{ м}^3/\text{ч}.$$

Умягчение воды надлежит применять по схемам: параллельное водород–натрий катионирование.

Сумма сульфатных и хлоридных анионов в исходной воде $A = (SO_4^{2-} + Cl^-) = 1,97 + 0,8 = 2,77$ мг-экв/л, т.е. не превышает допустимой величины 3 – 4 мг-экв/л.

Содержание ионов Na^+ составляет 15 мг/л, или $C_{Na} = 15 : 23 = 0,65$ мг-экв/л < 1 мг-экв/л.

Допустимая остаточная щелочность умягченной воды $Щ_{\text{оув}} = 0,35$ мг-экв/л.

Так как отношение $Ж_k : Ж_0 = 2,3 : 9,0 = 0,26 < 0,5$, то по этому условию, а равно и по другим показателям анализа исходной воды, принимаем схему параллельного H-Na-катионирования.

Расчет воды, подаваемой на H-катионитовые фильтры:

$$Q_n = \frac{Q_{\text{час}} \cdot (Щ - Щ_{\text{оув}})}{A + Щ}, \quad (26)$$

где $Щ$ – щелочность, мг-экв/л;

A – сумма сульфатных и хлоридных ионов, мг-экв/л;

$Щ_{\text{оув}}$ – допустимая остаточная щелочность = 0,35 мг-экв/л.

$$Q_n = \frac{65 \cdot (2,3 - 0,35)}{2,77 + 2,3} = 25 \text{ м}^3/\text{ч} \text{ или } 38,5\% Q_{\text{час}}.$$

Удельный расход серной кислоты H_2SO_4 на регенерацию H-катионитовой загрузки принимаем: $s = 90$ г/г-экв.

Рабочая обменная способность H – катионита, г-экв/м:

$$E_{\text{раб}}^H = \alpha_3^H \cdot E_{\text{полн}} - 0,5 \cdot q_{\text{уд}} \cdot (Ж_k + C_{Na} + C_k), \quad (27)$$

где α_3^H – коэффициент эффективности регенерации H-катионита, $\alpha_3^H = 0,83$;

$E_{\text{полн}}$ – паспортная полная обменная ёмкость катионита в нейтральной среде, $E_{\text{полн}}$ – определяется по данным паспорта завода, при крупности сульфогугля 0,3–0,8 мм $E_{\text{полн}} = 550$ г-экв/м³;

$q_{\text{уд}}$ – удельный расход воды на отмывку катионита после регенерации, $q_{\text{уд}} = 5$ м³/ч;

$Ж_k$ – карбонатная жесткость, $Ж_k = 9,0$;

C_{Na} – концентрация натрия в исходной воде, равная 0,65 мг-экв/л;

C_k – концентрация калия в исходной воде, $C_k=0$ мг-экв/л.

$$E_{раб}^H = 0,83 \cdot 550 - 0,5 \cdot 5 \cdot (2,3 + 0,65 + 0) = 449,1 \text{ г-экв/м}^3.$$

Необходимый объём катионита для загрузки в Н–катионитовые фильтры:

$$W_H = \frac{Q_n \cdot (Ж_0 + C_{Na}) \cdot 24}{n \cdot E_{раб}}, \quad (28)$$

где $Ж_0$ – общая жёсткость умягчённой воды;

n – число регенераций каждого фильтра в сутки, $n = 2$.

$$W_H = \frac{25 \cdot (9,0 + 0,65) \cdot 24}{2 \cdot 449,1} = 6,45 \text{ м}^3.$$

Расчетная скорость фильтрования на Н–катионитовых фильтрах:

$$v_{расч}^H = \frac{E_{раб}^H \cdot h_k}{T_0 + (Ж_0 + C_{Na}) + 0,025 \cdot d_{80}^2 \cdot \ln \frac{(Ж_0 + C_{Na})_{исх}}{(Ж_0 + C_{Na})_{ф}}}, \quad (29)$$

где h_k – высота катионитовой загрузки, принимаем равной 1,5 м;

T_0 – продолжительность работы фильтра при сниженной кислотности фильтра до нуля, равная 10,5 ч;

d_{80} – 80%-й калибр зерен катионитовой загрузки, равный 0,8 мм.

Индекс "исх" обозначена исходная вода, а индексом "ф" – фильтрат Н–катионитовых фильтров, тогда $Ж_0^ф = 0,03$ мг-экв/л и $C_{Na}^ф = 0,01$ мг-экв/л.

$$v_{расч}^H = \frac{449,1 \cdot 1,5}{10,5 + (9,0 + 0,65) + 0,025 \cdot 0,8^2 \cdot \ln \frac{9,0 + 0,65}{0,03 + 0,01}} = 33,3 \text{ м/ч.}$$

Необходимая площадь Н–катионитовых фильтров, м^2

$$F_n = \frac{W_H}{h_k}, \quad (30)$$

$$F_n = \frac{6,45}{1,5} = 4,3 \text{ м}^2.$$

Количество Н–катионитовых фильтров

$$N_n = \frac{F_n}{f_n}, \quad (31)$$

где f_n – площадь стандартного фильтра заводского изготовления, при диаметре фильтра 1,5 м, $f_n = 1,77 \text{ м}^2$.

$$N_n = \frac{4,3}{1,77} = 2,4 \approx 3 \text{ шт.}$$

Принимаем три рабочих фильтра и один резервный. Суммарная площадь трех рабочих фильтров

$$\Sigma f = N_n \cdot f_n, \quad (32)$$

$$\Sigma f = 3 \cdot 1,77 = 5,31 \text{ м}^2.$$

Фактическая скорость фильтрования при нормальном режиме:

$$v_{\text{факт}}^n = \frac{Q_n}{\Sigma f}, \quad (33)$$

$$v_{\text{факт}}^n = \frac{25}{5,31} = 4,71 \text{ м/ч.}$$

При выключении одного рабочего фильтра на регенерацию (форсированный режим)

$$v_{\text{форс}}^n = \frac{Q_n}{2 \cdot f_n}, \quad (34)$$

$$v_{\text{форс}}^n = \frac{25}{2 \cdot 1,77} = 7,06 \text{ м/ч.}$$

Объем загрузки Н–катионитовых фильтров:

$$W_n = \Sigma f \cdot h_n, \quad (35)$$

$$W_n = 5,31 \cdot 1,5 = 7,98 \text{ м}^3.$$

Вода, прошедшая через Н–катионитовые фильтры (кислый фильтрат), смешивается с водой, прошедшей через Na–катионитовые фильтры (щелочной фильтрат). В результате происходящей взаимной нейтрализации умягченная вода приобретает оптимально низкую щелочность (при схеме параллельного Н–Na–катионирования 0,3 мг-экв/л).

Расход воды, подаваемой на Na–катионитовые фильтры, м³/ч:

$$Q_{Na} = Q_{час} - Q_n, \quad (36)$$

$$Q_{Na} = 65 - 25 = 40 \text{ м}^3/\text{ч} \text{ или } 61,5\% Q_{час}.$$

Рабочая обменная способность для Na–катионитовых фильтров, г-экв/м³:

$$E_{раб}^{Na} = a_s^{Na} \cdot \beta_{Na} \cdot E_{полн} - 0,5 \cdot q_{уд} \cdot Ж_0, \quad (37)$$

где a_s^{Na} – коэффициент эффективности регенерации, учитывающий неполноту регенерации катионита при удельном расходе соли на регенерацию $D_c = 200$ г/г-экв; $a_s = 0,81$;

β_{Na} – коэффициент, учитывающий снижение обменной ёмкости катионита по Ca^{2+} и Mg^{2+} вследствие частичного задержания катионов натрия. Так как отношение $C_{Na}^2 : Ж_0 = 0,65^2 : 9,0 = 0,05$, следовательно $\beta_{Na} = 0,88$;

$E_{полн}$ – паспортная полная обменная ёмкость катионита в нейтральной среде, $E_{полн} = 550$ г-экв/м³;

$q_{уд}$ – удельный расход воды на отмывку катионита после регенерации, $q_{уд} = 5$ м³/м³;

$Ж_0$ – жёсткость исходной воды, $Ж_0 = 9,0$ мг-экв/л.

$$E_{раб}^{Na} = 0,81 \cdot 0,88 \cdot 550 - 0,5 \cdot 5 \cdot 9,0 = 369,5 \text{ г-экв/м}^3.$$

Расчетная скорость фильтрования на Na–катионитовых фильтрах:

$$v_{расч}^{Na} = \frac{E_{раб}^{Na} \cdot h_k}{T_m \cdot Ж_0 + 0,02 \cdot E_{раб}^{Na} \cdot d_{80}^2 \cdot (\ln Ж_0 - \ln Ж_y)}, \quad (38)$$

$$T_m = \frac{24}{2} - (t_{взр} + t_{рег} \cdot t_{отм}), \quad (39)$$

где d_{80} – 80%-й калибр катионитовой загрузки (обычно $d_{80} = 0,8-1,2$ мм);

$J_y = 0,2$ мг-экв/л – допустимая жесткость умягченной воды;

T_m – продолжительность межрегенерационного периода;

$t_{взр} = 0,25$ ч (15 мин) – продолжительность взрыхления катионита;

$t_{рег} = 0,42$ ч (25 мин) – продолжительность регенерации;

$t_{отм} = 0,83$ ч (50 мин) – продолжительность отмывки.

$$T_m = \frac{24}{2} - (0,25 + 0,42 + 0,83) = 10,5 \text{ ч},$$

$$v_{расч}^{Na} = \frac{369,5 \cdot 1,5}{10,5 \cdot 9,0 + 0,02 \cdot 369,5 \cdot 0,8^2 \cdot (\ln 9,0 - \ln 0,2)} = 5 \text{ м/ч}.$$

Необходимая суммарная рабочая площадь Na–катионовых фильтров

Объём загрузки Na–катионитовых фильтров, м³:

$$W_{Na} = \frac{24 \cdot Q_{Na} \cdot J_0}{n \cdot E_{раб}^{Na}}, \quad (40)$$

где n – число фильтроциклов в сутки:

$$n = \frac{T}{(t_1 + t_2)}, \quad (41)$$

где T – продолжительность работы катионитовой установки в течение суток в час;

t_1 – полезная продолжительность одного фильтроцикла в час (принимается от 10 до 22 ч);

t_2 – продолжительность операций, сопровождающих регенерацию катионитового фильтра, $t_2 = 1,5$ ч.

$$n = \frac{24}{(10,5 + 1,5)} = 2,$$

$$W_{Na} = \frac{24 \cdot 40 \cdot 9,0}{2 \cdot 369,5} = 11,7 \text{ м}^3.$$

Необходимая площадь Na–катионитовых фильтров, м²:

$$F_{Na} = \frac{W_{Na}}{h_k}, \quad (42)$$

где h_k – высота слоя катионита, $h_k = 1,5$ м.

$$F_{Na} = \frac{11,7}{1,5} = 7,8 \text{ м}^2.$$

Количество Na–катионитовых фильтров

$$N_{Na} = \frac{F_{Na}}{f_{Na}}, \quad (43)$$

где f_{Na} – площадь стандартного фильтра заводского изготовления, при диаметре фильтра 1,5 м, $f_{Na} = 1,77 \text{ м}^2$.

$$N_{Na} = \frac{7,8}{1,77} = 4,4 \approx 5 \text{ шт.}$$

Принимаем пять рабочих Na–катионитовых фильтра. Суммарная площадь рабочих Na–катионитовых фильтров составляет:

$$\Sigma f_{Na} = N_{Na} \cdot f_{Na}, \quad (44)$$

$$\Sigma f_{Na} = 5 \cdot 1,77 = 8,85 \text{ м}^2.$$

Фактическая скорость фильтрования при нормальном режиме:

$$v_{\text{факт}}^{Na} = \frac{Q_{Na}}{\Sigma f_{Na}}, \quad (45)$$

$$v_{\text{факт}}^{Na} = \frac{40}{8,85} = 4,5 \text{ м/ч.}$$

При выключении одного фильтра на регенерацию:

$$v_{\text{форс}}^n = \frac{Q_{Na}}{4 \cdot f_{Na}}, \quad (46)$$

$$v_{\text{форс}}^n = \frac{40}{4 \cdot 1,77} = 5,6 \text{ м/ч.}$$

Объем загрузки рабочих Na–катионитовых фильтров:

$$W_{Na} = \sum f_{Na} \cdot h_{\kappa}, \quad (47)$$

$$W_{Na} = 8,85 \cdot 1,5 = 13,3 \text{ м}^3.$$

Расчет устройств для хранения, приготовления и перекачки раствора серной кислоты.

