



## ВВЕДЕНИЕ

Система водоснабжения в любом населенном пункте должна давать возможность на получение нужного объема воды из природных источников, а случае ее ненадлежащего качества, проводить необходимую очистку и доставлять ее потребителю.

Главная задача системы водоснабжения заключается в решении поставленных задач с соблюдением высоких параметров надежности и экономичности.

Главным параметром системы является возможность безаварийной работы в течение заданного периода времени.

Аварийная работа системы водоснабжения заключается в недопустимом падении качества ее работы, вызванном такими событиями, как:

- отказ водоисточника;
- прорыв водовода или магистральной линии сети;
- повреждение насосов;
- сбой в подаче электроэнергии на насосную станцию;
- нарушение стабильной работы водоочистных сооружений.

Улучшение показателей надежности водопровода можно получить за счет структурного резервирования отдельных частей системы.

В населенном пункте обычно имеются разные категории потребителей, которые имеют различные требования к количеству и качеству воды, такие как:

- хозяйственно-питьевые нужды;
- производственные цели на промышленных предприятиях;
- пожаротушение.

В зависимости от цели работы объекта и требованиями к воде, учитывая экономический момент для всех перечисленных задач, вода может подаваться одним водопроводом или для некоторых категорий водопотребителей могут быть построены отдельные водопроводы.

Обычно в городах предполагается общий хозяйственно-противопожарный водопровод, который проводит воду для хозяйственно-питьевых нужд предприятий города, а иногда и для технических нужд тех предприятий, где используется вода питьевого качества.

Для отдельных больших промышленных предприятий города или для группы производств одного района, которым достаточно неочищенную воды, рациональнее проводить самостоятельные производственные водопроводы.

В городах обычно существуют предприятия, которые используют относительно небольшой объем воды непитьевого качества. Принимая во внимание то, что такие предприятия в разных частях города, получается экономически выгоднее направлять им очищенную воду из сети городского водопровода, чем проводить для них отдельные производственные водопроводы.

## СОДЕРЖАНИЕ

Введение .....	2
Содержание .....	3
1 Обзор литературных источников и патентной документации по очистке природных вод из поверхностных источников .....	5
2 Характеристика источника водоснабжения.....	8
3 Расчет и проектирование водопроводных сетей .....	9
3.1 Определение расчетных расходов воды. Составление таблицы водопотребления .....	9
3.2 Принцип трассировки водопроводной сети .....	13
3.3 Режимы работы системы водоснабжения.....	13
3.4 Гидравлический расчет трубопроводов.....	16
3.4.1 Расчет сети во время максимального водоразбора .....	16
3.4.2 Расчет сети в момент пожара .....	17
3.4.3 Расчет сети в точках максимального транзита.....	18
3.5 Гидравлическая увязка водопроводной сети.....	21
3.6 Гидравлический расчет водоводов.....	23
3.7 Определение пьезометрических отметок .....	24
4 Проектирование и расчет водозаборных сооружений и насосных станций ....	25
4.1 Гидравлический расчет водозабора.....	25
4.2 Определение размеров входных отверстий берегового колодца .....	26
4.3 Расчет вращающихся сеток .....	26
4.4 Расчет всасывающих и напорных водоводов .....	27
4.5 Насосная станция I подъема.....	28
4.6 Определение требуемого напора насосов.....	29
4.7 Расчет режима и подбор оборудования насосной станции II подъема .....	29
4.8 Электроснабжение .....	32
5. Расчет и проектирование станции водоподготовки .....	32
5.1 Процессы осветления и обеспечения воды реагентным методом.....	32
5.2 Исходные данные для проектирования водопроводных очистных сооружений .....	36
5.3 Производительность очистных сооружений .....	37
5.4 Состав сооружений для очистки воды.....	38
5.5 Устройства для приготовления и дозирования раствора реагентов.....	39
5.6 Растворение коагулянта сжатым воздухом .....	40
5.7 Воздуходувки и воздухопроводы.....	42
5.8 Суженный участок для ввода реагента .....	44
5.9 Приготовление известкового молока .....	46
5.10 Склады реагентов.....	47

5.11 Дозирование растворов реагентов .....	47
5.12 Вертикальный (вихревой) смеситель .....	50
5.13 Сбор воды периферийным лотком .....	52
5.14 Коридорный осветлитель с вертикальным осадкоуплотнителем .....	54
5.15 Распределение воды .....	58
5.16 Сбор осветленной воды .....	59
5.17 Сбор осадка в осадкоуплотнитель .....	60
5.18 Отвод воды из осадкоуплотнителя .....	61
5.19 Скорый фильтр с зернистой загрузкой .....	65
5.20 Распределительная система фильтра .....	66
5.21 Отвод воды при промывке фильтров .....	69
5.22 Потери напора при промывке фильтра .....	70
5.23 Расчет озонирующей установки .....	72
5.24 Расчет контактной камеры для смешения озono-воздушной смеси с водой .....	74
5.25 Хлораторная установка для дозирования жидкого хлора .....	77
5.26 Расчет шламоуплотнителя .....	80
5.27 Расчет вакуум – фильтров .....	81
5.28 Расчет резервуара чистой воды .....	82
5.29 Фторирование воды .....	83
5.30 Интенсификация схемы водоподготовки .....	86
6 Определение объёмов земляных работ при траншейной прокладке наружного трубопровода .....	87
6.1 Определение объема грунта, подлежащего вывозу в отвал за пределы строительства .....	93
6.2 Подбор комплекта машин для траншейной прокладки .....	94
6.3 Методика подбора экскаватора .....	94
6.4 Выбор механизмов для обратной засыпки траншеи и её планировки .....	97
6.5 Определение технико-экономических показателей для окончательного выбора комплекта машин .....	99
6.6 Определение размеров забоя .....	101
6.7 Выбор кранового оборудования для монтажа трубопровода, колодцев и арматуры .....	102
Заключение .....	104
Список сокращений .....	105
Список использованных источников .....	106

## **1 Обзор литературных источников и патентной документации по очистке природных вод из поверхностных источников**

Снабжение населения качественной питьевой водой является главной социальной задачей каждого государства. Для роста результативности систем питьевого водоснабжения нужен системный подход к решению вопросов организационного, технического, экономического и правового характера в общей системе «водоисточник – водозабор – водоподготовка – подача и распределение воды» с учетом рационального применения и защиты от загрязнения и истощения водоисточников.

Проблема повышения качества питьевой воды приобретает в настоящее время первостепенное значение. Одним из наиболее эффективных методов очищения воды от органических соединений природного антропогенного происхождения, повышения эффективности обеззараживания воды от различных групп микробиологических загрязнений является ее озонирование. Сообщения об озонировании воды во Франции относятся к 1840-1860 годам; первые станции очистки воды, использующие озон для обеззараживания, появились в 1893-1898 годах.

В нашей стране исследования по озонированию проводились в начале XX века, самая первая в тот период времени озонаторная станция производительностью 44 тыс. м<sup>3</sup>/сут была и самой крупной начала работать в Санкт-Петербурге в 1911 г.

К сожалению, в России метод озонирования по ряду причин не находит столь высокого применения, как за рубежом. Озонирование в классическом виде – технология озонсорбционной очистки – применяется только в Москве на четвертом блоке Рублевской водопроводной станции (РВС) производительностью 240 тыс. м<sup>3</sup>/сут, а также на введенной в эксплуатацию в конце 2006 г.

Юго-Западной водопроводной станции (ЮЗВС) производительностью 250 тыс. м<sup>3</sup>/сут. На ЮЗВС предусмотрена традиционная технология очистки воды с озонированием, применением порошкообразного активированного угля и мембранным фильтрованием.

Главные сложности при очистке природных вод коагулированием на водопроводных станциях связаны с повышением мутностью очищенной воды, неэффективным удалением растворенных органических загрязнений и, как следствие, высоким содержанием остаточного алюминия. Применение для очистки воды различных видов оксихлорида алюминия (ОХА) взамен сульфата алюминия (СА) позволило частично или полностью улучшить ситуацию.

Особенно эффективно его применение для обработки мутных вод с невысокой цветностью (до 30-50 град), а также в холодные периоды года, когда из-за низкой температуры воды процесс коагулирования протекает вяло.

Мембранные технологии водоподготовки во многих случаях позволяют более эффективно и экономично очищать воду из поверхностных источников

до питьевого качества, чем традиционные методы, основанные на фильтрации воды через зернистую загрузку.

Новые технологии и в первую очередь обратноосмотическое обессоливание, способствуют также активному вовлечению в хозяйственный оборот высокоминерализованной морской воды, успешно конкурируя в этом направлении с многоступенчатыми испарительными установками мгновенного вскипания.

Использование мембранных технологий водоподготовки ежегодно увеличивается примерно на 10%. Обратной осмотической технологии присуща универсальная способность снижать до уровня ПДК содержания в обрабатываемой воде минеральных, органических и иных примесей при минимальных потребностях в химических реагентах и возможности реализации процесса и опреснения в конструкциях в виде блочно-комплектных элементов, изготовленных в городских условиях.

Это позволяет до минимума сократить объем монтажных и пусконаладочных работ в местах эксплуатации водоподготовительного оборудования, что в большей мере соответствует условиям Крайнего Севера.

В питьевой воде железо может присутствовать вследствие использования на муниципальных станциях очистки воды железосодержащих коагулянтов, которые применяют для осветления поступающей воды, либо из-за коррозии водопроводных труб. Обезжелезивание поверхностных вод осуществляют лишь реагентными методами.

Метод коагулирования наиболее практичен и применяется в тех случаях, когда железо присутствует в виде бикарбонатных соединений. Процесс коагуляции лимитируется щелочным резервом воды, т.е. наличием в воде определенного количества ионов  $\text{HCO}_3$  (гидрокарбонат кальция). Кондиционирование воды питьевого назначения, как правило завершается стадией фильтрования. В качестве фильтрующих материалов и сорбентов применяются кварцевый песок, горелые породы, цеолиты.

Одним из путей решения проблемы получения питьевой воды высокого качества – создание технологий, базирующихся на таких относительно новых и не традиционных методах очистки, как например, ультрафильтрация (УФ) и нанофильтрация (НФ). Современные мембранные технологии демонстрируют высокую эффективность и универсальность при очистке воды от самых разных видах загрязняющих веществ.

Разработанная в ИКХХВ им. А.В. Думанского НАН Украины новая концепция обеспечения населения качественной питьевой водой способствует успешной реализации в практику УФ и НФ. УФ поверхностных вод для получения питьевой воды во всем мире находит все большее применение при водоподготовке. Общие затраты на  $1\text{ м}^3$  обрабатываемой воды мембранными технологиями в сравнении с традиционными постоянно снижаются. УФ – мембраны (размер пор  $0,01 - 0,1$ ) характеризуется универсальностью при очистке вод разного состава, эффективно удаляются из воды тонкодисперсные и коллоидные примеси, высокомолекулярные вещества, водоросли,

одноклеточные микроорганизмы, цисты, бактерии и вирусы. Вместе с тем они практически задерживаются в воде растворимые в воде соли, что позволяет сохранить натуральный солевой состав природной воды.