Расход 100%-ной серной кислоты на регенерацию Н-катионитовых фильтров, кг/сут:

$$P_{рег.} = \frac{f_{\text{н}} \cdot h_{\kappa} \cdot E_{\text{раб}}^{\text{н}} \cdot D_{\text{н}}}{1000}, \quad (48)$$

где $D_{\text{н}}$ – удельный расход серной кислоты на регенерацию 1 м³ Н-катионита, $D_{\text{н}} = 90$ г/г-экв.

$$P_{рег.} = \frac{1,77 \cdot 1,5 \cdot 449,1 \cdot 90}{1000} = 107,3 \approx 108 \text{ кг.}$$

Регенерация Н-катионитовых фильтров производится 1–1,5%-м раствором серной кислоты. Поэтому объем бака для регенерационного раствора серной кислоты будет равен:

$$W_{\text{к.б.}} = \frac{P_{рег.} \cdot 100}{1000 \cdot p_{\kappa}}, \quad (49)$$

где p_{κ} – концентрация регенерационного раствора серной кислоты, %.

$$W_{\text{к.б.}} = \frac{108 \cdot 100}{1000 \cdot 1,5} = 7,2 \text{ м}^3.$$

Принимаем два таких бак, оборудованных устройствами для барботирования раствора сжатым воздухом.

Общий расход 100%-й серной кислоты на регенерацию трех фильтров при двух фильтроциклах в сутки $(108 \cdot 3 \cdot 2) : 1000 = 0,648$ т.

Емкость цистерн для хранения концентрированной серной кислоты

$$W_{\text{ц}} = \frac{Q_{\text{н}} \cdot 24 \cdot Ж_0 \cdot D_{\text{н}} \cdot m \cdot 100}{1000 \cdot 1000 \cdot b \cdot \gamma}, \quad (50)$$

где m – число дней, на которое предусматривается запас кислоты, $m = 30$ дней);

b – концентрация кислоты, равная 100%;
 γ – удельный вес 100%-ной кислоты, равный 1,83 т/м³.

$$W_{\text{ц}} = \frac{25 \cdot 24 \cdot 9,0 \cdot 90 \cdot 30 \cdot 100}{1000 \cdot 1000 \cdot 100 \cdot 1,83} \approx 8 \text{ м}^3.$$

При 75–100%-й концентрации H₂SO₄ аппаратура и трубопроводы должны быть выполнены из обычной стали; при концентрации H₂SO₄ менее 75% необходимо применение кислотостойких материалов.

Емкость бака с водой для взрыхления сульфогля в Н–катионитовом фильтре определяем с учетом возможности последовательного взрыхления катионита в двух фильтрах:

$$W_{\text{б.в.}} = \frac{2 \cdot \omega \cdot f_{\text{н}} \cdot 60 \cdot t_{\text{взр}}}{1000}, \quad (51)$$

где ω – интенсивность взрыхления катионита, 4 л/с·м²;

$t_{\text{взр}}$ – время взрыхления, равное 15 мин.

$$W_{\text{б.в.}} = \frac{2 \cdot 4 \cdot 1,77 \cdot 60 \cdot 15}{1000} = 12,7 \text{ м}^3.$$

Расчет устройств для мокрого хранения соли, приготовления раствора соли и его перекачки.

Расход соли на одну регенерацию Na–катионитового фильтра:

$$G_{\text{с}} = \frac{f_{\text{Na}} \cdot h_{\text{к}} \cdot E_{\text{раб}}^{\text{Na}} \cdot D_{\text{с}}}{1000}, \quad (52)$$

$$G_{\text{с}} = \frac{1,77 \cdot 1,5 \cdot 369,5 \cdot 200}{1000} = 196,2 \approx 197 \text{ кг.}$$

Для соли применяют склады мокрого хранения. Емкость резервуаров для мокрого хранения соли принимается из расчета 1,5 м³ на 1 т соли. При m -дневном запасе это составит:

$$W_{\text{р.с.}} = \frac{Q_{\text{Na}} \cdot 24 \cdot Ж_0 \cdot D_{\text{с}} \cdot m \cdot 100}{1000 \cdot 1000 \cdot b_{\text{с}}}, \quad (53)$$

где Q_{Na} – расход воды, подаваемой на Na–катионитовые фильтры, м³/ч;

$Ж_0$ – жёсткость исходной воды, $Ж_0 = 9,0$ мг-экв/л.

D_c – удельный расход соли для регенерации Na–катионитовой загрузки, составляет 200 г/г-экв;

m – продолжительность запаса соли для мокрого хранения, $m = 25$ дней;

$b_c = 26\%$ – концентрация насыщенного раствора соли.

$$W_{\text{р.с.}} = \frac{40 \cdot 24 \cdot 9,0 \cdot 200 \cdot 25 \cdot 100}{1000 \cdot 1000 \cdot 26} = 166,2 \text{ м}^3.$$

Принимаем два резервуара объемом 100 м^3 каждый, полезной высотой 2,50 м.

Суточный расход соли при восьми регенерациях:

$$S_c = G_c \cdot 8, \quad (54)$$

$$S_c = 197 \cdot 8 = 1576 \text{ кг.}$$

Необходимая емкость бака для разбавленного раствора соли:

$$W_{\text{р.с.}} = \frac{S_c}{10 \cdot C \cdot \gamma}, \quad (55)$$

где C – концентрация разбавленного раствора соли, $C = 8\%$;

γ – удельный вес 8%-го раствора соли, $\gamma = 1,0585$.

$$W_{\text{р.с.}} = \frac{1576}{10 \cdot 8 \cdot 1,0585} \approx 18 \text{ м}^3.$$

Принимаем два бака по 10 м^3 с тем, чтобы можно было бесперебойно производить регенерацию двух Na–катионитовых фильтров. Размеры каждого бака: диаметр 2 м и высота (полезная) 2,20 м.

Для перекачки 8%-го раствора соли устанавливаем два насоса (рабочий и резервный) производительностью:

$$Q_{\text{нас}} = \frac{v_c \cdot f \cdot C}{b_c}, \quad (56)$$

где v_c – скорость движения раствора соли через катионитовую загрузку, равная 5 м/ч;

f – площадь катионитового фильтра, равная $1,77 \text{ м}^2$;

C – концентрация рабочего раствора соли, равная 8 % при $\gamma = 1,0585$;

b_c – концентрация насыщенного раствора соли, равная 26 % при $\gamma = 1,201$.

$$Q_{нас} = \frac{5 \cdot 1,77 \cdot 8}{26} = 2,73 \text{ м}^3/\text{ч}.$$

Емкость бака с водой для взрыхления сульфогля в Na-катионитовом фильтре принимаем такую же, как и для подобного бака при H-катионитовых фильтрах, т. е. $12,7 \text{ м}^3$

Определение расхода воды на собственные нужды установки.

Расхода воды на собственные нужды H-Na-катионитовой установки складывается из следующих величин:

а) расхода воды на промывку (взрыхления) катионитовой загрузки перед регенерацией, $\text{м}^3/\text{сут}$:

$$q_{взр} = \frac{\omega_{взр} \cdot f \cdot t_{взр} \cdot 60}{1000}, \quad (57)$$

где $\omega_{взр}$ – интенсивность взрыхления, л/с на 1 м^2 , равна при крупности зерен катионита 0,3-0,8 мм $3 \text{ л/с} \times \text{м}^2$;

f – площадь катионитового фильтра, равная $1,77 \text{ м}^2$;

$t_{взр}$ – продолжительность взрыхления, равная 15 мин.

$$q_{взр} = \frac{3 \cdot 1,77 \cdot 15 \cdot 60}{1000} = 4,78 \text{ м}^3/\text{сут}.$$

б) расхода воды на отмывку катионитовой загрузки от продуктов регенерации, $\text{м}^3/\text{сут}$:

$$q_{отм} = q_{уд.отм} \cdot f \cdot h_k, \quad (58)$$

где $q_{уд.отм}$ – удельный расход воды на отмывку, равный 5 м^3 на 1 м^3 катионитовой загрузки;

h_k – высота слоя катионита, $h_k = 1,5 \text{ м}$.

$$q_{отм} = 5 \cdot 1,77 \cdot 1,5 = 13,3 \text{ м}^3/\text{сут}.$$

в) расхода вода на растворение соли в резервуарах мокрого хранения до 26%-ной концентрации, $\text{м}^3/\text{сут}$:

$$q_{p.c} = \frac{100 \cdot G_c}{b_c \cdot 1000}, \quad (59)$$

где G_c – расход соли на одну регенерацию каждого фильтра, $G_c = 197$ кг;
 b_c – концентрация насыщенного раствора соли, равная 26 %.

$$q_{p.c} = \frac{100 \cdot 197}{26 \cdot 1000} = 0,76 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

г) расхода воды на приготовление 8%-го регенерационного раствора соли, м³/сут:

$$q_{рег.с} = \frac{26 \cdot G_c}{8 \cdot 1000}, \quad (60)$$

$$q_{рег.с} = \frac{26 \cdot 197}{8 \cdot 1000} = 0,64 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

д) расхода воды на приготовление 1,5 %-го регенерационного раствора серной кислоты, м³/сут:

$$q_{рег.к} = \frac{100 \cdot P_{рег.}}{1,5 \cdot 1000}, \quad (61)$$

где $P_{рег.}$ – расход 100%-й серной кислоты на регенерацию Н–катионитовых фильтров, $P_{рег.} = 108$ кг/сут.

$$q_{рег.к} = \frac{100 \cdot 108}{1,5 \cdot 1000} = 7,2 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Суточный расход воды на две регенерации пяти Na–катионитовых и трех Н–катионитовых фильтров составит:

$$Q_{доб} = 2[5(q_{взр} + q_{отм} + q_{p.c} + q_{рег.с}) + 3(q_{взр} + q_{отм} + q_{рег.к})], \quad (62)$$

$$Q_{доб} = 2[5(4,78 + 13,3 + 0,76 + 0,64) + 3(4,78 + 13,3 + 7,2)] = 346,48 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Следовательно, количество добавочной воды:

$$P_{доб} = \frac{Q_{доб} \cdot 100}{Q_{сут}}, \quad (63)$$

$$P_{доб} = \frac{346,48 \cdot 100}{1560} = 22,2\% Q_{сут}.$$

В целях экономии воды, рекомендуется первую половину отмывочной воды сбрасывать в канализацию, а вторую направлять в бак для взрыхления катионита и приготовления регенерационных расходов

Можно сократить расход добавочной воды до величины

$$Q_{доб} = 2[5(q_{взр} + \frac{q_{отм}}{2} + q_{p.c} + q_{рег.c}) + 3(q_{взр} + \frac{q_{отм}}{2} + q_{рег.к})], \quad (64)$$

$$Q_{доб} = 2[5(4,78 + \frac{13,3}{2} + 0,76 + 0,64) + 3(4,78 + \frac{13,3}{2} + 7,2)] = 239,76$$

м³/сут, или 15,4% Q_{сут}.

2.4 Хлораторная

Метод обеззараживания воды выбирают с учетом качества воды, эффективности очистки ее, надежности обеззараживания, технико-экономических обоснований, возможности автоматизации процесса механизации трудоемких работ и условий хранения реагентов.

Обеззараживание обрабатываемой воды производится в два этапа: первичное и вторичное хлорирование. Первичное хлорирование сырой воды обеспечивает хорошее санитарное состояние самих водоподготовительных сооружений и способствует интенсификации процессов коагуляции, окисляя органические вещества, тормозящие этот процесс. Первичное хлорирование производится в водоводах сырой воды перед смесителями. Вторичное хлорирование уже профильтрованной воды производится перед ее поступлением в РЧВ и применяется для окончательного удаления патогенных микроорганизмов и снижения общего микробного числа до норм регламентированных требованиями СанПиН 2.1.4.1074-01 «Питьевая вода. Гигиенические требования к качеству воды централизованных систем питьевого водоснабжения. Контроль качества».

На водоподготовительных сооружениях, с целью подачи воды на хозяйственно-питьевое водоснабжение населенного пункта, в проекте предусмотрена установка для обеззараживания питьевой воды гипохлоритом натрия. Установка выполнена в соответствии с ТУ 4213-001-03272451-2002 и размещена в существующем здании хлораторной, где осуществляется дозирование раствора гипохлорита натрия. Контакт, содержащегося и ГПХ, активного хлора с питьевой водой происходит в РЧВ. В результате проис-

ходит окисление органических веществ хлором и уничтожение в воде болезнетворных микроорганизмов.

В качестве обеззараживающего агента используются гипохлорит натрия марки «А» производства ОАО «Химпром» г. Кемерово (ТУ 6-01-29-93). Для его получения применяют абгазный хлор производства жидкого хлора и едкий натр, полученный диафрагменным способом. Основное назначение технического гипохлорита натрия марки «А», выпускаемого по ТУ 6-01-29-93 - обеззараживание питьевой воды.

Гипохлорит натрия – жидкость зеленовато-желтого цвета (в день отгрузки) до красновато-коричневого цвета (по истечении 10 суток со дня отгрузки) с резким запахом, характерным для хлорсодержащих реагентов.

Из раствора гипохлорита натрия из-за повышенной жесткости воды могут выпадать в осадок и откладываться на стенках реагентопроводов не растворимые соли жесткости.

При высушении гипохлорит натрия кристаллизуется, при нагревании выше 70 °С кристаллогидрат натрия разлагается со взрывом.

- Гипохлорит натрия – сильный окислитель.
- Массовая концентрация активного хлора – не менее 120 г/л.
- Массовая концентрация щелочи в пересчете на NaOH не более 40 г/л.
- Допускается потеря активного хлора, по истечении 10 суток со дня отгрузки, не более 30% первоначального содержания.
- Плотность при 20°С – 1,2 кг/л.

Сущность метода обеззараживания воды гипохлоритом натрия состоит в том, что находящийся в растворе активный хлор окисляет вещества, входящие в состав протоплазмы клеток болезнетворных бактерий. Гипохлорит натрия по своей бактерицидной активности и влиянию на химические показатели качества обрабатываемой воды равноценен действию хлора, хлорной извести и гипохлориту кальция, а именно:

- обеспечивает безопасность питьевой воды в эпидемиологическом отношении;
- снижает цветность;
- снижает содержание окисляемых активным хлором загрязнений.

При этом повышает экологическую и гигиеническую безопасность производства, стабильность и качество питьевой воды, снижает коррозию оборудования и трубопроводов.

Кроме этого гипохлорит натрия превосходит хлор снижением образования хлорорганических соединений при взаимодействии с органическими загрязнениями, попадающих природную воду (в том числе и подземную) со стоками промышленных производств.

Гипохлорит натрия также может применяться для дезинфекции сооружений, технологических трубопроводов, поступающих со всех бытовых помещений цеха.

Качество технического гипохлорита натрия, поступающего с завода изготовителя должно соответствовать требованиям ТУ 6-01-29-93 по внешнему виду (цвет), концентрации активного хлора, щелочи и т.д. Качество гипохлорита натрия должно подтверждаться сертификатом завода-изготовителя каждой партии. При поступлении гипохлорита натрия каждая партия должна подвергаться анализу для определения его физико-химических свойств на соответствие сертификата и ТУ. При обнаружении отступлений от сертификата и ТУ раствор не принимается и об этом сообщается руководителю предприятия.

Оборудование (баки, реагентопроводы, запорная арматура и т.п.) должно быть выполнено с учетом коррозионной активности гипохлорита натрия (титан, ПВХ и т.д.).

В целях предупреждения отложения солей жесткости на внутренних стенках реагентопроводов и емкостей, а также в проточной части насосов-дозаторов необходимо производить их периодическую промывку горячей водой. При образовании устойчивой пленки резиновые реагентопроводы подлежат замене (в случае снижения пропускной способности реагентопровода), другое оборудование, как вентили и детали ввода гипохлорита в водовод необходимо периодически (по мере зарастания) подвергать химической обработке и при необходимости замене. При работе с гипохлоритом натрия обязательно соблюдать требования техники безопасности.

2.5 Резервуар чистой воды

Очищенная вода после фильтров поступает в два водобака емкостью 800 м³ каждый. Подача воды в водобак осуществляется трубопроводом через входную камеру, в нижней части которой установлен клапан-хлопушка размером 800x800 мм, что обеспечивает спокойное, равномерное распределение воды в водобаке и дает возможность в случае необходимости провести опорожнение камеры.

Забор чистой воды осуществляется из приемка трубопроводом, Во избежание образования воронки при минимальном уровне воды в резервуаре часть приемка над отводящим трубопроводом перекрывается железобетонными плитами, а другая часть – съемной решеткой.

Перелив воды осуществляется через переливную камеру.

Для предотвращения образования вакуума или избыточного давления предусмотрены вентиляционные колонки.

3 Насосная станция II-го подъема

Насосная станция II-го подъема предназначена для подачи обработанной воды потребителю.

Установлено два резервных и два рабочих насоса марки ЦН 400-210 производительностью 400 м³/час. Входной и напорные патрубки насосов направлены горизонтально в разные стороны, что при горизонтальном разьеме корпуса позволяет контролировать и заменять рабочие детали насоса без снятия его с фундамента и без разборки трубопровода. Общий расход 1560 м³/сут.

Вторая группа насосов предназначена для подачи воды на промывку фильтров. Это 3 насоса марки Д 3200-23 с электродвигателем А 12-39-6 мощностью 320 кВт. Общий расход 4900 м² час.

Третья группа насосов предназначена для откачки дренажных вод. Это два насоса марки НЦС-3.

Сальник насоса со стороны всасывания снабжен гидравлическим уплотнением. Осевое усиление воспринимается разгрузочным устройством – гидравлической пятой.

Для подачи воды на собственные нужды предусмотрены два насоса марки 1Д 200-90, 75 кВт работающие от частно-регулируемого привода.

Для монтажа и ремонта оборудования насосная станция II-го подъема оборудована подвесным электрическим однобалочным краном. Грузоподъемность крана составляет 5 т, длина пролета 16,2 м.

Вода на насосную II-го подъема поступает по водоводам $d_v = 400$ мм.

В помещении насосной станции они объединяются в коллектор, из которого:

— через всасывающие патрубки насосов 1-й группы вода поступает в насосные агрегаты, далее напорные трубопроводы $d_v = 250$ мм объединяются в сборный коллектор, из которого подают воду хоз-питьевого качества потребителю.

На всасывающих и напорных трубопроводах насосов установлены задвижки $d_v = 250$ мм для отключения насосов из работы. На напорных трубопроводах насосов установлены обратные клапаны $d_v = 200$ мм для предотвращения гидравлических ударов при аварийном выходе насосных агрегатов из работы.

— через всасывающие патрубки $d_v = 400$ мм насосами 2-й группы вода поступает в насосные агрегаты и далее по напорным трубопроводам $d_v = 400$ мм вода поступает в сборный трубопровод и подается на промывку фильтров.

Всасывающие и напорные трубопроводы насосов оборудованы электрическими задвижками для отключения насосов из работы. На напорных трубопроводах установлены обратные клапана для предотвращения гидравлических ударов при аварийном выходе насосных агрегатов из работы. Для учета расхода воды с НС-II установлены два расходомера марка УФМ-001.

3.1 Выбор подъемно–транспортного оборудования насосной станции

Вид подъемно-транспортного оборудования принимается в зависимости от массы монтируемых агрегатов и габаритов здания насосной станции с учетом удобств эксплуатации: балки неподвижные (монорельсы) с кошками и талями при массе груза до 1000 кг, краны подвесные (кран-балки) – при массе груза до 5000 кг, краны мостовые при массе груза более 5000 кг.

На проектируемой насосной станции максимальный перемещаемый груз имеет массу 2075 кг. По этой причине на насосной станции предусматривается кран подвесной грузоподъемностью до 5 т для монтажа и ремонта ее насосных агрегатов и оборудования. Погрузка на автотранспорт, ремонт оборудования осуществляются на монтажной площадке. Въездные ворота на станцию принимаются стандартные, размером 3х3,6 м, с учетом габаритов автотранспорта и перемещаемого груза.

3.2 Вспомогательные системы насосной станции II-го подъема

К вспомогательным системам насосной станции относятся: система технического водоснабжения, дренажная система, система маслоснабжения.

Для отвода дренажных промывных вод предусматривается уклон пола и лотов к приемку не менее $i = 0,005$. Вода по лоткам в колодец, который устраивается под монтажной площадкой. Объем колодца принимается равный 15-минутной производительности одного насоса марки НЦС-3.

На случай разрыва трубопровода в насосной станции отвод воды из машинного зала будет осуществляться по аварийному трубопроводу $D = 250$ мм.

Постоянное количество масла под давлением подается к подшипникам, редукторам, соединительным муфтам насосов и воздушных нагнетателей. Масло охлаждается в маслоохладителе водой, подаваемой от системы технического водоснабжения. Для периодического удаления отработанного масла из баков маслоустановок и подачи чистого масла на насосной станции предусматривается вспомогательная маслосистема. Для подачи масла устанавливаются два шестеренных насоса марки НМШ-32-10-1-18/6,3-1.

На насосной станции предусматриваются: система хозяйственно-питьевая, объединенная с противопожарной, система вентиляции, система отопления, система бытовой канализации.

4 Расчет и проектирование системы водоотведения населенного пункта

На территории населенного пункта расположен ООО «Агропромкомплекс». В состав, которого входит фермерское хозяйство по выращиванию крупного рогатого скота и мясоперерабатывающее производство. В проекте предусмотрена общесплавная система канализования наиболее благоприятная в санитарном отношении. При этой системе все сточные воды – бытовые производственные, очистные поступают на очистные сооружения. Проектирование наружной системы канализации производится комплексно с взаимной увязкой технологической, строительной, гидротехнической и т.д. частей совместное отведение сточных вод от населенного пункта и ООО «Агропромкомплекс».

Выбор рациональной схемы канализации обосновывается:

- рациональная схема канализации и очередность строительства отдельных ее сооружений;
- техническая возможность и экономическая целесообразность строительства принятой схемы канализации;
- основные размеры сооружений канализации, выбор их конструктивных решений и основного оборудования;
- максимальное применение типовых и экономичных проектов канализационных сооружений и унификации размеров конструкций.

В состав проектируемого канализационного комплекса входят:

- ситуационный план местности;
- генеральный план объекта с нанесением сооружений канализации;
- генеральный план очистных сооружений;
- схематические чертежи отдельных элементов очистных сооружений.

Рабочие чертежи разрабатываются на основании предварительных расчетов основных сооружений водоотведения и обеспечивают возможность четко представить схему систем совместного водоотведения хозяйственных сточных вод от населенного пункта и ООО «Агропромкомплекс».

Границы канализации населенного пункта определяются проектом планировки, а границы канализования ООО «Агропромкомплекс» – территорией, отведенной под строительство.

Районы индивидуальной застройки жилыми зданиями, не имеющими водопроводных вводов, в границы канализования не входят.

Границы бассейнов канализования диктуются топографией канализуемой территории и определяются с учетом охвата одним коллектором возможно большей территории без излишнего его заглубления.

4.1 Выбор места выпуска сточных вод и расположения очистной станции

Выбор места расположения очистной станции должен удовлетворять санитарно-гигиеническим и технико-экономическим требованиям.

Очистная станция располагается на таком расстоянии от города, которое обеспечивает достаточный санитарный разрыв, господствующие ветры должны относить неприятные запахи в сторону от жилой застройки. Для строительства станции отводятся обычно, местности, непригодные для активного сельскохозяйственного землепользования.