Использование в схеме водоподготовки нескольких технологий и технических решений, направленных на обеспечение эпидемиологической безопасности и высокого качества воды, делает эту схему исключительно надежной и универсальной. В целях гарантированного обеспечения потребителей г. Новосибирска чистой питьевой водой МУП «Горводоканал» постоянно совершенствует и автоматизирует технологические процессы питьевой воды, внедряет новейшее оборудование.

Современная концепция водоподготовки основана на одновременном рациональном использовании нескольких методов, технологии и технических решений, обеспечивающих высокое качество питьевой воды и ее многообразную защиту. Источником водоснабжения является река Обь. Ранее на действующих скорых фильтрах насосной станции в качестве фильтрующего материала применялся дешевый дробленый альбитовый флювизит, фракционный состав которого не всегда соответствовал нормативам.

Наиболее эффективным вариантом реконструкции эксплуатируемых сооружений водоподготовки для повышения интенсивности хлопьеобразования для повышения интенсивности хлопьеобразования является использование дополнительных смесительных устройств, устанавливаемых на входе в существующую камеру хлопьеобразования.

Для этого фирмой ООО «Полимер» разработана конструкция флокулятора нового типа, основанная на создании зон вращательного движения потоков, возникающих в корпусе устройства. На основе модели были изготовлены флокуляторы, адаптированные к условиям насосно-фильтровальной станции и установленные перед камерами хлопьеобразования отстойников первого блока.

Основная масса побочных продуктов хлорирования формируется при взаимодействии активного хлора с неочищенной водой, т.е. на стадии первичного хлорирования. Образующийся в присутствии аммиака связанный хлор менее активен, в течение более продолжительного времени сохраняется в воде и в значительно меньшей степени, чем свободный хлор, способствует образованию побочных продуктов.

Преимущества совместного использования УФ-облучения и хлораминов, повышение эффективности реагентной обработки воды. В настоящее время технологическая схема водоподготовки на насосно-фильтровальной станции включает в себя предварительную аммонизацию воды, подачу коагулянта и флокулянта, первичное хлорирование, смешение в смесителе мгновенного действия, предварительное флокулирование, осветление в горизонтальных отстойниках, фильтрацию на скорых фильтрах, вторичное хлорирование, УФ-обеззараживание.

Наличие нескольких технологий и технических решений, направленных на обеспечение эпидемиологической безопасности и высокого качества воды,

не только делает эту схему исключительно надежной и универсальной, но и позволяет минимизировать недостатки, свойственные каждому из методов, а также добиться максимальной эффективности их использования.

## 2 Характеристика источника водоснабжения

Источником водоснабжения города является река, полностью обеспечивающая водой город и промышленное предприятие в течение года. Источником питания реки являются преимущественно талые воды, составляющие – 48 % от общего расхода, дождевые воды – 32 %, грунтовые – 20 %.

Общая длина реки 457 км, площадь водосбора 25300 км, амплитуда колебания уровней воды составляет 2.5 м.

Среднегодовой расход реки – 2,56 м;

Максимальный расход воды – 4,74 -5,56 м;

Средняя скорость течения воды – 0,7-1,5 м/с

Средняя скорость течения в меженный период – 0,8 м/с;

Средняя скорость течения в паводок – 1,2 м/с

Средняя годовая мутность воды в источнике – 60 мг/л. В весенний паводок мутность воды достигает до 250 + 300 мг/л. В остальной период года вода в реке имеет мутность 20-30 мг/л.;

Общая жесткость воды 2 - 4 мг-экв/л, рН = 6,5-8.

Река является транспортной артерией региона, судоходна, а потребностям рыбоохраны относится к первой категории.

Климат района водоснабжения резко континентальный. По данным ближайшей метеорологической станции отрицательная температура держится с октября по март месяц. Среднегодовая температура составляет 0,2°C. Самыми холодными месяцами являются январь и февраль со среднегодовым значением температуры равной – 18,4°C. Абсолютный минус температуры воздуха приходится на январь месяц, (-43°C). В летний период наиболее теплый месяц июль, со средней температурой + 18,2°C, максимум + 35,4°C.

Среднегодовое количество осадков 394 мм/год. В теплый период выпадает наибольшее количество осадков – до 80%.

Преобладающее направление ветров юго-западное и западное. Юго-западное направление преобладает в зимний период за счет сибирского антициклона.

В летний период господствуют ветра западного направления. Наибольшая средняя скорость характерна для западных ветров и равна 5,8 м/с.

Устойчивый снежный покров ложится во 2-ой декаде декабря и сходит в третьей декаде апреля. Средняя многолетняя высота снежного покрова по декадно за холодный период составляет 25 см. Максимальная высота снежного покрова приходится на 3-ю декаду февраля, минимальная высота - на вторую декаду октября.



Длительный холодный период и низкие температуры способствуют большой глубине промерзания. Среднеголетняя максимальная глубина промерзания составляет 2200 мм.

### 3 Расчет и проектирование водопроводных сетей

#### 3.1 Определение расчетных расходов воды. Составление таблицы водопотребления

Чтобы обеспечить требуемую пропускную способность распределительной сети труб и других сооружений системы водоснабжения необходимо знать максимальный требуемый расход. Для его определения необходимо просуммировать часовые расходы воды каждым потребителем и составить график водопотребления в течение суток.

Для начала находим расчетное число жителей

$$N_i = P_i \cdot F_i, \quad (3.1.1)$$

где  $P_i$  – плотность населения, чел/га;

$F_i$  – площадь района.

$$N = 250 \cdot 315,96 = 78990 \text{ (чел.)}$$

Расчетный (средний за год) суточный расход воды, м<sup>3</sup>/сут, на хозяйственно-питьевые нужды в населенном пункте определяется по формуле

$$Q_{сут.ср} = \frac{q_{ж} \cdot N}{1000} \quad (3.1.2)$$

где  $q_{ж}$  – норма водопотребления, л/с на 1 чел., принимаемая по таблице СНиП 2.04.02 – 84;

$N$  – число жителей, чел.

$$Q_{сут} = \frac{250 \cdot 78990}{1000} = 27646,5 \text{ (м}^3\text{/сут)}$$

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

$$Q_{сут.макс} = K_{сут.макс} \cdot Q_{сут.ср}, \quad (3.1.3)$$

$$Q_{сут.мин} = K_{сут.мин} \cdot Q_{сут.ср} \quad (3.1.4)$$

где  $K_{сут.мин}$  и  $K_{сут.макс}$  – соответственно максимальный и минимальный коэффициенты суточной неравномерности водопотребления, учитывающие уклад жизни населения, режим работы промышленных предприятий, степень благоустройства зданий и изменение водопотребления по сезонам года и дням.

$$Q_{сут.макс} = 27646,5 \cdot 1,55 = 42852,08 (\text{м}^3 / \text{сут})$$

$$Q_{сут.мин} = 27646,5 \cdot 0,4 = 11058,6 (\text{м}^3 / \text{сут})$$

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

$$q_{ч.макс} = \frac{K_{ч.макс} \cdot Q_{сут.макс}}{24} \quad (3.1.5)$$

$$q_{ч.мин} = \frac{K_{ч.мин} \cdot Q_{сут.мин}}{24} \quad (3.1.6)$$

где  $K_{ч.макс}$  и  $K_{ч.мин}$  – коэффициенты часовой неравномерности водопотребления, которые вычисляются по формулам

$$K_{ч.макс} = \alpha_{макс} \cdot \beta_{макс} \quad (3.1.7)$$

$$K_{ч.мин} = \alpha_{мин} \cdot \beta_{мин} \quad (3.1.8)$$

где  $\alpha$  – коэффициент, учитывающий степень благоустройства зданий, режим работы предприятий и другие местные условия ( $\alpha_{макс} = 1,2 - 1,4$ ;  $\alpha_{мин} = 0,4 - 0,6$ );

$\beta$  – коэффициент принимаемый по таблице СНиП 2.04.02 – 84, учитывающий количество жителей в населенном пункте;

$$\beta_{макс} = 1,1;$$

$$\beta_{мин} = 0,7.$$

$$K_{ч.макс} = 1,4 \cdot 1,113 = 1,55$$

$$K_{ч.мин} = 0,6 \cdot 0,674 = 0,4$$

Расходы воды на нужды местной промышленности принимаем как 10% от максимального суточного расхода на хозяйственно-питьевые нужды

$$Q_{м.п.} = \frac{0,1 \cdot Q_{сут.макс}}{24} \quad (3.1.9)$$

$$Q_{\text{м.н.}} = \frac{0,1 \cdot 42852,08}{24} = 178,55 \text{ (м}^3\text{/ч)}$$

Все полученные расходы заносим в таблицу 1, разбиваем по часам суток.

Таблица 1 Режим водопотребления в течение суток

Часы суток	Хоз-питьевые нужды населения		Полив улиц и зеленых насаждений		Местная промышленность	ПП2	Всего	%
	при K=1,5%	м <sup>3</sup> /час	машины	дворники				
0-1	1,5	642,8	263,3	394,9	178,55	720	1967,88	2,94
1-2	1,5	642,8	263,3	394,9	178,55	720	1967,86	2,94
2-3	1,5	642,8	263,3	394,9	178,55	720	1967,86	2,94
3-4	1,5	642,8	263,3	394,9	178,55	720	1967,86	2,94
4-5	2,5	1071,3			178,55	720	1969,85	2,94
5-6	3,5	1499,8			178,55	720	2398,37	3,58
6-7	4,5	1928,3			178,55	720	2826,89	4,22
7-8	5,5	2356,9			178,55	720	3255,41	4,86
8-9	6,25	2678,3			178,55	720	3576,81	5,34
9-10	6,25	2678,3			178,55	720	3576,81	5,34
10-11	6,25	2678,3			178,55	720	3576,81	5,34
11-12	6,25	2678,3			178,55	720	3576,81	5,34
12-13	5	2142,6			178,55	720	3041,15	4,54
13-14	5	2142,6			178,55	720	3041,15	4,54
14-15	5,5	2356,9			178,55	720	3255,41	4,86
15-16	6	2571,1			178,55	720	3469,67	5,18
16-17	6	2571,1			178,55	720	3469,67	5,18
17-18	5,5	2356,9			178,55	720	3255,41	4,86
18-19	5	2142,6			178,55	720	3041,15	4,54
19-20	4,5	1928,3			178,55	720	2826,89	4,22
20-21	4	1714,1			178,55	720	2612,63	3,90
21-22	3	1285,6			178,55	720	2184,11	3,26
22-23	2	857,0	263,3	394,9	178,55	720	2182,12	3,26
23-24	1,5	642,8	263,3	394,9	178,55	720	1967,86	2,94
		42852,1					66976,48	100,00

### 3.2 Принцип трассировки водопроводной сети

1) Сеть должна равномерно располагаться на территории населённого пункта с учётом возможности более экономичного (кратчайшего) подключения к ней крупных потребителей и напорно-регулирующих запасных ёмкостей.