Характер местности, геологические и гидрогеологические условия выбранного участка не должны вызвать неоправданное повышение затрат на строительство и эксплуатацию очистной станции. Важную роль при выборе участка местности играет место выпуска очищенных сточных вод в водоем. При этом принимаются во внимание: вид водопользования, расстояние до контрольного створа, устанавливаемое по действующим правилам. Гигиенические требования к охране поверхностных вод", требования к качеству очищенной воды, определяемые расчетом необходимой степени очистки в зависимости от конструкции выпуска – берегового, руслового или рассеивающего.

Очистную станцию располагают как можно ближе к выпуску, причем расстояние от уреза воды в водоеме должно быть не менее 50 – 100 м.

Требуемые размеры земельного участка, отводимого для очистной станции, определяются ее производительностью и способом обезвоживания осадка. Иловые площадки требуют больших площадей со спокойным рельефом. В случае использования осадка в сельском хозяйстве (в качестве удобрения) необходимо решить вопрос о способе транспортировки, хранения и внесения осадка на поля в твердом или жидком виде, мобильным либо трубопроводным транспортом. Для сельскохозяйственного использования может применяться не только осадок, но и биологически очищенная сточная вода, например, на полях орошения. В таком случае участком выбирается исходя из возможностей хранения, транспортировки и внесения воды в почву.

4.2 Санитарная оценка условий спуска сточных вод в водоемы

Разбавление сточных вод в воде водоемов происходит под влиянием турбулентного движения воды. Происходящий при этом постоянный взаимокompенсирующий обмен объемами в смежных участках русла реки обеспечивает постепенное выравнивание неоднородности потоков, иначе говоря, постепенное разбавление. Степень разбавления определяется отношением объема воды в водоеме к количеству поступивших в него сточных вод. Скорость разбавления зависит от скорости смешения сточных вод с водой водоема во времени и пространстве, что определяется гидравлическими особенностями водоема: глубиной, скоростью и струйностью тече-

ния, уклоном дна, наличием отмелей, перекаатов и резких поворотов, а также действием ветра, температурными и другими условиями.

Лучшее смешение сточных вод с водой водоема достигается рассеивающим выпуском, создающим возможность сброса в водоем сточных вод не в одной (сосредоточенной), а в нескольких точках водоема. Чем на большее количество струй разбивается поток сточных вод, тем скорее и на более близком расстоянии достигается смешение сточных вод с водой водоема. Рассеивающий выпуск состоит из подводного трубопровода, часть которого (в наиболее глубоких местах и быстротоках) снабжена патрубками с конической насадкой, через которые изливается сточная воды (Рис. 4).

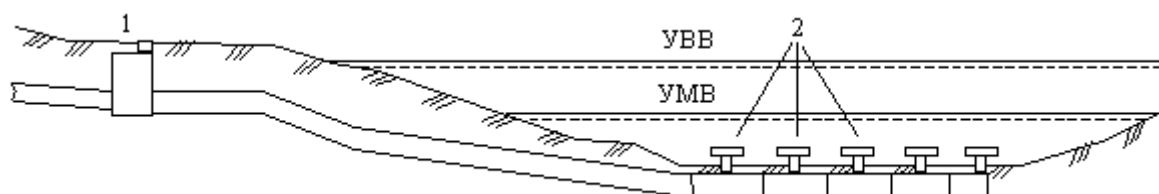


Рисунок 4 – Схема оголовка рассеивающего выпуска: 1 – береговой колоде; 2 – оголовки с насадками

4.3 Определение условий спуска сточных вод по общесанитарным показателям вредности (БПК, растворенному кислороду и рН)

Неблагоприятное влияние сточных вод на общий санитарный режим водоемов связано с чрезмерно высокой концентрацией в воде водоемов сравнительно легко окисляющихся органических веществ бытовых и производственных сточных вод, чем вызывается нарушение кислородного режима водоема и возникновение гнилостных процессов. А также связано с бактерицидными свойствами многих ингредиентов промышленных сточных вод, вследствие чего возникает торможение нормального хода биохимических процессов самоочищения воды водоема от органического загрязнения бытовых сточных вод. В результате зона загрязнения получает большое распространение и длительно сохраняется.

Следует подчеркнуть, что органическим веществам бытовых сточных вод сопутствует обильная сапрофитная и весьма часто патогенная микрофлора, поэтому концентрация органических веществ в воде является косвенным показателем массивности бактериального загрязнения водоемов.

Санитарная оценка условий спуска сточных вод в водоем.

Сведения о сточных водах предприятия в проекте следующие: расход – 2,4 м³/с; спуск сточных вод круглосуточный, равномерный при коэффициенте неравномерности 1,2; резких изменений состава сточных вод не ожидается.

Характеристика сточных вод: окраска исчезает: в столбике 10 см при разведении 1:6; окраска исчезает в столбике 20 см при разведении 1:12;

плавающих примесей нет; запах неопределенный, фенольный, исчезает при разведении 1:10; взвешенных веществ – 200 мг/л; сухой остаток – 1200 мг/л; рН – 4,8; титрирная кислотность – 84 мл норм.раствора щелочи; $BPK_{полн}$ при разбавлении 1:100 = 21 мг/л, при разбавлении 1:500 = 66 мг/л, при разбавлении 1:1000 = 72 мг/л; фенол (хлорфенол образующий) – 2,2 мг/л; свинец – 0,4 мг/л; температура сточных вод (летом) $30^{\circ}C$; взвешенных веществ речной воды (в межень) – 8 мг/л.

Кроме спуска производственных сточных вод в связи с канализованием населенного пункта будет иметь место спуск бытовых сточных вод $1,1 \text{ м}^3/\text{с}$; содержание взвешенных веществ 300 мг/л; $BPK_{полн}$ – 230 мг/л.

Спуск сточных вод проектируется в реку, состав воды которой на подходе к месту выпуска сточных вод характеризуется следующими данными для летнего периода: рН 7,2; щелочность 2,9 мл норм.раствора кислоты; растворенный кислород 9,5 мг/л; взвешенные вещества 8 мг/л; растворенный кислород 9,5 мг/л; $BPK_{полн}$ 3,1 мг/л; свинец 0,02 мг/л; фтор 0,3 мг/л; фенол отсутствует; температура воды для наиболее теплого летнего месяца $15^{\circ}C$.

Расстояние от мест выпуска сточных вод населенного пункта составляет 360 м.

В створе на 1 км выше населенного пункта (т.е на расстоянии 1,5 км от выпуска сточных вод) качество и состав воды реки должно отвечать нормативным требованиям второго вида водопользования.

Река используется для обычных культурно – бытовых целей. Расстояние от места выпуска сточных вод поселка городского типа составляет 500 м.

По данным гидрометеорологической службы, минимальный средне-месячный расход года 95 %-й обеспеченности составляет $30 \text{ м}^3/\text{с}$. На участке до населенного пункта средняя скорость 0,64 м/с, при средней глубине 1,2 м. Извилистость русла на участке до населенного пункта слабо выражена $\varphi = 1$.

Выпуск сточных вод проектируется с берега $\xi = 1$.

Определяем возможную степень смешивания и разбавления сточных вод в водоеме (по В.А.Фролову – Н.Д.Родзиллеру) у створа (на 1 км выше по течению) населенного пункта.

Коэффициент турбулентной диффузии E равен:

$$E = \frac{v_{cp} \cdot H_{cp}}{200}, \quad (65)$$

где v_{cp} – средняя скорость течения на расчетном участке реки, $v_{cp} = 0,64$ м/с;

H_{cp} – средняя глубина реки на расчетном участке, $H_{cp} = 1,2$ м.

$$E = \frac{0,64 \cdot 1,2}{200} = 0,00384.$$

Коэффициент, учитывающий влияние гидрологических факторов смешивания, определяемый по формуле:

$$\alpha = \varphi \xi^3 \sqrt{\frac{E}{q}}, \quad (66)$$

где φ – коэффициент извилистости, извилистость русла на участке до расчетного пункта слабо выражена $\varphi = 1$;

ξ – коэффициент, зависящий от места выпуска сточных вод, для берегового выпуска $\xi = 1$;

q – расход сточных вод, сбрасываемых в реку, $q = 0,059 \text{ м}^3/\text{с}$.

$$\alpha = 1 \cdot 1^3 \sqrt{\frac{0,00384}{0,059}} = 0,4.$$

Коэффициент смешения, показывающий какая часть расхода воды в реке участвует в смешении, определяется на основе эмпирической зависимости:

$$a = \frac{1 - e^{-\alpha^3 L}}{1 + \frac{Q}{q} e^{-\alpha^3 L}}, \quad (67)$$

где e – основание натурального логарифма;

Q – наименьший среднемесячный расход воды в реке 95%-й обеспеченности, $Q = 30 \text{ м}^3/\text{с}$;

L – расстояние расчетного створа от места выпуска сточных вод, $L = 1500 \text{ м}$.

$$a = \frac{1 - e^{-0,4^3 \cdot 1500}}{1 + \frac{30}{0,059} e^{-0,4^3 \cdot 1500}} = 0,04$$

Разбавление сточных вод в реках учитывает тот фактор, что при течении воды с места выпуска сточных вод до расчетного створа не весь расход воды в водоеме участвует в смешении. Тогда кратность разбавления равна:

$$n = \frac{aQ + q}{q}, \quad (68)$$

$$n = \frac{0,04 \cdot 30 + 0,059}{0,059} = 21,3.$$

Далее определяем необходимую степень снижения концентрации сточных вод (уменьшение сброса в водоем загрязняющих и вредных веществ), чтобы в створе на подступах к расчетному пункту водопользования качество и состав воды реки отвечали требованиям и нормативам. Расчеты ведутся по каждому показателю вредности в отдельности.

Общесанитарный признак вредности.

Биохимическое потребление кислорода ($BPK_{полн}$) сточных вод резко изменяется при разном разбавлении и указывает, что кислотность стока тормозит биохимические процессы. В расчет принимаем $BPK = 66$ мг/л. Так как к производственным сточным водам добавляются и бытовые с другой концентрацией органических веществ, определяем величину $BPK_{полн}$ смеси сточных вод:

$$K_a = \frac{\kappa_б q_б + \kappa_{np} q_{np}}{q_б + q_{np}},$$

где $\kappa_б$ – концентрация бытовых сточных вод, $L_б = 217$ мг/л;

κ_{np} – концентрация производственных сточных вод, $L_{np} = 420$ мг/л;

$q_б$ – расход бытовых сточных вод, $q_б = 1560$ м³/сут = 1,1 м³/сек;

q_{np} – расход производственных сточных вод, $q_{np} = 3440$ м³/сут = 2,4 м³/сек.

$$K_a = \frac{217 \cdot 1,1 + 420 \cdot 2,4}{1,1 + 2,4} = 350 \text{ мг/л.}$$

Определяем максимальную допустимую концентрацию органических веществ в сточных водах, которая соответствует санитарным требованиям по формуле

$$K_{cm} = \frac{aQ}{q \cdot 10^{-R_{cm}t}} (K_{np.\dot{don}} - K_p \cdot 10^{-R_p t}) + \frac{K_{np.\dot{don}}}{10^{-R_{cm}t}}, \quad (69)$$

где q – расход бытовых и производственных сточных вод, $q = 1,1 + 2,4 = 3,5$ м³/с;

R_{cm}, R_B – константы скорости потребления кислорода органическими веществами соответственно сточной воды и водного объекта,
 $R_{cm} = R_B = 0,1$;

$K_{np.дон}$ – предельное допустимое значение $BPK_{полн}$ смеси сточных вод и воды водного объекта, для водоемов второго вида водопользования
 $K_{np.дон} = 6$ мг/л;

K_p – $BPK_{полн}$ воды в реке в месте выпуска сточных вод, $L_p = 3,1$ мг/л;
 t – длительность перемещения сточных вод от места сброса до пункта водопользования определяется по формуле: $t = L : v_{cp} = 500 : 0,64 = 781,3$ с
 $\approx 0,009$ суток.

$$K_{cm} = \frac{0,04 \cdot 30}{3,5 \cdot 10^{-0,10,009}} (6 - 3,1 \cdot 10^{-0,10,009}) + \frac{6}{10^{-0,10,009}} = 7 \text{ мг/л.}$$

т.е. BPK сточных вод должно быть снижено с 350 до 7 мг/л.
 Проверяем обеспеченность растворенным кислородом (не менее 4 мг/л):

$$K_{cm}^{полн} = 2,5 \frac{aQ}{q} (K_p - 0,4K_p^{полн} - K_{np.дон}) - 10, \quad (70)$$

где 2,5 – коэффициент для пересчета полного потребления кислорода в двухсуточное;

K_p – содержание растворенного кислорода в реке до места выпуска сточных вод, $K_p = 9,5$ мг/л;

$K_p^{полн}$ – полное биохимическое потребление кислорода водой реки,
 $K_p^{полн} = 2,4$ мг/л;

$K_{np.дон}$ – минимальное содержание растворенного кислорода, которая должна остаться в воде водоема в районе ниже спуска сточных вод,
 $K_{np.дон} = 4$ мг/л.

$$K_{cm}^{полн} = 2,5 \frac{0,04 \cdot 30}{0,059} (9,5 - 0,4 \cdot 2,4 - 4) - 10 = 233 \text{ мг/л.}$$

Содержание в речной воде не менее 4 мг/л растворенного кислорода может быть обеспечено при спуске в реку проектируемого количества сточных вод даже значительно более концентрированных ($BPK_{полн} = 233$ мг/л), чем они предполагаются проектом ($BPK_{полн} = 350$ мг/л). Таким образом, кислородный режим реки не лимитирует спуск сточных вод населенного пункта.