2) Участки сети прокладывают по улицам с обеспечением 2хстороннего подключения линии распределительной сети. Протяжённость транзитных участков должна быть минимальной.

3) Прокладка магистрали вне улиц (по внешней черте города) допускается только в зонах перспективного строительства.

4) Магистральные линии намечают вдоль основного направления движения воды

5) Замкнутые контуры вытянуты вдоль основного направления движения воды и имеют размеры.

### 3.3 Режимы работы системы водоснабжения

Запроектированную систему водоснабжения необходимо рассчитать на режим работы максимального водоразбора. На генплане изображаем схему водопроводной сети.

Насосная станция, располагается в непосредственной близости от места забора воды из источника водоснабжения и очистных сооружений.

Количество устанавливаемых рабочих насосов  $n_r$  принимаем согласно суточной производительности насосной станции.  $Q_{сут} = 27646,5 \text{ м}^3/\text{сут}$ , следовательно принимаем два насоса. Время работы каждого из насосов предварительно принимаем равным:  $t_1 = 24 \text{ ч}$ ;  $t_2 = 19 \text{ ч}$ ;  $t_3 = 6 \text{ ч}$ ;

Подача, %, одним рабочим насосом станции составляет

$$Q_I = \frac{100}{(\alpha_1 t_1 + \alpha_2 t_2 + \alpha_3 t_3)}, \quad (3.3.1)$$

где  $\alpha_1, \alpha_2$  – коэффициенты взаимовлияния при параллельной работе насосов;  
 $t_1, t_2$  – время работы соответственно первого и второго насосов в течение суток, часы.

$$Q_I = \frac{100}{(1 \cdot 24 + 0,8 \cdot 19 + 0,6 \cdot 6)} = 2,34\%$$

Для двух параллельно работающих насосов величина подачи, %, равна

$$Q_{I+II} = (\alpha_1 + \alpha_2) \cdot Q_I \quad (3.3.2)$$

$$Q_{I+II} = (1 + 0,8) \cdot 2,34 = 4,21\%$$

$$Q_{I+II+III} = (\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3) \cdot Q_1 \quad (3.3.3)$$

$$Q_{I+II+III} = (1 + 0,8 + 0,6) \cdot 2,34 = 5,61\%.$$

Выбор величины подачи воды должен быть произведен таким образом, чтобы остаток воды в баке не был отрицательным и не превышал для трех насосов – 2 %. Результаты приведены в таблице 2.

Таблица 2– Определение режима насосной станции

Часы суток	Водопотребление в городе	Подача воды в сеть, %	Поступление воды в бак	Расход воды из бака	Остаток воды в баке
1	2	3	4	5	6
0-1	2,94	2,34		-0,6	-0,99
1-2	2,94	4,21	1,27		0,28
2-3	2,94	2,34		-0,6	-0,32
3-4	2,94	4,21	1,27		0,95
4-5	2,94	2,34		-0,6	0,35
5-6	3,58	4,21	0,63		0,98
6-7	4,22	4,21		-0,01	0,97
7-8	4,86	4,21		-0,65	0,32
8-9	5,34	5,61	0,27		0,59
9-10	5,34	5,61	0,27		0,86
10-11	5,34	5,61	0,27		1,13
11-12	5,34	5,61	0,27		1,4
12-13	4,54	4,21		-0,33	1,07
13-14	4,54	4,21		-0,33	0,74
14-15	4,86	4,21		-0,65	0
15-16	5,18	5,61	0,43		0,43
16-17	5,18	5,61	0,43		0,86
17-18	4,86	4,21		-0,65	0,21
18-19	4,54	4,21		-0,33	-0,12
19-20	4,22	4,21		-0,01	-0,13
20-21	3,90	4,21	0,31		0,18
21-22	3,26	4,21	0,95		1,13
22-23	3,26	2,34		-0,92	0,21
23-24	2,94	2,34		-0,6	-0,39
Сумма	100	100			

По результатам вычислений графы 6 находят значения максимального  $P_{\max}$  и минимального  $P_{\min}$  остатков воды в баке водонапорной башни. Они соответственно равны 1,13 % и –0,99 %. Регулирующая емкость, %, бака составляет

$$W_{p\%} = p_{\max\%} - p_{\min\%} \quad (3.3.4)$$

$$W_{p\%} = 1,13 - (-0,99) = 2,12 \%$$

Определение объемов водонапорной башни, диаметра бака и его высоты. Полная вместимость бака водонапорной башни определяется по формуле

$$W_P = \frac{W_{p\%} \cdot Q_{\max}^{sym}}{100}, \quad (3.3.5)$$

где  $W_P$  – объем необходимый для сглаживания неровности подачи воды НС – II.

$$W_P = \frac{2,12 \cdot 42852,08}{100} = 908,46 \text{ м}^3$$

$$W_{II} = 0,16 \cdot Q_n, \quad (3.3.6)$$

где  $W_{II}$  – неприкосновенный противопожарный запас воды, рассчитанный на 10 – минутную продолжительность тушения пожара.

$$W_{II} = 0,16 \cdot 252 = 40,32 \text{ м}^3$$

$$Q_n = 3,6 \cdot n \cdot q_n \quad (3.3.7)$$

$$Q_n = 3,6 \cdot 2 \cdot 35 = 252 \text{ м}^3$$

$$W_{BB} = W_P + W_{II}, \quad (3.3.8)$$

где  $W_{BB}$  – полный объем водонапорной башни.

$$W_{BB} = 908,46 + 40,32 = 948,78 \text{ м}^3$$

$$D_{\sigma} = 1,2 \cdot \sqrt[3]{W_{BB}}, \quad (3.3.9)$$

где  $D_{\sigma}$  – диаметр бака.

$$D_{\sigma} = 1,2 \cdot \sqrt[3]{948,78} = 11,8 \text{ м}$$

$$H_{\sigma} = 0,855 \cdot \sqrt[3]{W_{BB}}, \quad (3.3.10)$$

где  $H_{\sigma}$  – высота бака.

$$H_6 = 0,855 \cdot \sqrt[3]{948,78} = 8,4 \text{ м}$$

### 3.4 Гидравлический расчет трубопроводов

Для систем с башней в начале водопроводной сети выполняется гидравлические расчеты на два случая:

I – час максимального водопотребления;

II – час максимального водопотребления плюс расход воды на тушение пожара.

Для систем с башней, расположенной в конце сети, дополнительно выполняется расчет на случай максимального транзита воды в башню. Такой же расчет выполняется, если водонапорная башня расположена в промежуточном положении по отношению к сети и работает как контррезервуар.

Гидравлический расчет сводится к определению диаметра труб, потерь напора вследствие гидравлических сопротивлений и скорости участкам. Предварительно необходимо выполнить следующее:

#### 3.4.1 Расчет сети во время максимального водоразбора

- 1) На генплане нанесем кольцевую сеть так, чтобы можно было подключить к ней все кварталы и предприятия;
- 2) Пронумеруем узловыe точки и определим длину каждого участка сети;
- 3) Пронумеруем кольца. Число колец сети в курсовом проекте должно быть не меньше четырех;
- 4) Находим удельный отбор для этого режима

$$q_{уд} = \frac{(Q_{расч} - \sum Q_{соср}) \cdot 1000}{\sum l \cdot 3600}, \quad (3.4.1.1)$$

где  $Q_{макс}$  – расход, потребляемый городом, м<sup>3</sup>/ч;

$Q_{соср}$  – расход, потребляемый всеми промышленными предприятиями города, м<sup>3</sup>/ч;

$\sum l$  – сумма длин всех участков сети, м.

В час максимального водоразбора (10-11 ч) город потребляет 3576,81 м<sup>3</sup>/ч (993,6 л/с), из которых ПП отбирает 898,55 м<sup>3</sup>/ч (249,6 л/с). В это время НС II подъема подает в город 5,61 % (3757,38 м<sup>3</sup>/ч = 1043,7 л/с), а избыточное количество -50,2 л/с идет в водонапорную башню.

$$Q_{ББ} = \frac{Q_{макс} - Q_{НС}}{3,6} \quad (3.4.1.2)$$



$$Q_{BB} = \frac{993,6 - 3757,48}{3,6} = -50,2 \text{ л/с}$$

Подача воды насосной станцией

$$Q_{НС} = \frac{\sum Q^{\max} \cdot 5,61}{100} \quad (3.4.1.3)$$

$$Q_{НС} = \frac{66976,48 \cdot 5,61}{100} = 3757,48 \text{ м}^3 / \text{ч}$$

Затем разбиваем всю водопроводную сеть на участки и находим для каждого свой путь отбор воды

$$q_i = q_{y\partial} \cdot l_i \quad (3.4.1.4)$$

где  $l_i$  – длина данного участка, м.

Для нахождения узловых отборов необходимо суммировать путь отборы прилегающих к выбранному узлу участков и поделить их на 2

$$q_{уз} = \frac{\sum q_n}{2} \quad (3.4.1.5)$$

где  $\sum q_n$  – сумма путь отборов прилегающих участков, л/с.

После определения узловых расходов вычертим схему водоводов и сети, на которой укажем стрелками предварительное направление и распределение расходов по линиям сети, соблюдая баланс расходов в узлах (первый закон Кирхгофа).

Проверим выполнение условия

$$\sum Q_{узл.} + Q_{ПП} = Q_{BB} + Q_{НС} \quad (3.4.1.6)$$

$$743,63 + 249,60 = 1043,7 + (-50,2)$$

993,4 = 993,6 (л/с) – расчет верен.

### 3.4.2 Расчет сети в момент пожара

Считаем, что в час максимального водоразбора в самых неблагоприятных точках случился пожар. Тогда необходимое количество воды определяем как

$Q_{\max} + Q_{\text{п}}$ . Также определяем путевые отборы на участках и узловые принимаем такие же как при максимальном водоразборе.

Количество пожаров выбирается в зависимости от количества проживающих в населенном пункте. Принимаем 2 пожара, так как в данном населенном пункте проживает жителей в диапазоне до 100 тысяч человек с расходом воды 35 л/с.

Проверим выполнение условия

$$\sum Q_{\text{узл.}} + Q_{\text{ПП}} = Q_{\text{ВБ}} + Q_{\text{НС}} + 70 \quad (3.4.2.1)$$

$$813,62 + 249,6 = -50,2 + 1043,7 + 70$$

$$1063,22 = 1063,5 \text{ (л/с)} - \text{расчет верен.}$$

### 3.4.3 Расчет сети в точках максимального транзита

- 1) На генплане нанесем кольцевую сеть так, чтобы можно было подключить к ней все кварталы и предприятия;
- 2) Пронумеруем узловые точки и определим длину каждого участка сети;
- 3) Пронумеруем кольца. Число колец сети в курсовом проекте должно быть не меньше четырех;
- 4) Находим удельный отбор для этого режима

$$q_{\text{уд}} = \frac{(Q_{\text{транз}} - \sum Q_{\text{соср}}) \cdot 1000}{\sum l \cdot 3600} \quad (3.4.3.1)$$

где  $Q_{\text{транз}}$  – расход, потребляемый городом в час максимального транзита, м<sup>3</sup>/ч;  
 $Q_{\text{соср}}$  – расход, потребляемый всеми промышленными предприятиями города, м<sup>3</sup>/ч;  
 $\sum l$  – сумма длин всех участков сети, м.

$$Q_{\text{ВБ}} = \frac{Q_{\text{НС}} - Q_{\text{транз}}}{3,6} \quad (3.4.3.2)$$

$$Q_{\text{ВБ}} = \frac{783,3 - 1967,86}{3,6} = 236,62 \text{ л/с}$$

Подача воды насосной станцией

$$Q_{\text{НС}} = \frac{\sum Q^{\max} \cdot 4,21}{100} \quad (3.4.3.3)$$

$$Q_{HC} = \frac{66976,48 \cdot 4,21}{100} = 783,3 \text{ м}^3 / \text{ч}$$

Затем разбиваем всю водопроводную сеть на участки и находим для каждого свой путь отбор воды

$$q_i = q_{уд} \cdot l_i, \quad (3.4.3.4)$$

где  $l_i$  – длина данного участка, м.

Для нахождения узловых отборов необходимо суммировать путь отборы прилегающих к выбранному узлу участков и разделить их на 2

$$q_{уз} = \frac{\sum q_n}{2}, \quad (3.4.3.5)$$

где  $\sum q_n$  – сумма путь отборов прилегающих участков, л/с.

После определения узловых расходов вычертим схему водоводов и сети, на которой укажем стрелками предварительное направление и распределение расходов по линиям сети, соблюдая баланс расходов в узлах (первый закон Кирхгофа).

Проверим выполнение условия

$$\sum Q_{узл.} + Q_{ПП} + Q_{ВВ} = Q_{HC} \quad (3.4.3.6)$$

$$297,05 + 249,6 + 236,62 = 783,3$$

$$783,3 = 783,3 \text{ (л/с)} \text{ – расчет верен.}$$

Все расчеты сводим в таблицы 3, 4 и 5.

Таблица 3– Определение удельных отборов

Режим водопотребления	Максимальный во доразбор	Максимальный во доразбор с учетом пожара	Максимальный транзит
Q, м <sup>3</sup> /ч	3576,81	3576,81	1967,86
∑Q <sub>соср</sub> , м <sup>3</sup> /ч	898,55	898,55	898,55
∑l, м	10090	10090	10090
q <sub>уд</sub> , л/с на 1м	0,0737	0,074	0,02944

Таблица 4 – Определение путевых отборов

№ участка	Расчетная длина участка, м	Путевые отборы воды, $q_{ni-k} = q_{удli-k}$ , л/с,		
		при максимальномвод образоре	при максимальномвод образоре	при максимальном транзите
1-2	560	41,27	41,27	16,49
2-3	850	62,65	62,65	25,02
3-4	520	38,32	38,32	15,31
4-5	900	66,33	66,33	26,50
5-6	560	41,27	41,27	16,49
7-6	1000	73,70	73,70	29,44
4-7	1000	73,70	73,70	29,44
7-8	660	48,64	48,64	19,43
8-9	580	42,75	42,75	17,08
9-10	1300	95,81	95,81	38,27
6-10	570	42,01	42,01	16,78
10-11	500	36,85	36,85	14,72
1-11	830	61,17	61,17	24,44
2-5	260	19,16	19,16	7,65
Итого	10090	743,63	743,63	297,05

Таблица 5 – Определение узловых отборов

№ узлов	№ прилегающих участков	Узловые отборы, $q_{уз} = 0,5 \sum q_n$ л/с				
		при максимальномводор азборе		при максимальномвод образоре	при максимальном транзите	
		$\sum q_n$	$q_{уз}$	$q_{уз}$	$\sum q_n$	$q_{уз}$
1	1-2,1-11	102,44	51,22	51,22	40,92	20,46
2	1-2,2-3,2-5	123,08	61,54	61,54	49,16	24,58
3	2-3,3-4	100,97	50,48	85,48	40,33	20,17
4	3-4,4-5,4-7	178,35	89,18	89,18	71,24	35,62
5	4-5,5-6,2-5	126,76	63,38	63,38	50,64	25,32
6	5-6,7-6,6-10	156,98	78,49	78,49	62,71	31,35
7	7-6,4-7,7-8	196,04	98,02	98,02	78,31	39,16
8	7-8,8-9	91,39	45,69	80,69	36,51	18,25

9	8-9,9-10	138,56	69,28	69,28	55,35	27,67
10	9-10,6-10,10-11	174,67	87,33	87,33	69,77	34,89
11	10-11,1-11	98,02	49,01	49,01	39,16	19,58
			743,63	813,62		297,05

### 3.5 Гидравлическая увязка водопроводной сети

Поправочные расходы одновременно вносятся во все элементарные кольца на каждой ступени итерационного процесса, а их значения определяют в зависимости от величин невязок в кольцах

$$\Delta q_j = \frac{-\Delta h_j}{2\Sigma(s \cdot q)_j}, (3.5.1)$$

где  $\Delta q_i$  – поправочный расход воды в  $j$ -м элементарном кольце, л/с;

$\Delta h_j$  – алгебраическая (с учетом знаков) сумма потерь напора (невязка) в  $j$ -м кольце, м;

$\Sigma(sq)_j$  – сумма произведений сопротивления  $s$  на расход  $q$  участков, образующих рассматриваемое элементарное кольцо  $j$ .

Случай максимального водоразбора, случай пожара и случай максимального транзита представлены в таблицах 6-8.

Таблица 6 – Случай максимального водоразбора

№ Колодца	Участок	l, м	Предварительное распределение воды							
			q, л/с	d, мм	v, м/с	$\delta$	$S_0$	$S=S_0 \cdot \delta \cdot l$	$S \cdot q$	$h=S \cdot q^2$
I	1-2	560	446,14	700	1,14	1	1,10E-08	0,0000061	0,00274	-1,22
	2-5	260	192,30	400	1,37	1	1,91E-07	4,96E-05	0,00953	-1,83
	5-6	560	63,26	250	1,21	1	2,19E-06	1,22E-03	0,07748	4,90
	6-10	570	205,01	500	1,13	1	5,78E-08	3,30E-05	0,00676	1,39
	10-11	500	497,36	700	1,28	1	1,10E-08	5,49E-06	0,00273	1,36
	11-1	830	497,36	700	1,28	1	1,10E-08	9,11E-06	0,00453	-2,25
									0,10378	2,33
II	2-3	850	192,30	400	1,37	1	1,91E-07	1,62E-04	0,03117	-5,99
	3-4	520	91,62	300	1,18	1	8,47E-07	4,40E-04	0,04033	-3,70
	4-5	900	192,18	400	1,37	1	1,91E-07	1,72E-04	0,03298	6,34
	2-5	260	192,30	400	1,37	1	1,91E-07	4,96E-05	0,00953	1,83
										0,11402
	5-4	900	192,18	400	1,37	1	1,91E-07	1,72E-04	0,03298	-6,34
	4-7	1000	194,62	400	1,37	1	1,91E-07	1,91E-04	0,03711	-7,22

III	7-6	1000	63,26	250	1,21	1	2,19E-06	2,19E-03	0,13835	8,75
	5-6	560	63,26	250	1,21	1	2,19E-06	1,22E-03	0,07748	-4,90
									0,28592	-9,71

Окончание таблицы 6

IV	6-7	1000	63,26	250	1,21	1	2,19E-06	2,19E-03	0,13835	-8,75
	7-8	660	159,86	400	1,19	1	1,91E-07	1,26E-04	0,02012	-3,22
	8-9	580	135,73	350	1,28	1	3,73E-07	2,16E-04	0,02937	3,99
	9-10	1300	205,01	500	1,13	1	5,78E-08	7,52E-05	0,01542	3,16
	6-10	570	205,01	500	1,13	1	5,78E-08	3,30E-05	0,00676	-1,39
									0,21002	-6,21
									$\sum S \cdot q$	$\Delta h$

Таблица 7 – Случай пожара

№ Колодца	Участок	l, м	Предварительное распределение воды							
			q, л/с	d, мм	v, м/с	$\delta$	S <sub>0</sub>	S=S <sub>0</sub> · $\delta$ ·l	S·q	h=S·q <sup>2</sup>
I	1-2	560	456,025	700	1,18	1	1,10E-08	6,15E-06	0,0028	-1,28
	2-5	260	197,24	400	1,37	1	1,91E-07	4,96E-05	0,00978	-1,93
	5-6	560	65,73	250	1,21	1	2,187E-06	1,22E-03	0,0805	5,29
	6-10	570	209,96	400	1,37	1	1,91E-07	1,09E-04	0,02282	4,79
	10-11	500	507,245	700	1,28	1	1,10E-08	5,49E-06	0,00278	1,41
	11-1	830	507,245	700	1,28	1	1,10E-08	9,11E-06	0,00462	-2,34
									0,12331	5,94
II	2-3	850	197,24	400	1,37	1	1,91E-07	1,62E-04	0,03197	-6,31
	3-4	520	111,76	350	1,06	1,005	3,73E-07	1,95E-04	0,02179	-2,44
	4-5	900	199,59	400	1,37	1	1,91E-07	1,72E-04	0,03426	6,84
	2-5	260	197,24	400	1,37	1	1,91E-07	4,96E-05	0,00978	1,93
									0,0978	0,02
III	5-4	900	199,59	400	1,37	1	1,91E-07	1,72E-04	0,03426	-6,84
	4-7	1000	222,17	500	1,13	1,01	5,78E-08	5,84E-05	0,01298	-2,88
	7-6	1000	65,73	250	1,21	1	2,187E-06	2,19E-03	0,14375	9,45
	5-6	560	65,73	250	1,21	1	2,187E-06	1,22E-03	0,0805	-5,29
									0,27149	-5,56
IV	6-7	1000	65,73	250	1,21	1	2,187E-06	2,19E-03	0,14375	-9,45
	7-8	660	189,88	400	1,37	1	1,91E-07	1,26E-04	0,0239	-4,54
	8-9	580	140,68	350	1,35	1	3,73E-07	2,16E-04	0,03044	4,28

	9-10	1300	209,96	500	1,13	1,01	5,78E-08	7,59E-05	0,01595	3,35
	6-10	570	209,96	500	1,13	1,01	5,78E-08	3,33E-05	0,00699	-1,47
									0,22103	-7,82
									$\sum S \cdot q$	$\Delta h$