4.4 Органолептические признаки вредности

Окраска.

По этому показателю сточные воды не угрожают ухудшением качества воды у расчетного пункта, ибо по данным анализа окраска исчезает в столбике 10 см (для второго вида водопотребления) при разведении 1:6, в то время, как в реке на подходе к пункту, как показал расчет, можно ожидать 12-кратного разбавления. То же относится и к запаху сточных вод, который исчезает при разбавлении 1:10.

Не требует проверки и возможность спуска сточных вод по их солевому составу (по сухому остатку), так как по санитарным нормативам не нормируется общий солевой состав воды водоемов при втором виде водопользования.

Температура.

Расчет проводим с учетом санитарных требований, чтобы летняя температура речной воды не повышалась в результате спуска сточных вод более чем на 3°.

Определяем максимально допустимую температуру сточных вод по формуле

$$t_{cm} = \left(\frac{\alpha Q}{q} + 1\right)t_{дон} + t_{max}, \quad (71)$$

где t_{max} – максимальная температура для летнего времени, $t_{max} = 30^{\circ}C$;

$t_{дон}$ – допустимое по санитарным нормативам повышение температуры воды на 3 °C.

$$t_{cm} = \left(\frac{0,04 \cdot 30}{0,059} + 1\right) \cdot 3 + 30 = 94^{\circ}C.$$

Однако по данным анализам сточных вод их температура летом не превышает 40°C, поэтому специальных мер для понижения температуры сточных вод предпринимать нет нужды.

Санитарно-токсикологический признак вредности.

Этому показателю вредности соответствует свинец, содержащийся в сточных водах.

Допустимая концентрация свинца в сточных водах при соблюдении санитарных требований к воде водоемов у расчетного пункта водопользования будет

$$K_{cm} = \frac{\alpha Q}{q} (K_{дон} - K_p) + K_{дон}, \quad (72)$$

где $K_{\text{дон}}$ – предельное допустимое по санитарным нормативам значение свинца в воде водоема после спуска сточных вод, $K_{\text{дон}} = 0,1$ мг/л.

K_p – концентрация свинца в речной воде до спуска сточных вод, $K_p = 0,02$ мг/л;

$$K_{\text{см}} = \frac{0,04 \cdot 30}{0,059} (0,1 - 0,02) + 0,2 = \text{мг/л.}$$

Эта концентрация даже несколько превышает найденную при анализе сточных вод. Очевидно, нет необходимости в специальных мероприятиях по очистке стока от соединений свинца.

Показатель содержания в воде взвешенных веществ.

Допустимую концентрацию взвешенных веществ сточных водах при условии, что у расчетного пункта по второму виду водопользования содержание взвешенных веществ в воде водоема не увеличится более чем на $K_{\text{дон}} = 0,75$ мг/л, определяется по формуле

$$K_{\text{см}} = K_{\text{дон}} \left(\frac{\alpha Q}{q} + 1 \right) + K_p, \quad (73)$$

где K_p – концентрация взвешенных веществ в речной до спуска сточных вод, $K_p = 8$ мг/л;

$K_{\text{дон}}$ – допустимое по нормативам увеличение содержания взвешенных веществ в воде водоема после спуска сточных вод, $K_{\text{дон}} = 0,75$ мг/л.

$$K_{\text{см}} = \left(\frac{0,04 \cdot 30}{0,059} + 1 \right) \cdot 0,75 + 8 = 24 \text{ мг/л.}$$

Поскольку в хоз-бытовых сточных водах не большое превышение взвешенных веществ, требуется тщательная механическая очистка сточных вод до спуска в водоем.

Однако полученные результаты расчетов, произведенные в интересах расчетного пункта водопользования, еще не дают основания для окончательного определения санитарных требований к условиям спуска в реку сточных вод населенного пункта.

4.5 Приемная камера очистных сооружений

Сточные воды поступают на очистные сооружения по коллектору диаметром 900 мм, где происходит механическая, биологическая очистка сточных вод.

Приемная камера предназначена для приема сточных вод, гашения скорости потока жидкости и сопряжения трубопроводов с открытым лотком.

4.6 Решетки

К зданию решеток сточные воды подводятся и отводятся от него по двум лоткам. На подводящих и отводящих лотках шириной 450 мм установлены шиберы, с помощью которых выключается из работы одна из решеток.

Крупные механические примеси, находящиеся в сточной воде задерживаются прозорами решеток. В здании решеток установлены две решетки, механизированные, типа СУЭ – сорозадерживающее устройство с электроприводом. Путем выключения или включения в работу разного числа решеток можно регулировать скорость течения жидкости.

Решетки состоят из ряда прутьев, установленных под углом 60° к горизонту. Расстояние между прутьями (прозоры) решеток – 5 мм.

Грабли решеток приводятся в движение электродвигателем, мощностью 1 кВт с помощью цепной передачи. Управление работой решеток – автоматическое.

Отбросы снимаются с решеток механическими граблями и сбрасываются в сборный лоток каждый час. Периодически по мере заполнения лотка, отбросы вручную скребком собираются в ведро и выносятся в баки для сбора отходов.



Рисунок 5 – Решетки СУЭ

Решетки установлены в здании главной насосной станции. Максимальная пропускная способность решеток составляет:

$$q_{\max} = \frac{n \times N \times (b \times h_1 \times v_p)}{k_3} \text{ м}^3/\text{с}, \quad (74)$$

где b – ширина прозоров, равная 0,005 м;

N – число рабочих решеток, 2 шт;

h_1 – глубина воды в камере решетки, 1,8 м;

v_p – средняя скорость воды в прозорах между стержнями, равная 1 м/с;

n – количество прозоров одной решетки, 100 шт.

k_3 – коэффициент, учитывающий стеснение прозоров граблями и задержанными загрязнениями и равный 1,05.

$$q_{\max} = \frac{100 \times 2 \times (0,005 \times 1,8 \times 1)}{1,05} = 1,71 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Эти решетки пропускают расчетный расход.

4.7 Песколовки

После решеток сточная вода по распределительным лоткам поступает в песколовки. Поступление воды в песколовки и выход из них регулируется винтовыми шиберами. В песколовках осуществляется осаждение песка и частично ила.

В проекте применяют горизонтальные песколовки с круговым движением сточных вод, производительность 4200-7000 м³/сут. В этих песколовках вода течет по круговому желобу, имеющему в нижней (треугольной) части щель, через которую отстоянные загрязнения (песок) проваливаются в коническую (осадочную) часть песколовки. Подобные песколовки в плане занимают мало места и поэтому удобны для сравнительно небольших очистных сооружений.

Для очистки сточных вод от песка на очистных сооружениях установлена горизонтальная двухсекционная песколовка с механическим удалением песка (рис.6).

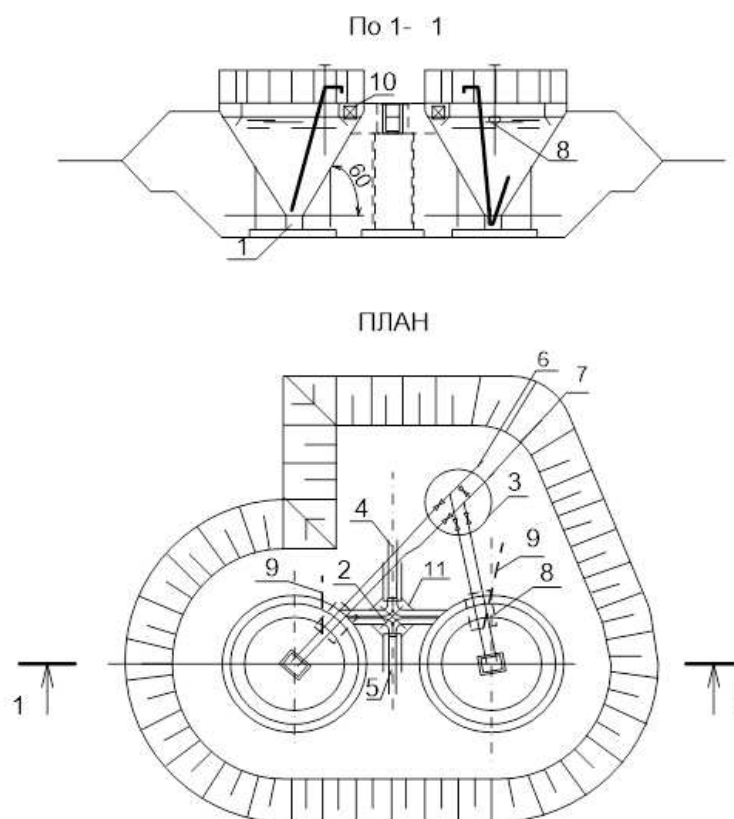


Рисунок 6 – Горизонтальная песколовка с круговым движением воды: 1 – гидроэлеватор; 2 – щитовой затвор; 3 – камера переключения; 4 – подводящий лоток; 5 – отводящий лоток; 6 – пульпопровод; 7 – трубопровод рабочей воды; 8 – устройство для сбора всплывающих примесей; 9 – трубопровод для отвода всплывающих примесей; 10 – полупогруженный щит; 11 – распределительная камера

Удаление песка из песколовок осуществляется гидроэлеватором, один раз в сутки. Перед удалением осадка из песколовки открывается задвижка на трубопроводе рабочей жидкости гидроэлеватора и производится взмучивание осадка. После взмучивания открывается задвижка на трубопроводе, по которому осадок подается на песковые площадки. По окончании выпуска осадка песколовка промывается рабочей жидкостью в количестве соответствующем 2х-3х кратному объему осадка. После чего песколовка включается в работу.

Как указывалось ранее, песколовки служат для удаления из сточных вод тяжелых примесей минерального происхождения, образом песка. Они предусматриваются во всех случаях, когда производительность очистной станции более $100 \text{ м}^3/\text{сут}$ и состоят не менее чем из двух отделений (оба рабочие).

Песколовки, как и отстойники, работают по принципу осаждения взвеси при небольшой скорости течения. Для песколовок скорость течения должна быть не более $0,3 \text{ м/с}$ и не менее $0,15 \text{ м/с}$. Такой диапазон изменения скорости объясняется тем, что по данным опытов превышение скорости сверх $0,3 \text{ м/с}$ приведет к выносу песка из песколовки. А ее уменьшение ниже $0,15 \text{ м/с}$ вызовет осаждение в песколовке легких органических загрязнений, которые для песколовок нежелательны по причине сложности

их дальнейшей обработки. Регулирование скорости обычно обеспечивается водосливными устройствами на выходе из песколовок и числом их секций. При количестве песка более $0,1 \text{ м}^3/\text{сут}$ в проекте предусмотрено его механизированное удаление.