Таблица 8 – Случай максимального транзита

№ Колод ца	Участок	l, м	Предварительное распределение воды							
			q, л/с	d, мм	v, м/с	$\delta$	$S_0$	$S=S_0 \cdot \delta \cdot l$	$S \cdot q$	$h=S \cdot q^2$
I	1-2	560	361,4	600	1,19	1	2,262E-08	1,27E-05	0,00458	-1,65
	2-5	260	22,87	200	0,87	1,05	6,959E-06	1,90E-03	0,04345	0,99
	5-6	560	71,07	250	1,34	1	2,187E-06	1,22E-03	0,08704	6,19
	6-10	570	173,485	400	1,31	1	1,91E-07	1,09E-04	0,01886	3,27
	10-11	500	381,86	600	1,28	1	2,262E-08	1,13E-05	0,00432	1,65
	11-1	830	381,86	600	1,28	1	2,262E-08	1,88E-05	0,00717	-2,74
									0,16541	7,71
II	2-3	850	359,69	600	1,19	1	2,262E-08	1,92E-05	0,00692	-2,49
	3-4	520	102,9	300	1,32	1	8,47E-07	4,40E-04	0,0453	-4,66
	4-5	900	22,87	200	0,87	1,05	6,959E-06	6,58E-03	0,1504	3,44
	2-5	260	22,87	200	0,87	1,05	6,959E-06	1,90E-03	0,04345	-0,99
									0,24606	-4,70
III	5-4	900	22,87	200	0,87	1,05	6,959E-06	6,58E-03	0,1504	-3,44
	4-7	1000	90,15	300	1,18	1	8,47E-07	8,47E-04	0,07632	-6,88
	7-6	1000	71,07	250	1,34	1	2,187E-06	2,19E-03	0,15543	11,05
	5-6	560	71,07	250	1,34	1	2,187E-06	1,22E-03	0,08704	-6,19
									0,46919	-5,46
IV	6-7	1000	71,07	250	1,34	1	2,187E-06	2,19E-03	0,15543	-11,05
	7-8	660	122,06	350	1,16	1	3,73E-07	2,46E-04	0,03006	-3,67
	8-9	580	145,82	350	1,39	1	3,73E-07	2,16E-04	0,03156	4,60
	9-10	1300	173,485	400	1,31	1	1,91E-07	2,48E-04	0,04301	7,46
	6-10	570	173,485	400	1,31	1	1,91E-07	1,09E-04	0,01886	-3,27
									0,27891	-5,92
									$\sum S \cdot q$	$\Delta h$

### 3.6 Гидравлический расчет водоводов

Расчет водовода от насосной станции (НС) до городской водопроводной сети:

Ведется два водовода, расчет производим на каждый водовод в отдельности, учитывается случай аварии. Принимаем расход:  $Q = Q_{\max} \cdot 0,7$

Расчет водовода от городской водопроводной сети до ВБ:

Ведется два водовода, расчет производим на каждый водовод в отдельности, учитывается случай аварии. Принимаем расход:  $Q = Q_{\max} \cdot 0,7$

Случай максимального водоразбора, случай пожара и случай максимального транзита представлены в таблицах 9-11.

Таблица 9 – Случай максимального водоразбора

№ кольца	Длина участка $\ell$ , м	Предварительное распределение воды							
		$q$ , л/с	$d$ , мм	$v$ , м/с	$\sigma$	$S_0$	$S = S_0 \cdot \sigma \cdot \ell$	$S \cdot q$	$h = S \cdot q^2$
НС	420	730,6	800	1,48	1	$5,514 \cdot 10^{-9}$	0,0000023	0,00097	0,7
ВБ	860	35,14	200	0,87	1,05	$6,959 \cdot 10^{-6}$	0,0063	0,22	7,73

Таблица 10 – Случай максимального транзита

№ кольца	Длина участка $\ell$ , м	Предварительное распределение воды							
		$q$ , л/с	$d$ , мм	$v$ , м/с	$\sigma$	$S_0$	$S = S_0 \cdot \sigma \cdot \ell$	$S \cdot q$	$h = S \cdot q^2$
НС	420	548,1	700	1,43	1	$1,098 \cdot 10^{-8}$	0,0000046	0,0025	1,37
ВБ	860	165,63	400	1,31	1	$1,907 \cdot 10^{-7}$	0,00016	0,026	4,39

Таблица 11 – Случай пожара

№ кольца	Длина участка $\ell$ , м	Предварительное распределение воды							
		$q$ , л/с	$d$ , мм	$v$ , м/с	$\sigma$	$S_0$	$S = S_0 \cdot \sigma \cdot \ell$	$S \cdot q$	$h = S \cdot q^2$
НС	420	744,45	800	1,48	1	$5,514 \cdot 10^{-9}$	0,0000023	0,0017	1,26

### 3.7 Определение пьезометрических отметок

Из Генплана следует, что «диктующей» точкой будет точка 3, так как она имеет наибольшую отметку, по сравнению с другими точками.

Напор «диктующей» точки будет минимальный и будет равен свободному

$$H_{cs} = 10 + (n - 1) \cdot 4 \quad (3.7.1)$$

где  $n$  – число этажей зданий.

$$H_{cs} = 10 + (13 - 1) \cdot 4 = 58 \text{ м}$$



Пьезометрическая отметка 3 будет больше на величину потерь напора на участке 4-3.

Аналогично находим другие пьезометрические отметки на пути расчета от водонапорной башни (ВБ) до НС.

Исходной точкой для построения пьезометрической линии при максимальном транзите является отметка уровня воды в регулирующем баке.

Пьезометрическую линию для случая пожара начинают от отметки, где есть пожар и свободный напор меньше.

## **4 Проектирование и расчет водозаборных сооружений и насосных станций**

### **4.1 Гидравлический расчет водозабора**

Гидрологические условия в районе расположения водозабора благоприятные: русло реки сложено аллювиальными отложениями частицами крупностью  $d = 1,6\text{мм}$ , врезано в моренные суглинки, устойчиво. В самые неблагоприятные периоды река транспортирует наносы (концентрация взвесей  $1,35\text{ кг/м}^3$ ), которые не оказывают существенного влияния на устойчивость подводных склонов русла. Внутриводный лед в реке бывает лишь передледоставом и не вызывает существенного заполнения русла шугой и образования зажоров. Ледостав устойчивый, толщина льда достигает  $0,45\text{м}$ . Сор в реке и другие плавающие загрязнители не вызывают особых затруднений при эксплуатации водозабора. Река имеет рыбо-хозяйственное значение, используется преимущественно для водоснабжения, и служит местом отдыха. Высота волн при ветре достигает  $0,2\text{м}$ , скорость течения не превышает  $0,7\text{м/с}$ , диаметр руслообразующих фракций -  $0,8\text{мм}$ .

С учетом благоприятных геологических условий в створе расположения сооружения, а также условия забора воды и рыбо-хозяйственного значения водоисточника принят затопленный железобетонный оголовок. На входе оборудован фильтрующими кассетами толщиной  $80\text{мм}$ , заполненный щебеночным материалом крупностью  $30\div 40\text{мм}$ . Расчеты производим на нормальные и проверочные условия с целью определения:

- размеров элементов водозабора;
- наивысшей отметки оси насосов и наименьших уровней воды в береговом колодце.

Под нормальными условиями подразумевается одновременная работа всех секций водозабора (кроме резервных). При проверочных условиях одну из секций следует считать выключенной, а весь расход или значительную часть его пропускать по другим секциям. Определение размеров элементов водозабора выполняется применительно к нормальным условиям, а расчет наибольшей допустимой отметки оси насосов – к проверочным условиям.

## 4.2 Определение размеров входных отверстий берегового колодца

Гидравлический расчет водозабора производится на эксплуатационный режим – нормальный (одновременная работа всех секций).

Расчетный расход воды для каждой секции

$$Q_c = \frac{Q_{\text{общ}}}{n}, \quad (4.2.1)$$

где  $n=4$  – количество секций водозабора;  
 $Q_c$  – расчетный расход водозабора, м<sup>3</sup>/сек.

$$Q_c = \frac{Q_{\text{общ}}}{n} = \frac{0,775}{4} = 0,19 \text{ м}^3 / \text{сек}$$

Требуемая площадь водоприемного отверстия одной секции

$$\Omega_{\text{BX1}} = k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{Q_{\text{сек}}}{V_{\text{вт}}}, \quad (4.2.2)$$

где  $k_1$  – коэффициент, учитывающий уменьшение живого сечения отверстий за счет загрязнений принимаем 1,25

$k_2$  – коэффициент, учитывающий стеснения отверстий стержнями решеток или сеток.  $k_2 = \frac{a + D}{a} = \frac{50 + 10}{50} = 1,2$ ;

$D$  – диаметр стержня=10мм;

$a$  – расстояние между стержнями=50мм;

$V_{\text{вт}}$  – скорость втекания воды в водозаборное сооружение=0,1м/с (с учетом рыбо-хозяйственного значения водопотока).

$$\Omega_{\text{BX1}} = 1,25 \cdot 1,2 \cdot \frac{0,19}{0,1} = 2,85 \text{ м}^2$$

Решетку принимаем типовую, размеры водоприемного окна 1750x2500 мм, размеры решетки 1870x2604 мм.

## 4.3 Расчет вращающихся сеток

Вращающиеся сетки применяют для механической очистки воды от взвешенных веществ и планктона при пропуске через них больших масс воды.

Расчет вращающихся сеток, которые устанавливаются только в сеточных камерах береговых колодцев и водозаборах производится аналогично по расчету решеток.

Общая площадь входных отверстий

$$\Omega_{\text{бр}} = k_{\text{ст}} \cdot k_3 \cdot \frac{Q_c}{V_6}, \quad (4.3.1)$$

где  $V_6$  – скорость втекания воды в сетках принимается для вращающихся 0,2-0,4 м<sup>3</sup>/с;

$k_{\text{ст}}$  – коэффициент, учитывающий стеснения водоприемного отверстия стержнями сетки  $k_{\text{ст}} = \left(\frac{a+c}{a}\right)^2 = \left(\frac{2+1,2}{2}\right)^2 = 2,6$ ;

$a$  – расстояние между стержнями сетки, принимаем равный 1,5.

$$\Omega_{\text{бр}} = 2,6 \cdot 1,5 \cdot \frac{0,19}{0,2} = 3,71 \text{ м}^2$$

Принимаем вращающие сетки с лобовым односторонним приводом воды нормально к плоскости сетки.

Вращающаяся сетка с лобовым подводом бескаркасного типа имеет ряд преимуществ по сравнению с сетками других конструкций: наилучшие гидродинамические параметры, эффективное промывное устройство. Отсутствие каркаса значительно облегчает конструкцию сетки и делает всю конструкцию агрегата несложной и компактной.

#### 4.4 Расчет всасывающих и напорных водоводов

Диаметры трубопроводов коммуникаций водозабора подбираем ориентируясь на рекомендации СНиП 2.04.02-84.

Диаметр самотечных водоводов определяем при скорости течения воды 0,7-1,5 м/с по формуле

$$D_{\text{сам}} = \left[ \frac{4 \cdot Q_{\text{вс.л}}}{\pi \cdot V_{\text{вс.л}}} \right]^{1/2} \quad (4.4.1)$$

$$D_{\text{сам}} = \left[ \frac{4 \cdot 0,19}{3,14 \cdot 1,4} \right]^{1/2} = 0,416 \text{ мм}$$

Диаметры всасывающего и напорного трубопроводов находятся по формулам

$$D_{\text{вс.л}} = \left[ \frac{4 \cdot Q_{\text{вс.л}}}{\pi \cdot V_{\text{вс.л}}} \right]^{1/2} \quad (4.4.2)$$

$$D_{св.л} = \left[ \frac{4 \cdot 0,19}{3,14 \cdot 1,93} \right]^{1/2} = 0,35 \text{ мм}$$

$$D_{св.л} = \left[ \frac{4 \cdot Q_{вс.л}}{\pi \cdot V_n} \right]^{1/2}, \quad (4.4.3)$$

где  $V_{вс.}$  и  $V_n$  – скорости движения воды в трубопроводах насосных станций, м/с.

$$D_{св.л} = \left[ \frac{4 \cdot 0,19}{3,14 \cdot 2,37} \right]^{1/2} = 0,32 \text{ мм}$$

#### 4.5 Насосная станция I подъема

Насосные станции систем водоснабжения представляет собой сложный комплекс сооружений и оборудования, обеспечивающих подачу воды в соответствии с нуждами потребителя.

По своему назначению и расположению в общей схеме водоснабжения насосные станции подразделяются на станции 1–го подъема, 2–го подъема, повысительные и циркуляционные.

Насосные станции 1–го подъема забирают воду из источника водоснабжения и подают её на водоочистные сооружения или, если не требуется очистка воды, непосредственно в резервуары, распределительную сеть, водонапорную башню, либо другие сооружения.

При строительстве насосных станций не следует допускать излишеств в составе и размерах сооружений, кубатуре зданий, основном и вспомогательном оборудовании, объемах временного строительства, архитектурном оформлении и т. п.

Строительство должно быть выполнено быстро и с минимальными затратами. Ущерб, который может быть причинен при возведении сооружений насосной станции вследствие затопления и подтопления территории, заиление и размывание русла, переформирование берегов, изменение ледового режима и нарушение биологического баланса, следует сводить до минимума.

В заключении необходимо особо отметить, что состав сооружений и оборудования, равно как и вся схема водоснабжения в целом, должны соответствовать условиям будущей эксплуатации при непрерывноизменяющихся размерах и режиме водопотребления в данном районе на основе плана развития народного хозяйства.

Запроектирована насосная станция I подъема совмещенного типа, которая входит в состав сооружений крупного водозабора береговой типа, предназначенного для хозяйственно-питьевого и промышленного водоснабжения города и завода.

## 4.6 Определение требуемого напора насосов

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

$$H = H_{\Gamma} + h_{w_{вс.л}} + h_{w_{н.л}} + 1\text{м}, (4.6.1)$$

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

$h_{w_{вс.л}}$  – потери напора во всасывающем трубопроводе, принимаем 1,5 м ;

$h_{w_{н.л}}$  – потери напора в напорных коммуникациях и в водоводе от насосной станции до очистных сооружений, принимаем 2,0 м; 1,0 – запас напора, м.

Геометрическая высота подъема определяется как разность воды в напорном баке воды очистных сооружений при полном его затоплении исамого низкого уровня воды во всасывающей камере берегового колодца, по формулам

$$H_{\Gamma} = z_{o.c} - z_{вс.к}, (4.6.2)$$

где  $z_{o.c}$  – отметка уровня воды в напорном баке, м;

$z_{вс.к}$  – отметка наинизшего уровня воды во всасывающей камере берегового колодца, м.

$$H_{\Gamma} 256,23 - 247,35 = 8,88\text{ м м.}$$

$$H = 8,88 + 1,5 + 2 + 1 = 13,4\text{ м.}$$

Принимаем насос марки Д1600-90А (2 раб., 1 рез.) со следующимитехническими характеристиками:

–подача – 1000 м<sup>3</sup>/час; напор – 40 м;

–мощность электродвигателя – 155 кВт;

–частота вращения – 980 об.мин;

–диаметр рабочего колеса – 400 мм.

Допустимый кавитационный запас –5м

## 4.7 Расчет режима и подбор оборудования насосной станции II подъема

Насосная станция II подъема запроектирована на территории очистных сооружений, пол машинного зала заглублен на отметку –3,0 м. Установленные насосы в нем должны находиться под заливом.

Насосами этой станции подается очищенная вода из резервуаров чистой воды (РЧВ) непосредственно к потребителю. Поэтому подачунасосной станции

II подъема определяют в зависимости от режима водопотребления населенного пункта.

По данным расчета часовой неравномерности водопотребления строим график водопотребления города. График режима работы насосной станции II подъема принят из условия максимального приближения его к графику водопотребления.

Напор насосов станции II подъема определяют после полного расчета сети. Напор на станции должен быть достаточным для обеспечения требуемого свободного напора в сети населенного пункта с учетом потерь напора в сети и рельефа местности

$$H = (Z_{вб} - Z_{рчв})H_{вб} + H_{рчв} + h_e + h_H, \quad (4.7.1)$$

где  $Z_{вб}$  – отметка земли у водонапорной башни 231

$Z_{рчв}$  – отметка минимального уровня в резервуарах чистой воды при сохранении в них неприкосновенного противопожарного запаса воды 204,6

$$H = (536 - 524,2) + 48,68 + 12 = 72,48 \text{ м.}$$

Зная полную емкость бака одной водонапорной башни, задаваясь величиной диаметра бака  $D_B=10\text{м}$ , можно определить высоту полного наполнения бака водонапорной башни.

Полная высота бака

$$H_B = \frac{4 \cdot W_{P.BB.}}{\pi \cdot D_B^2} \quad (4.7.2)$$

$$H_B = \frac{4 \cdot 939,36}{3,14 \cdot 10^2} = 12 \text{ м.}$$

Высота водонапорной башни определяется, так чтобы при питании из башни был обеспечен требуемый свободный напор в наиболее удаленной (диктующей) точке при низком уровне воды в баке либо по пьезометрическому графику, как разность отметок пьезометрического напора и геодезической высоты в месте установки водонапорной башни, либо по формуле

$$H_{BB} = Z_{дт} + H_{св} + \sum h_{дт.вб}, \quad (4.7.3)$$

где  $Z_{дт}$  – геодезическая отметка поверхности земли соответственно в диктующей точке и месте расположения водонапорной башни;

$\sum h_{дт.вб}$  – сумма потерь напора в участках сети в период наибольшего водопотребления, м; сумму потерь напора определяют путем расчета водонапорной сети, принимается равной 2,5 м;

$H_{CB}$  – требуемый свободный напор над поверхностью земли в диктующей точке, определяется по формуле

$$H_{CB} = 4 \cdot (n - 1) + 10 \quad (4.7.4)$$

$$H_{CB} = 4 \cdot (5 - 1) + 10 = 26 \text{ м}$$

$$H_{BB} = 20,178 + 26 + 2,5 = 48,68 \text{ м.}$$

#### Подбор насосов

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

- подача – 820,98 м<sup>3</sup>/час; напор – 72,63 м;
- мощность электродвигателя типа СД12 – 42 – 4УЗ – 500 кВт;
- частота оборотов – 1500 мин<sup>-1</sup>;
- напряжение – 6000В;
- диаметр рабочего колеса – 460 мм.

Одним из основных направлений достижения реформирования в области материально-технической элементной базы и научно-технической составляющей водоподготовки являются внедрение эффективных энерго- и ресурсосберегающих технологий на базе перспективного отечественного и импортного оборудования, что позволит создать экономические условия по стимулированию предприятий по очистке природных вод к эффективному и рациональному хозяйствованию, совершенствованию тарифной политики, а также максимальное использование собственных ресурсов и возможностей, предоставляемых новыми экономическими возможностями, для решения задач качественного, устойчивого, экономически выгодного и социально приемлемого обслуживания потребителей.

Основное количество потребляемой водоканалами электроэнергии затрачивается на перекачку чистых вод. Подавляющее число насосных агрегатов работают в режимах с переменной нагрузкой, когда расход воды может резко снижаться. Для поддержания требуемого давления в системе используется дросселирование расхода посредством задвижек. Электродвигатели при дросселировании продолжают потреблять практически столько же электроэнергии, сколько при работе насосов на открытую задвижку. Решением проблемы нерационального расходования электроэнергии является снижение частоты вращения ротора электродвигателя насосного агрегата путём частотного регулирования – использования преобразователя частоты.

В данной работе запроектированы преобразователи частоты серии «CombiVario» мощностью от 200 Вт до 300 кВт, которые являются продуктом совместного производства компаний «Yaskawa» (Япония), «ТЕСО» (Тайвань) и «Комбарко» (Россия). Данная серия обладает широким функциональным

набором, необходимым и достаточным для применения в самых различных областях производственной деятельности, а также отличается высокой безотказностью при работе в сетях и устойчивостью против сбоя программного обеспечения. Это стало возможным благодаря тому, что в конструкции CombiDrive использована элементная база Mitsubishi Electric, Yaskawa (Япония), сборка производится на оснащённом самым современным роботизированным оборудованием производстве компании TESCO (Тайвань), а оригинальные алгоритмы управления и дружественный русифицированный интерфейс разработан специалистами компании «Комбарко» (Россия). Предложенные в проекте современные системы частотного регулирования позволяют: снижать уровень шума, уровень потребляемой электроэнергии, автоматизировать регулировку параметров и тем самым снизить стоимость 1 м<sup>3</sup> воды.

#### **4.8 Электроснабжение**

Насосная станция I-ого класса надёжности действия должна быть обеспечена бесперебойным питанием энергией путем присоединения к двум независимым источникам энергии, а также путем установки резервных агрегатов на электростанциях или резервных тепловых двигателей в насосных станциях.

Для пуска, регулирования и остановки приводных электродвигателей насосов, а также для управления электрифицированным вспомогательным оборудованием, насосная станция имеет электрическое хозяйство, основными элементами которого являются силовые трансформаторы, масляные выключатели, разъединители, изоляторы, токоведущие части, силовые кабели, измерительные трансформаторы и предохранители.