Пропускная способность песколовки определяется по формуле:

$$q_{\max} = F \times v \times n, \quad (75)$$

где F – площадь сечения лотка песколовки, равная $0,61 \text{ м}^2$ при ширине секции 1 м и рабочей глубине 0,61 м;

n – количество секций, 2 шт.;

v – скорость движения воды в песколовке при максимальном притоке

должна быть не менее $0,3 \text{ м/с}$.

$$q_{\max} = 0,61 \times 0,3 \times 2 = 0,37 \text{ м}^3/\text{с} \text{ или } 31968 \text{ м}^3/\text{сут}.$$

Длина песколовки на очистных сооружениях составляет 12 м, при этом диаметр задерживаемых частиц песка равен 0,21 мм. Гидравлическая крупность песка $u_0 = 20,075 \text{ мм/с}$ при коэффициенте k , учитывающем влияние турбулентности и других факторов на работу песколовки, принимаемом равным 1,6.

4.8 Первичные радиальные отстойники

Сточная вода, очищенная от примесей механического и минерального происхождения, подается на первичные отстойники. Они служат для удаления из сточных вод взвешенных веществ во всех случаях перед биологической очисткой. При расходе сточных вод до 10 тыс. $\text{м}^3/\text{сут}$ принимаем двухъярусные отстойники.

Отстойник выполнен из сборного железобетона. Первичные отстойники – двухъярусные в количестве 6 штук, диаметром 9 м, высотой 5,188 м, объем одного отстойника – 312 м^3 , объем всех отстойников 2610 м^3 . предназначается для осаждения из сточной воды нерастворимых веществ и обработки выпавшего осадка, путем сбразивания.

При поверочном расчете производительности сначала следует определить гидравлическую крупность задерживаемых частиц по следующей формуле:

$$u_0 = \frac{1000 \cdot H_{\text{set}} \cdot k_{\text{set}}}{t_{\text{set}} \cdot \left(\frac{k_{\text{set}} \cdot H_{\text{set}}}{h_1} \right)^{n_2}}, \quad (76)$$

где H_{set} – глубина проточной части в отстойнике, 2,4 м;

k_{set} – коэффициент использования объема, для радиальных отстойников равен 0,45;

t_{set} – продолжительность отстаивания, соответствующие эффекту очистки, при концентрации взвешенных веществ в поступающей воде 260 мг/л, равная 744 с;

h_1 – слой сточной воды в лабораторном цилиндре, равный 500 мм;

n_2 – показатель степени, зависящий от агломерации взвеси в процессе осаждения, принимается равным 0,25.

$$u_0 = \frac{1000 \cdot 2,4 \cdot 0,45}{744 \cdot \left(\frac{0,45 \cdot 2,4}{0,5} \right)^{0,25}} = 0,4 \text{ мм/с.}$$

Производительность одного отстойника определяется исходя из геометрических размеров сооружения и требуемого эффекта осветления сточных вод:

$$q_{set} = 2,8 \cdot k_{set} \cdot (D_{set}^2 - d_{en}^2) \cdot (u_0 - v_{ib}), \quad (77)$$

где D_{set} – диаметр отстойника, 9 м;

d_{en} – диаметр впускного устройства, равен 1 м;

v_{ib} – турбулентная составляющая, зависит от скорости потока в отстойнике, 0,05 мм/с.

$$q_{set} = 2,8 \cdot 0,45 \cdot (9^2 - 1^2) \cdot (0,4 - 0,05) = 35 \text{ м}^3/\text{ч.}$$

При такой пропускной способности необходимое количество сооружений составит:

$$n_o = q_{\text{чac}} / q_{set}, \quad (78)$$

где $q_{\text{чac}}$ – расход сточных вод, $q_{\text{чac}} = 5000 \text{ м}^3/\text{сут} = 208 \text{ м}^3/\text{ч}$.

$$n_o = 208/35 = 5,9 \approx 6 \text{ шт.}$$

Расчет двухъярусных отстойников.

Определяется объем всех желобов отстойников по формуле:

$$W_{\text{жс}} = q_{\text{чac}} \cdot t \text{ м}^3, \quad (79)$$

где t – время пребывания воды в желобах, $t = 1,5$ ч;

$$W_{\text{жс}} = 208 \cdot 1,5 = 312 \text{ м}^3.$$

Назначается длина желобов для одиночных отстойников $L_s = D_s = 9$ м;

Площадь сечения одного желоба:

$$f_{\text{жс}} = \frac{W_{\text{жс}}}{L_s \cdot n_o \cdot n_{\text{жс}}}, \quad (80)$$

где L_s – длина желобов, $L_s = D_{\text{сет}} = 9$ м;

n_o – число отстойников, $n_o = 6$;

$n_{\text{жс}}$ – число желобов в отстойнике ($n_{\text{жс}} = 2$);

$$f_{\text{жс}} = \frac{312}{9 \cdot 6 \cdot 2} = 2,9 \text{ м}^2.$$

Высота треугольной части желоба вычисляется:

$$h_{\text{мп}} = \frac{b}{2} \cdot \text{tg} \beta \text{ м}^2, \quad (81)$$

где b – ширина желоба, $b = 2$ м;

β – наклон стенок осадочного желоба к горизонту $\beta = 50^\circ$;

$$h_{\text{мп}} = \frac{2}{2} \cdot \text{tg} 50^\circ = 1,2 \text{ м}^2.$$

Площадь треугольной части желоба:

$$f_{\text{мп}} = \frac{b \cdot h_{\text{мп}}}{2}, \quad (82)$$

$$f_{\text{мп}} = \frac{2 \cdot 1,2}{2} = 1,2 \text{ м}^2.$$

Площадь прямоугольной части желоба:

$$F_{\text{нр}} = f_{\text{жс}} - f_{\text{мп}}, \quad (83)$$

$$F_{np} = 2,9 - 1,2 = 1,7 \text{ м}^2.$$

Высота прямоугольной части:

$$h_{np} = F_{np} / b, \quad (84)$$

$$h_{np} = 1,7 / 2 = 0,85.$$

Общая высота желоба:

$$h_{ж} = h_{np} = 1,2 \text{ м}.$$

Площадь зеркала воды в отстойнике, не занятая желобами, должна быть:

$$F_n = \frac{\pi \cdot D_s^2}{4} - 2 \cdot b \cdot D_s, \quad (85)$$

$$F_n = \frac{3,14 \cdot 9^2}{4} - 2 \cdot 2 \cdot 9 = 28 \text{ м}^2.$$

Объем конической части одного отстойника::

$$W_{y.k} = \frac{1}{3} \pi \cdot h_{y.k} (R_s^2 + R_s \cdot r_o + r_o^2), \quad (86)$$

где R_s – радиус отстойника, $R_s = D_s / 2 = 9 / 2 = 4,5$ м;

r_o – радиус нижнего основания конической части,
 $r_o = d_o / 2 = 1 / 2 = 0,5$;

$h_{y.k}$ – высота конической части, м:

$$h_{y.k} = \left(\frac{D_s - d_o}{2} \right) \cdot \text{tg} 30^\circ, \quad (87)$$

где d_o – диаметр нижнего основания конической части, $d_o = 1$ м;

$$h_{y.k} = \left(\frac{9 - 1}{2} \right) \cdot \text{tg} 30 = 2,3,$$

$$W_{y.k} = \frac{1}{3} \cdot 3,14 \cdot 2,3 (4,5^2 + 9 \cdot 0,5 + 0,5^2) = 51,5 \text{ м}^3.$$

Объем осадка цилиндрической части $W_{ц} = W_{у.к}$.

Высота цилиндрической части, занятой осадком:

$$h_{ц} = \frac{4 \cdot W_{ц}}{\pi \cdot D_s^2} \text{ м}, \quad (88)$$

$$h_{ц} = \frac{4 \cdot 51,5}{3,14 \cdot 9^2} = 0,8$$

Полная строительная высота отстойника:

$$H = h_o + h_{жс} + h_n + h_{ц} + h_{у.к} \text{ м}, \quad (89)$$

где $h_o = 0,3$ м; $h_n = 0,5$ м.

$$H = 0,3 + 1,2 + 0,5 + 0,8 + 2,3 = 5,1 \text{ м.}$$

Двухъярусные отстойники представляют собой сооружение цилиндрической формы с коническим дном.

Сточная вода поступает через подводящий лоток в осадочные желоба, расположенные в верхней части отстойника, где происходит выпадение взвешенных веществ. В каждом осадочном желобе устанавливаются полупогруженные доски, которые предназначены для равномерного распределения воды по всему сечению желоба и для задержания плавающих веществ.

Осветленная вода из желоба переливается в сборный лоток, а затем в отводящий лоток. Выпавший осадок сползает по наклонным стенкам желоба через щель в иловую камеру, где происходит его сбрасывание и уплотнение. Из иловой камеры осадок удаляется по трубе под гидростатическим напором в иловые колодцы. Из них ил удаляется по илопроводам на иловые площадки один раз в месяц. Иловые площадки представляют собой спланированные поверхности, покрытые гравием. Под слоем гравия на глубине двух метров расположены дренажные трубы диаметром 100 мм по которым отводится вода, поступающая вместе с илом. Отфильтрованная вода поступает в насосную перекачки ила, откуда вертикальным насосом откачивается на первичные отстойники.

4.9 УФ-обеззараживание

Бактерицидные установки применяются для обеззараживания хозяйственно-питьевых вод. Эффект обеззараживания основан на губительном воздействии ультрафиолетовых лучей в спектре с длиной волны 200-300

на белковые и ферменты протоплазмы микробных клеток. Бактерицидный эффект зависит от прямого воздействия ультрафиолетовых лучей на каждую бактерию. В связи с этим обеззараживаемая вода должна быть прозрачной, поскольку в цветных или загрязненных водах интенсивность проникания лучей быстро затухает.

Основными преимуществами УФ-технологии являются следующие:

— энергозатраты в промышленных УФ-системах составляют: 30-60 Вт·ч/м³ для сточной воды;

— глубоко изучен механизм бактерицидного воздействия УФ-излучения, доказана безопасность метода. В случае передозировки в облучении отсутствуют отрицательные эффекты в отличие от окислительных технологий;

— современные УФ-комплексы работают от сети с напряжением 110, 220, 380, а озонаторные системы – 8-30 кВ, что приводит к обеспечению более высоких требований по электробезопасности и квалификации обслуживающего персонала;

— современные ламповые системы и их пускорегулирующая аппаратура обеспечивают высокую степень надежности и простоту эксплуатации УФ-комплексов дезинфекции в целом, а автоматизация крупных систем существенно проще, надежнее и дешевле, чем в технологиях, применяющих окислители: хлор либо озон;

— отсутствие газообразного (либо жидкого) опасного технологического ингредиента (озон, хлор) в случае УФ-технологии дезинфекции воды обеспечивает принципиально больший запас безопасности и надежности системы;

— УФ-комплексы дезинфекции по компактности не уступают, а в ряде случаев превосходят системы хлорирования и тем более озонирования;

— при внедрении УФ-технологии дезинфекции в действующие системы очистки природных и сточных вод не требуется специального разнесения подбъектов комплекса, создания дополнительных систем вентиляции, специального защитного оборудования, удовлетворения специальных требований для работы с высоким напряжением, что особенно трудно в помещениях с открытым водным зеркалом. По сравнению с озонированием отсутствует необходимость внедрения в технологическую схему дополнительных элементов (насосная станция подкачки, контактные емкости и т. п.), требующих значительных строительно-монтажных работ и затрат электроэнергии;

— использование УФ-дезинфекции не меняет окислительных характеристик воды в отличие от хлорирования и озонирования, в связи с этим повышается ресурс трубопроводов и арматуры.

Несмотря на значительные преимущества УФ-технологии дезинфекции воды перед "окислительными" технологиями, прежде всего, озонированием, она обладает некоторыми принципиальными ограничениями.