### **5. Расчет и проектирование станции водоподготовки**

#### **5.1 Процессы осветления и обеспечения воды реагентным методом**

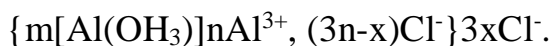
Удаление реагентным методом гетерофазных примесей, обуславливающих цветность и мутность природных вод, основано на применении коагулянтов. Коагуляция – это процесс укрупнения коллоидных и взвешенных частиц дисперсной системы в результате их взаимодействия и объединения в агрегаты с последующим разделением агрегатов путем осаждения. В большинстве частицы примесей имеют одинаковые заряды, что обуславливает, возникновения межмолекулярных сил отталкивания и агрегативную устойчивость.



В технологии воды необходимо нарушить агрегативную устойчивость, снизить или устранить заряд частиц. Это достигается добавлением к воде реагентов: сернокислый алюминий  $Al_2(SO_4)_3$ , железный купорос  $FeSO_4$ , хлорное железо  $FeCl_3$ , оксихлорид алюминия  $Al_2(OH)_5Cl \times 6H_2O$

Частицы коллоидов находятся в воде под действием диффузионных сил, обусловленных броуновским движением. Под влиянием частиц стремятся равномерно расположиться во всем объеме жидкости. При достаточно малых размерах частиц силы диффузии преобладают над силами тяжести и частицы остаются во взвешенном состоянии. Для того чтобы произошло осаждение частиц, необходимо их укрупнение за счет слипания. Наличие у частиц электрических зарядов одного знака вызывают их взаимное отталкивание, и мешает процессу слипания. Одновременно между коллоидными частицами имеются молекулярные силы взаимного притяжения – силы Ван-дер-Ваальс. Появление этих сил возможно при небольшом расстоянии между ними. По мере сближения частиц возрастают обе силы и отталкивания и притяжения. В начале сила отталкивания больше силы притяжения. Поэтому результирующим является отталкивание, которое достигает максимума при определенном расстоянии между ними. Если частицы под влиянием кинетической энергии преодолевают силовой барьер, то резко увеличиваются силы притяжения, и частицы слипаются, однако необходим большой запас кинетической энергии частиц для преодоления сил отталкивания, который снижает вероятность слипания частиц и коллоидная система сохраняет агрегативную устойчивость. При снижении электрического заряда частицы, т.е. при уменьшении  $\xi$  – потенциала, сила отталкивания уменьшается и становится возможным процесс коагуляции. Максимально идет коагуляция при  $\xi=0$ . Это состояние называется изоэлектрическим. Одним из методов снижения  $\xi$  является увеличение концентрации в воде электролита, при этом возрастает концентрация в растворе противоионов и все больше их число переходит из диффузионного слоя в адсорбционный, нейтрализуя заряд гранулы и снижая  $\xi$ – потенциал. Способность электролита вызывать коагуляцию возрастает с увеличением валентности коагулирующего иона (Fe, Al).

Строение мицеллы золя  $Al(OH)_3$  полученного при гидролизе соли  $AlCl_3$

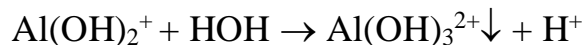
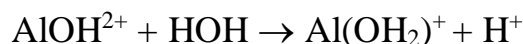
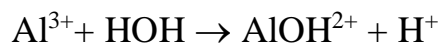
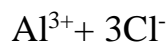


Таким образом, коллоидная частица состоит из ядра, адсорбционного слоя – это ионы, непосредственно прилегающие к ядру и образующие слой поверхностно-ядерных ионов. (Однако суммарный заряд противоположно заряженных частиц ионов не компенсируют заряд поверхностно-ядерных ионов). Ядро с адсорбционным слоем составляет границу. На границе адсорбционного слоя электрический заряд, вокруг границы образуется диффузионный слой, в котором находятся противоположно заряженные ионы компенсирующие заряд границы. Граница с диффузионным слоем называется мицеллой. Потенциал на границе ядра

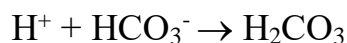
называется термодинамическим потенциалом  $\Sigma$ - потенциалом. Он равен сумме зарядов в их поверхностно-ядерных ионов. При очистке воды коагуляции под влиянием сложной смеси электролита в воде и под влиянием ионов, которые вносятся в воду с коагулянтами.

Согласно современным представлениям процесс обеспечения воды происходит следующим образом: при добавлении к очищаемой воде раствора коагулянта ( $\text{Al}(\text{SO}_4)_3$  и т.д.) в течение первых 30-180 сек. происходит гидролиз добавленных солей и образования гидроксидов Al и Fe, которые обладают высокой сорбционной способностью, т.е. вода очищается вследствие адсорбции различных коллоидных и высокомолекулярных примесей на поверхности гидроксида. Процесс коагуляции гидроксидов фактически приводит к удалению отработанного сорбента из очищенной воды. Процесс коагулирования зависит от солевого состава воды, от ее анионного состава. В природной воде, содержатся  $\text{SO}_4^{2-}$ ,  $\text{Cl}^-$

Гидролиз  $\text{AlCl}_3$



Так как гидролиз обратимый процесс, то накапливание ионов водорода  $\text{H}^+$ , может вызывать смещение равновесия исходных продуктов, т.е. образовавшийся гидроксид будет растворяться в избытке кислоты и загрязнять воду. Присутствующие в природных водах гидрокарбонатные ионы связывают избыток ионов водорода, образуя малодиссоциированные кислоты, в результате чего гидролиз протекает необратимо

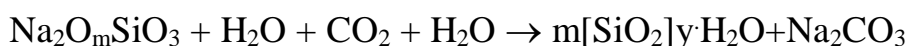
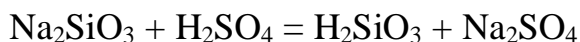


При недостаточной щелочности воды необходимо добавлять реагенты  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ,  $\text{Na}_2\text{CO}_3$

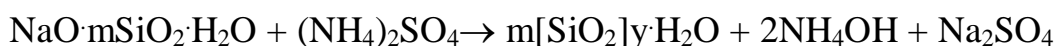
Процесс осветления можно интенсифицировать с помощью флокулянтов, высокомолекулярные вещества, способствующие образованию крупных, прочных и быстро осаждающихся хлопьев. Флокулянты могут применяться совместно с минеральными коагулянтами или самостоятельно. Они делятся по

химическому составу на: минеральные (активированная кремневая кислота  $H_2SiO_3$ ), органические (полиакрилат натрия, полиакриламид – ПАА, полимеры и т.д.) Наиболее широкое применение в практике очистки воды в качестве флокулянтов получили активированная кремневая кислота и полиакриламид.

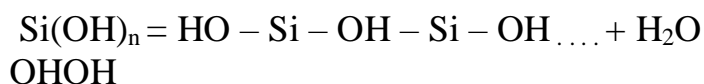
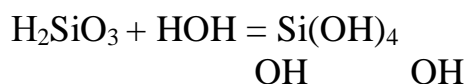
Активированная кремневая кислота готовится на месте, непосредственно перед ее использованием. Исходным сырьем является жидкое стекло и активатор. В качестве последнего применяют кислоты, соли сильных кислот и слабых оснований, дающие в растворе кислоты и другие реагенты:



Электролиз по активным свойствам  $N_{204928}$



При взаимодействии активированной кремниевой кислоты с водой происходит конденсация, заключающаяся в дегидратации кислоты  $H_2SiO_3$  с образованием селиксановых связей



Коллоидные частицы  $H_2SiO_3$  при добавлении к воде, обработанной коагулянтами, способствуют коагуляции положительно заряженных коллоидов гидратов окиси железа или алюминия.

Целесообразно применять  $H_2SiO_3$ , когда в воде содержится недостаточное количество отрицательно заряженных ионов или поливалентных анионов, для обеспечения интенсивной коагуляции положительно заряженных коллоидов – коагулянтов.

Активированная кремневая кислота применяется при обработке маломутных и цветных вод.

Полиакриламид (ПАА) растворимый в воде. При его диссоциации образуется высокомолекулярный полиэквивалентный анион. При введении ПАА в воду, содержащиеся в ней коллоидные частицы (глина, ил, песок) собираются молекулами ПАА и при этом частицы загрязнения оказываются связанными цепочкой полимера, что приведет к образованию

крупных быстро осаждающихся хлопьев. Адсорбция возможна при условии, когда силы электростатического отталкивания не мешают молекулам ПАА и взвешенным частицам сближаться. Для этого необходимо давление минеральных коагулянтов для снижения  $\xi$  - потенциала частиц взвеси. ПАА не обладает явно выраженной способностью сорбировать коллоидные частицы гумусовых соединений. Поэтому его применение не позволяет снизить дозу коагулянта, необходимого для обесцвечивания. Однако при обработке цветных вод, добавление ПАА оказывается полезным, т.к. он позволяет получить более тяжелые быстро осаждающиеся хлопья.

Окраска большинства природных вод обусловлена присутствием в них органических веществ гумусового происхождения. Поэтому частичное, а иногда и полное обесцвечивание воды может быть достигнуто применением окислителей-хлора, озона и т.д. Исследования процесса обесцвечивания воды, окрашенной высокомолекулярными соединениями, под действием хлора показало, что протекание его обусловлено окислением содержащихся в составе этих веществ гидроксидов с образованием карбонатных соединений. Этим объясняется улучшение коагулирования воды.

## 5.2 Исходные данные для проектирования водопроводных очистных сооружений

1. Количество жителей 78990 чел.
2. Норма водопотребления 250 л/чел·сут
3. Данные о водоеме представлены в таблице 12

Таблица 12–Показатели качества воды в реке

Показатели качества воды водоема	Ед.изм.	Результаты определения	СанПиН 2.1.4.10.74-01
рН		7	6÷9
Мутность	мг/л	250	≤1,5
Цветность	град.	40	≤20
Жесткость карбонатная	мг-экв/л	0,5	
Хлорид	мг/л	50	≤350

Окончание таблицы 12

Сульфат	мг/л	100	≤500
Нитрат	мг/л	45	≤45
Железо	мг/л	0,3	≤0,3
Цинк	мг/л	5	≤5
Медь	мг/л	1	≤1
Хром	мг/л	0,05	≤0,05
ПАВ	мг/л	0,5	≤0,5
Нефтепродукты	мг/л	0,14	≤0,1
Фтор	мг/л	0,3	0,7÷1,5

### 5.3 Производительность очистных сооружений

Расчетная производительность очистных сооружений

$$Q_{oc} = \alpha \cdot q_{\max \text{ .сут}} + q_{\text{доп}}, \quad (5.3.1)$$

где  $\alpha$  – коэффициент, учитывающий расход воды на собственные нужды очистной станции,  $\alpha=1,04$  по[1].