Приемлемыми с точки зрения энергетической целесообразности применения УФ-дезинфекции принято считать следующие характеристики воды: цветность не выше 50°-60°; взвешенные вещества не более 20 мг/л; содержание солей железа не более 2-3 мг/л. Именно эти характеристики определяют ту границу, где УФ-технология дезинфекции является конкурентноспособной.

В схеме с непосредственным вводом окислителя исходной воды на фильтры предлагается в качестве обеззараживающего способа применить ультрафиолетовое облучение

Целью расчета установок обеззараживания воды является определение мощности излучения, объема камеры и числа ламп заданной мощности. По расходу воды $q_{\text{час}} = \frac{Q_{\text{расч}}}{24} = 65 \text{ м}^3/\text{ч}$ в проекте принята установка УДВ 100/14-1А, выпускаемая НПО «ЛИТ».

Время пребывания воды в камере:

$$t = \frac{S \cdot L \cdot n_y}{278 \cdot q_{\text{час}}}, \quad (90)$$

где S – поперечное сечение камеры, $S = 5880 \text{ см}^2$;

L – длина камеры, $L = 152 \text{ см}$;

n_y – число установок, $n_y = 1$;

$$t = \frac{5880 \cdot 152 \cdot 1}{278 \cdot 65} = 199 \text{ с.}$$

Количество ламп:

$$n = \frac{N_n \cdot n_y}{N_n}, \quad (91)$$

где N_n – требуемая мощность, $N_n = 1,8 \text{ кВт}$;

N_n – единичная паспортная мощность лампы, $N_n = 0,6 \text{ кВт}$.

$$n = \frac{1,8 \cdot 1}{0,6} = 3.$$

Потери напора в бактерицидной установке:

$$h_6 = 0,000022 \cdot \left(\frac{q_4}{n_y} \right)^2. \quad (92)$$

$$h_6 = 0,000022 \cdot \left(\frac{65}{3}\right)^2 = 0,01 \text{ м.}$$

4.10 Биологические фильтры

Биофильтры предназначены для полной и неполной биохимической очистки сточных вод и представляют собой сооружения, заполненные различного рода загрузкой. На поверхности загрузки развивается прикрепленная к ней биологическая масса (пленка), которая осуществляет процесс изъятия и окисления загрязнений вод. Ход биохимического процесса, происходящего в биофильтрах, принципиально не отличается от его протекания в аэротенках, однако процессы массообмена (подвод субстрата, кислорода, отвод продуктов реакций) в этих сооружениях разные.

Сущность работы биофильтров можно схематично проиллюстрировать рис. 10, где изображен элемент загрузочного материала с закрепленной на нем биопленкой. Сточная жидкость протекает тонким слоем по поверхности загрузки, покрытой биомассой, при этом осуществляется контакт загрязнений сточных вод биопленкой. Микроорганизмы биопленки изымают из протекающей жидкости органические загрязнения и окисляют их. Продукты распада органического вещества выносятся в слой жидкости и отводятся (растворенные вещества – с жидкостью, газообразные – с воздухом). Одновременно происходит вымывание потоком жидкости избыточной (прирастающей) биомассы.

Требуемый для протекания биохимического процесса кислород поступает из воздуха, заполняющего полковое пространство биофильтра. Кислород воздуха растворяется в жидкости и вместе с ней подводится к биологической пленке. Из рассмотренной схемы, очевидно, что скорость биохимического процесса очистки сточных вод будет зависеть от скорости подвода к активной биологической массе загрязнений и кислорода воздуха. Перенос загрязнений из жидкости и кислорода воздуха из порового пространства в жидкость осуществляется через поверхность раздела фаз «биопленка–Жидкость» и «воздух–жидкость». Скорость этих процессов определяется концентрацией загрязнений в жидкости, составом воздуха в порах загрузки, площадью поверхности загрузки, а также режимом протекания жидкости. Рассмотрим, как влияют указанные параметры на скорость процесса. При повышении концентрации загрязнений в протекающей по загрузке жидкости будет увеличиваться (до определенного предела) градиент скорости их переноса к биологической пленке и скорость биохимического процесса. Скорость переноса загрязнений через слой движущейся жидкости к биопленке зависит и от режима потока жидкости. При ламинарном режиме потока подвод растворенных загрязнений будет определяться, в основном, молекулярной диффузией вещества за счет разности его концентраций на границе раздела фаз «жидкость–воздух» (где концентрация загрязнений максимальная) и «жидкость–биопленка» (где

концентрация загрязнений будет минимальной). В случае турбулентного режима движения жидкости значительное влияние на скорость переноса вещества в продольном направлении (см, рис. 10) оказывает перемешивание жидкости. При турбулентной диффузии скорость переноса вещества может намного превышать скорость молекулярной диффузии и, следовательно, при турбулентном режиме движения скорость биохимического процесса будет значительно выше, чем при ламинарном потоке.

Расчет высоконагружаемого биофильтра (по методу С.В.Яковлева)

— $Q_{расч} = 5000 \text{ м}^3/\text{сут}$ – расход сточных вод;

— среднезимняя температура сточных вод $+10^\circ\text{C}$;

— среднегодовая температура воздуха $+5^\circ\text{C}$;

Определяется отношение величины БПК_{полн} поступающей и очищенной сточных вод

$$K = \frac{L_a}{L_t}, \quad (93)$$

где $L_a = 350 \text{ мг/л}$ – БПК₂₀ поступающих сточных вод;

$L_t = 20 \text{ мг/л}$ – БПК₂₀ очищенных сточных вод;

$$K = \frac{350}{20} = 17,5.$$

По таблице СНиП [1] по найденному значению $K_a = 14,8$ и с учетом среднезимней температуре сточных вод $T_w = +10^\circ\text{C}$, принимают соответствующие величины $H = 4 \text{ м}$, $q_n = 10 \text{ м}^3/(\text{м}^2\text{сут})$, $B_{yo} = 12 \text{ м}^3$.

Т.к. $K_a = 14,8 < K = 17,5$ мг требуется применить рециркуляцию.

Определяют БПК₂₀ смеси сточных вод с водой после рециркуляции по формуле:

$$L_{см} = L_t \cdot K_a, \quad (94)$$

$$L_{см} = 20 \cdot 14,8 = 296$$

Определяют коэффициент рециркуляции:

$$n_y = \frac{L_a - L_{см}}{L_{см} - L_t}, \quad (95)$$

$$n_y = \frac{350 - 296}{296 - 20} = 0,152.$$

Площадь поверхности все секций биофильтров вычисляется по формуле:

$$F = \frac{Q_{расч} \cdot (1 + n_u)}{q_n} \text{ м}^2, \quad (96)$$

$$F = \frac{5000 \cdot (1 + 0,152)}{10} = 576 \text{ м}^2.$$

Площадь поверхности для одного биофильтра:

$$f = \frac{F}{n_o} \text{ м}^2, \quad (93)$$

где n_o – число секций биофильтров, $n_o = 4$;

$$f = \frac{576}{4} = 144 \text{ м}^2.$$

Объем загрузки одного биофильтра:

$$\Omega = H \cdot f \text{ м}^3, \quad (97)$$

где H – высота загрузки, $H = 4$ м;

$$\Omega = 4 \cdot 144 = 576 \text{ м}^3.$$

Размеры в плане 12x12 м для квадратного биофильтра.

Диаметр труб оросителей $D_{op} = 0,05$ м, исходя из того, что скорость истечения воды из отверстий не менее 0,5 м/с.

Число отверстий в каждой водораспределительной трубе:

$$n_{омс} = \frac{1}{\left(1 - \frac{a}{D_{op}}\right)^2}, \quad (98)$$

где a – удвоенное расстояние между двумя последними отверстиями, $a = 0,029$ м.

$$n_{отв} = \frac{1}{\left(1 - \frac{0,029}{0,05}\right)^2} = 6.$$

Осветленная вода после первичных отстойников поступает по трубопроводу диаметром 400мм в здание биофильтров. Высоконагружаемые биофильтры представляют собой 4 секции размером 12х12 м, заполненные загрузочным материалом высотой 4 м (щебень-слоистая структура, различной фракции), которая сверху орошается сточной водой и снизу продувается воздухом.

Высоконагружаемые биофильтры предназначены для биологической очистки бытовых и близких по составу производственных сточных вод. В загрузочном материале по всей его толще развивается биологическая пленка, которая при контакте с водой задерживает и в присутствии кислорода воздуха, перерабатывает содержащиеся в воде органические соединения.

В результате деятельности микроорганизмов биопленки происходит окисление органических солей и прирост ее массы. При орошении избыточная часть биологической пленки смывается сточной водой с загрузки и выносится из биофильтров.

Подача воды на карты биофильтров производится через спринклерную систему.

В целях лучшего контакта воды с воздухом, орошение поверхности биофильтров производится периодически. В качестве автоматического устройства для периодического напуска воды применяется дозирующий бак с сифонной трубкой и гидравлическим затвором. Пройдя через загрузку, очищенная вода поступает в поддон биофильтров и по отводящим лоткам выводится наружу. При заиливании поверхности карт осуществляется промывка их технической водой по специальной системе (со здания решетки по трубопроводу диаметром 32 мм водопроводная вода под давлением поступает в поддон биофильтров)

Вентиляция тела биофильтров осуществляется при помощи вентиляторов низкого давления. Воздух попадает в верхнюю часть отводящих лотков, откуда через поддон поступает в толщу загрузки.

Все применяемые для загрузки естественные и искусственные материалы должны удовлетворять следующим требованиям.

- выдержать не менее 10 кратной пропитки насыщенным раствором серно-кислого натрия;
- выдержать кипячение в течении одного часа в 5% растворе H_2SO_4

Загрузка биофильтров по всей его высоте должна приниматься из загрузочного материала одинаковой фракции. При этом нижний поддерживающий слой высотой 0,2 м следует принимать из более крупного мате-

риала, нижний слой загружается размерами 60-100 мм. Мелочи в загрузочном материале допускается не более 5%.

Подача воздуха в загрузку биофильтров производится вентилятором марки Ц 4-70 с электродвигателем 5,5кВт 950 об/мин с помощью воздуха.

Основной санитарно-гигиенической вредностью помещения биофильтров является избыточная влажность. Для борьбы с влажностью в помещении предусмотрена общеобменная приточно-вытяжная вентиляция с 5-ти кратным воздухообменом.

Приток воздуха осуществляется вентилятором с электродвигателем 15кВт 1470 об/мин с подогревом его в зимний период в калориферах. Вытяжка осуществляется при помощи дефляторов и центробежных крышных вентиляторов ВКР 5-120,5 с электродвигателем 0,75кВт 1000об/мин.

Электроснабжение здания биофильтров осуществляется переменным током 380/220в, распределительная аппаратура устанавливается на щите управления. Щит устанавливается на площадке обслуживания здания биофильтров Электроосвещение выполняется напряжением 220в, ремонтное 36в, для предупреждения поражения эл.током обслуживающего персонала в случае повреждения изоляции, все токоведущие части заземляются. Заземляющее устройство состоит из наружного контура повторного заземления путевого провода и внутреннего контура заземления. Внутренний контур заземления выполняется из полосовой стали 25х4мм, присоединяется к нулевой жиле питающего кабеля и контуру повторного заземления.

4.11 Вторичные отстойники

Вторичные отстойники служат для задержания биологической пленки, поступающей с водой из биофильтров. Вторичные отстойники конструктивно не отличаются от первичных, но имеют меньший диаметр и высоту.

В качестве вторичных отстойников на очистных сооружениях используют 4радиальных отстойника диаметром 9 м, рабочая глубина которых составляет 7,3 м, объем отстойной зоны – м³. Общий полезный объем отстойников достигает м³.

Нагрузку на поверхность вторичных отстойников q_{ssb} , после биофильтров всех типов следует рассчитывать по формуле:

$$q_{ssb} = 3,6K_{set} u_0 \text{ м}^3/(\text{м}^2 \cdot \text{ч}), \quad (99)$$

где u_0 – гидравлическая крупность биопленки; при полной биологической очистке $u_0 = 1,4$ мм/с;

K_{set} – коэффициент использования объема зоны отстаивания, принимаемый для радиальных отстойников – 0,4;

$$q_{ssb} = 3,6 \cdot 0,4 \cdot 1,4 = 2,02 \text{ м}^3/(\text{м}^2 \cdot \text{ч}).$$

4.12 Биологические пруды с искусственной аэрацией

Аэробные биологические пруды применяются как самостоятельные сооружения для биохимической очистки сточных вод, так и в качестве сооружений для доочистки стоков, прошедших узел основной биохимической очистки.

Процесс очистки в биологических прудах аналогичен процессам, происходящим при самоочищении водоемов. Для устройства биологических прудов использован специально созданный водоем. Пруды применяются для биологической очистки и глубокой очистки городских сточных вод.

Биохимический процесс изъятия загрязнений в аэробных прудах осуществляется с помощью биологической массы, развивающейся в прудах или выносимой из вторичных отстойников. Важную роль в работе биопрудов выполняет высшая водная растительность, в частности, водоросли.

В аэрируемых прудах за счет искусственной аэрации увеличивается скорость переноса кислорода в жидкость, обеспечивается достаточно интенсивное перемешивание жидкости и, следовательно, высокие скорости подвода загрязнений к биомассе. Поэтому в прудах с искусственной аэрацией повышается коэффициент использования объема биопрудов увеличивается скорость биохимического процесса.

При доочистке биохимически очищенных городских сточных вод в аэрируемых прудах скорость изъятия загрязнений в 5-7 раз выше, чем в биопрудах с естественной аэрацией.

Искусственная аэрация позволяет увеличивать глубину прудов до 3-5 м, в то время как пруды с естественной аэрации во избежание анаэробных условий имеют глубину до 1,0 м.

Биологическую очистку сточных вод в прудах с искусственной аэрацией осуществляют когда БПК_{полн} превышает 200 мг/л.

В прудах с искусственной аэрацией форма пруда в плане зависит от типа аэратора, обеспечивающего скорость движения воды в любой точке пруда не менее 0,05 м/с.

Рабочая глубина пруда не должна превышать 3 м и зависит от БПК_{полн} поступающей сточной воды, которая ≥ 20 мг/л.

При расчете одноступенчатого пруда на номограмме [2] перпендикуляр продолжаем до пересечения с $m = 1$, что дает $Kt = 3$, тогда

$$t_1 = \frac{3}{2,3K_1}, \quad (100)$$

$$t_1 = \frac{3}{2,3 \cdot 0,443} = 3 \text{ сут.}$$

После вторичных отстойников, очищенная сточная вода поступает в биологический пруд. Пруд – это земляной искусственный водоем объемом 3000 м³, созданный для биологической очистки сточных вод, которая осуществляется в основном за счет жизнедеятельности физико-зоопланктона на свету. Биопруд достаточно хорошо работает при температуре сточных вод более 10°C. Для обогащения сточной воды кислородом, предусмотрен аэратор, который работает при температуре не меньше +5°C.

Из биологического пруда сточная вода по стальной трубе диаметром 400 мм и длиной 7 м сбрасывается в болото, откуда поступает в реку.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В результате проделанной работы были запроектированы системы водоснабжения и водоотведения населенного пункта. Проектные решения были разработаны в соответствии с заданием на проектирование и техническими условиями на водоснабжение и водоотведение по объекту. Технические решения, принятые в проекте, соответствуют требованиям экологических, санитарно – гигиенических норм, действующих на территории Российской Федерации, и обеспечивают безопасную для жизни и здоровья людей эксплуатацию объекта при соблюдении предусмотренных проектом мероприятий.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. СП 31.13330.2012 Водоснабжение. Наружные сети и сооружения. Актуализированная редакция СНиП 2.04.02-84. М.:2012
2. Канализация населенных мест и промышленных предприятий/Н. И. Лихачев, И. И. Ларин, С, А. Хаскин и др.; Под общ. ред. В. Н. Самохина. — 2-е изд., перераб. и доп. — М.: Стройиздат, 1981. — 639 с.
3. СанПиН 2.1.4 1074-01 Питьевая вода. Гигиенические требования к качеству воды централизованных систем питьевого водоснабжения. Контроль качества. Санитарно-эпидемиологические правила и нормы. – Введ. 01.01.2002.
4. СанПиН 2.1.2 2645-10 Санитарно-эпидемиологические требования к условиям проживания в жилых зданиях и помещениях.
5. СТО 4.2-07-2014 Система менеджмента качества. Общие требования к построению, изложению и оформлению документов учебной деятельности. – Взамен СТО 4.2-07-2012; введ. 30.12.2013. – Красноярск: ИПК СФУ, 2014. – 60с.
6. ГОСТ 17.1.2.03 – 90 Охрана природы. Гидросфера. Критерии и показатели качества воды и орошения.
7. СНиП 11-01-95 Инструкция о порядке разработки, согласования, утверждения и составе проектной документации на строительство предприятий, зданий, и сооружений. М.:1995
8. СП 32.13330.2012. Канализация. Наружные сети и сооружения. Актуализированная редакция СНиП 2.04.03-85. М.:2012.
9. СП 131.13330-2012 Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23-01-99* (с Изменением N 2). – Введ. 01.12.2013. – Москва: Минрегион России, 2012. – 119 с.
10. Журба М. Г., Соколов Л. И., Говорова Ж. М. Водоснабжение. Проектирование систем и сооружений: издание второе, переработанное и дополненное. – 1, 2, 3 тома. – М.: Изд- во АСВ, 2003. – 1028 с.
11. Журба, М. Г. Классификаторы технологий очистки природных вод/ М. Г. Журба, А. П. Нечаев, Г. А. Ивлева, Ж. М. Говорова. – М.: НИИ ВОД ГЕО, 2000. – 118 с.
12. Журба М. Г. Сельскохозяйственное водоснабжение. – Кишинев: Universitas, 1991. – 284 с.
13. Фрог, Б. Н. Водоподготовка / Б. Н. Фрог, А. П. Левченко. – М.: Ассоциация строительных вузов, 2007. – 655 с.
14. Яковлев С. В. Водоотведение и очистка сочных вод: учебник для вузов / С. В. Яковлев. – М.: АС, 2002. – 704 с.
15. Ласков, Ю.М., Примеры расчетов канализационных сооружений: учебное пособие для вузов /Ю. М. Ласков, Ю. В. Воронов, В. И. Калицун. – 2-е изд. перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 2004. – 225 с.
16. Хенце, М. Очистка сточных вод: пер. с англ. / М. Хенце, П. Армоэс, И. Ля-Кур-Янсен, Э. Арван. – М.: Мир, 2006. – 480 с.

17. Воронцов А. П. Рациональное природопользование: учеб. пособие / А. П. Воронцов. – М.: ЭКМОС. – 303 с.
18. ГОСТ 21.704-2011. Система проектной документации для строительства. Правила выполнения рабочей документации наружных сетей водоснабжения и канализации.
19. Репин, Б. Н. Водоснабжение и водоотведение. Наружные сети и сооружения: справ / Б. Н. Репин, С. С. Запорожец, В. Н. Ереснов и др.; под ред. Б. Н. Репина. – М.: Высш. шк. 1995. – 431 с.
20. Тугай, А. М. Водоснабжение. Курсовое проектирование / А. М. Тугай, В. Е. Терновцев. – Киев: Высш. шк., 1980.
21. Абрамов, Н. Н. Водоснабжение / Н. Н. Абрамов. – М.: Стройиздат, 1974.
22. Курганов, А. М. Водозаборные сооружения систем коммунального водоснабжения / А. М. Курганов. – М.: «АСВ», СПб., 1998.
23. Лихачев Н. И. Канализация населенных мест и промышленных предприятий: справ. проектировщика / Н. И. Лихачев, И. И. Ларин, С. А. Хаскин; под ред. В. Н. Самохина. – 2-е изд. – М.: Стройиздат, 1981. – 639 с.
24. Справочное пособие к СНиП 2.04.03-85 Проектирование сооружений для очистки сточных вод.
25. СН 440-79. Нормы продолжительности строительства и задела в строительстве предприятий, зданий и сооружений. - Введ. 01.04.1980. – Госстрой СССР и Госплан СССР от 29 декабря 1979 г. N 268/206.
26. Абрамов Н. Н. Водоснабжение. – М.: Стройиздат, 1979. – 371 с.
27. Оводов В. С. Сельскохозяйственное водоснабжение и обводнение. – М.: Колос, 1984. – 480 с.
28. Сомов М. А. Водопроводные системы и сооружения. – М.: Стройиздат, 1988. – 399 с.
29. Сомов М. А. Квитка Л. А. Водоснабжение: – М.: ИНФРА-М, 2007. – 287 с.
30. Николадзе Г. И., Сомов М. А. Водоснабжение. – М.: Стройиздат, 1995. – 688 с. Сельскохозяйственное водоснабжение 159
31. Николадзе Г. И., Минц Д. М., Кастальский А. А. Подготовка воды для питьевого и промышленного водоснабжения. – М.: Высшая школа, 1984.
32. Карамбиров Н. А. Сельскохозяйственное водоснабжение. – М.: Колос, 1978. – 445 с.
33. СНиП РК 4.01-02-2009 «Водоснабжение. Наружные сети и сооружения» (с изменениями по состоянию на 13.06.2017 г.)
34. Медиоланская М. М., Мезенева Е. А., Колобова С. В. Проектирование водопроводных сетей: Учеб. пособие. – Вологда: ВТУ, 1999. – 150 с.
35. Антоненко В. Н. Водоснабжение и ирригация: Учебник. – Алматы: КазНТУ, 2001. – 166 с.
36. Олейник В. Н. и др. Справочник по сельскохозяйственному водоснабжению. – М.: Агропромиздат, 1992.

37. Карелин В. Я., Минаев А. В. Насосы и насосные станции: Учебник для вузов. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1986. – 320 с.
38. Палишкин Н. А. Гидравлика и сельскохозяйственное водоснабжение. – М.: ВО Агропромиздат, 1990.
39. Фетисов В. Д., Завгородняя И. В. Проектирование и расчёт системы водоснабжения сельского населённого пункта. – Краснодар, 2004. – 112 с.
40. Белан А. Е., Хоружий П. Д. Проектирование и расчет устройств водоснабжения. – Киев: Будівельник, 1981. – 312 с.
41. Шевелев Ф. А., Шевелев А. Ф. Таблицы для гидравлического расчета водопроводных труб: Справ, пособие. – М.: Стройиздат, 1995. – 176 с.
42. Смагин В. Н., Небольсина К. А., Беляков В. М. Курсовые и дипломное проектирование по сельскохозяйственному водоснабжению. – М.: Агропромиздат, 1990. – 336 с.
43. Рекомендации по инженерному оборудованию сельских населенных пунктов. Часть 2. Водоснабжение/ ЦНИИЭП инженерного оборудования. – М.: Стройиздат, 1984. – 80с.
44. Иванов Е. Н. Противопожарное водоснабжение. – М: Стройиздат, 1986. – 316 с.

Федеральное государственное автономное
образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«СИБИРСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»
Инженерно-строительный институт

Инженерные системы зданий и сооружений

УТВЕРЖДАЮ:
Заведующий кафедрой


А.И. Матюшенко
подпись

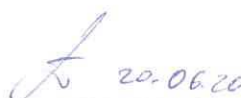
«25» 06 2020 г.

ВЫПУСКНАЯ КВАЛИФИКАЦИОННАЯ РАБОТА

20.03.02 Природообустройство и водопользование

Проектирование и расчет систем водоснабжения и водоотведения
населенного пункта

Руководитель


20.06.20
подпись, дата

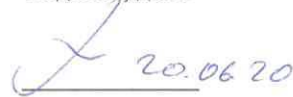
к.т.н., доц. ИСЗиС, Т.А. Курилина

Выпускник


подпись, дата

А.В. Резанова

Нормаконтролер


20.06.20
подпись, дата

Т.А. Курилина

Красноярск 2020