$q_{\max \text{ .сут}}$  – расчетной расход воды в сутки максимального водопотребления, м<sup>3</sup>/сут

$q_{\text{доп}}$  – дополнительный расход воды на пожаротушение, м<sup>3</sup>/сут

$$q_{\max \text{ .сут}} = \frac{q \cdot N}{1000} \cdot k_{\text{сут}}, \quad (5.3.2)$$

где  $k_{\text{сут}}$  – коэффициент суточной неравномерности, при максимальном водопотреблении, принимается равным 1,1-1,3;

$q$  – норма водопотребления, принимается равным 250 л/сут;

$N$  – расчетное число жителей.

$$q_{\text{доп}} = 3,6 \cdot t_{\text{пож}} (mq_{\text{пож}} + m'q_{\text{пож}}'), \quad (5.3.3)$$

где  $t_{\text{пож}}$  – расчетная производительность пожара, ч (принимается во всех случаях равной 3);

$m$  и  $m'$  – число одновременных пожаров соответственно в населенном пункте и на промышленных предприятиях принимается по СНиП 2.04.02-84. «Водоснабжение. Наружные сети и сооружения.» равным 2 и 1;

$q_{\text{пож}}$  и  $q_{\text{пож}}'$  – расход воды, л/с, на один пожар соответственно в населенном пункте и на предприятии, принимается по СНиП 2.04.02-84. «Водоснабжение. Наружные сети и сооружения.» равным 35л и 20 л.

$$q_{\max \text{ .сут}} = \frac{250 \cdot 78990}{1000} \cdot 1,2 = 23697 \text{ м}^3 / \text{сут}$$

$$q_{\text{доп}} = 3,6 \cdot 3(2 \cdot 35 + 1 \cdot 20) = 972 \text{ м}^3 / \text{сут}$$

$$Q_{oc} = 1,04 \cdot 23697 + 972 = 25617 \text{ м}^3 / \text{сут}$$

Таблица 13– Расчетный расход воды

q <sub>сут</sub> , м <sup>3</sup> /сут	q <sub>час</sub> , м <sup>3</sup> /ч	q <sub>с</sub> , м <sup>3</sup> /с
25617	1067,4	0,2965

#### 5.4 Состав сооружений для очистки воды

Очистные сооружения являются одним из основных элементов системы водоснабжения и тесно связаны с ее остальными элементами.

Наиболее распространенными схемами в практике водоподготовки являются схемы очистных сооружений с самотечным движением воды. Решению компоновки очистных сооружений предшествует выбор схемы технологического процесса очистки воды, а также установление типа, числа и размеров отдельных сооружений. Очистные станции водоподготовки могут осуществляться по одноступенчатой или двухступенчатой схемам.

Выбор состава сооружений определяется с учетом показателей качества воды, требований к качеству питьевой воды, производительности очистных сооружений, технико-экономического обоснования. Концентрация взвешенных веществ после обработки воды коагулянтном

$$C = M + K \cdot D_k + 0,25 \cdot Ц + 0,6 \cdot D_{из}, \quad (5.4.1)$$

где  $D_{из}$  – доза извести, мг/л;

$M=250$  мг/л – мутность исходной воды;

$Ц=40$  град – цветность исходной воды;

$K=0,55$  – активная часть в коагулянте.

$$D_{из} = K \cdot \left( \frac{D_k}{e} - Щ + 1 \right), \quad (5.4.2)$$

где  $K=28$  мг/л – эквивалентный вес извести;

$D_k$  – доза коагулянта  $Al_2(SO_4)_3$  (По таблице СНиП 2.04.02-84 табл. 16  $D_k = 40$  мг/л;  $D_k = 4 \cdot \sqrt{Ц} = 4 \cdot \sqrt{40} = 25,3$  град; принимаем большее значение);

$e=57$  мг/мг-экв- эквивалентный вес коагулянта;

$Щ=0,5$  мг-экв/л - щелочность исходной воды;

1-необходимый резерв.

$$D_{из} = 28 \cdot \left( \frac{40}{57} - 0,5 + 1 \right) = 33,6 \text{ мг / л}$$

$$C = 250 + 0,55 \cdot 25,3 + 0,25 \cdot 40 + 0,6 \cdot 33,6 = 294 \text{ мг / л}$$

С учетом местных условий согласно СНиП 2.04.02-84 табл. 15 выбираем схему водоподготовки.

Осветлители со взвешенным осадком – скорые фильтры, рисунок 1.

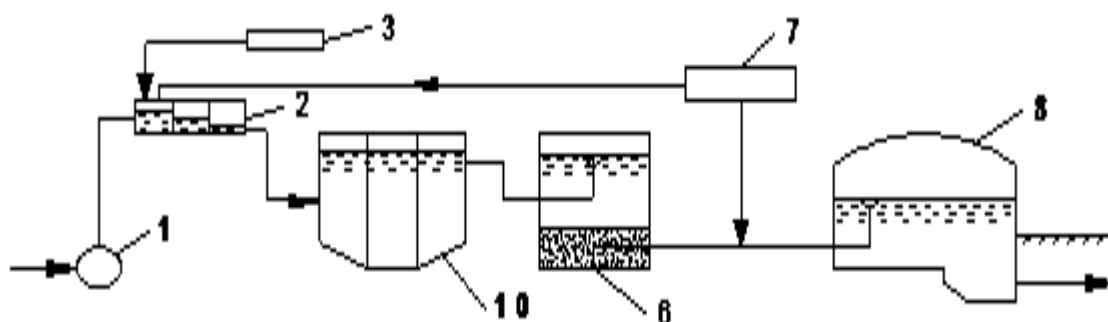


Рисунок 1 – Осветлители со взвешенным слоем осадка

Данная схема обработки воды применяется при любой производительности, исходной мутности в интервале 50-1500 мг/л, исходной цветности не более 120 градусов.

### 5.5 Устройства для приготовления и дозирования растворов реагентов

В качестве коагулянта применяем  $Al_2(SO_4)_3$ , в качестве подщелачивающего реагента – известь  $Ca(OH)_2$ , для интенсификации процессов осветления и обесцвечивания – раствор ПАА, рисунок 2.

Рассчитываем необходимые дозы реагентов

доза безводного коагулянта, мг/л

$$D_k = 4 \cdot \sqrt{Ц} \quad (5.5.1)$$

$$D_k = 4 \cdot \sqrt{40} = 25,3 \text{ град.}$$

где  $Ц$  – цветность, град.  $Ц=70$ град.

количество щелочи для подщелачивания, мг/л

$$D_{из} = 28 \cdot \left( \frac{40}{57} - 0,5 + 1 \right) = 33,6 \text{ мг / л}$$

где  $k$  – эквивалентный вес щелочи, мг/л принимается по СНиП 2.04.02-84 табл. 6  $K = 28$  мг/л;

$e$  – эквивалентный вес коагулянта, мг/мг – экв,  $e = 57$  мг/мг – экв;

$Щ$  – щелочность воды, мг-экв/л, равна карбонатной жесткости.

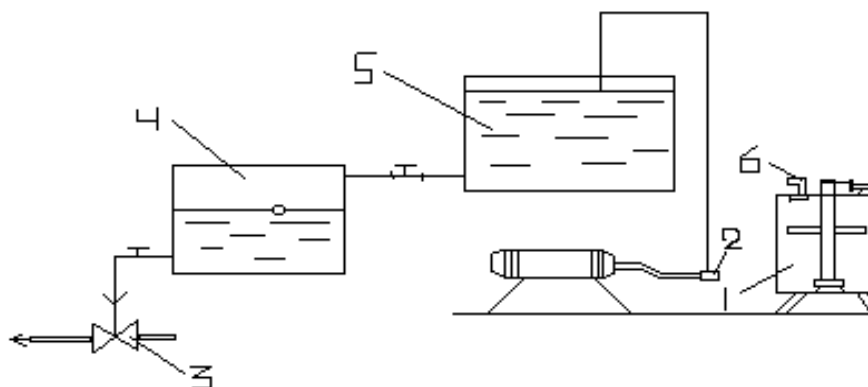
Доза полиакриламида ПАА

Подбираем на основе анализов исходной воды по табл. СНиП 2.04.02-84 табл. 17,  $D_{ПАА} = 0,5$  мг/л

Производительность мешалки для приготовления раствора ПАА, кг/ч

$$q_m = \frac{Q_{ос} \cdot D_{ПАА}}{24 \cdot 1000} \quad (5.5.2)$$

$$q_m = \frac{25617 \cdot 0,5}{24 \cdot 1000} = 0,53 \text{ кг / ч}$$



1 – Бак с мешалкой на вертикальной оси; 2 – Перекачивающий циркуляционный насос; 3 – Эжекторы; 4 – Дозирующее устройство; 5 – Блок раствора ПАА; 6 – Подача воды

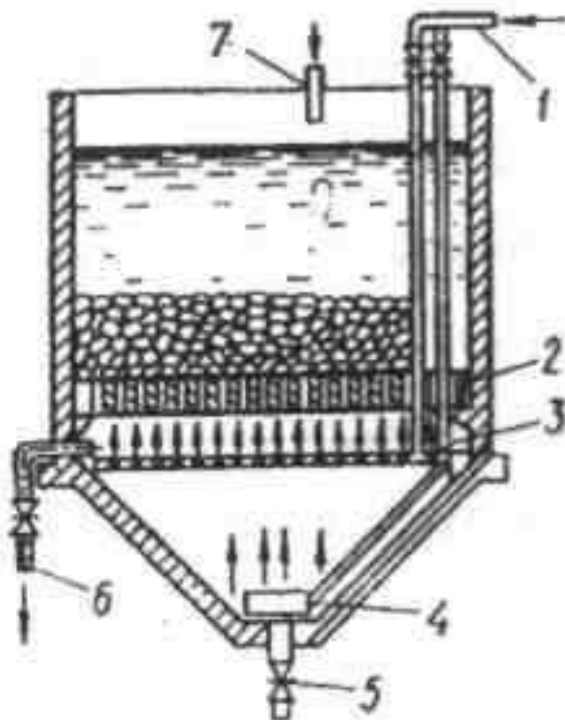
Рисунок 2 – Узел приготовления ПАА

## 5.6 Растворение коагулянта сжатым воздухом

Для растворения сухого коагулянта используют растворные баки, в которых готовят раствор коагулянта с концентрацией 10-17%, рисунок 3. Для интенсификации процесса растворения под колосниковой решеткой по системе дырчатых труб подается сжатый воздух воздуходувкой. Полученный раствор по перепускному рукаву поступает в растворные баки, где доводится до



требуемой концентрации (4-10%). Затем раствор коагулянта насосом – дозатором подается в смеситель.



1 – труба для подачи сжатого воздуха; 2 – колосниковая решетка; 3, 4 – верхняя и нижняя распределительные системы воздуха; 5 – выпуск осадка; 6 – пробоотборник; 7 – подача воды

Рисунок 3– Бак для растворения коагулянта с подводом сжатого воздуха

Определяем емкость растворного бака

$$W_p = \frac{Q_w \cdot n \cdot D_k}{10000 \cdot B_p \cdot \gamma}, \quad (5.6.1)$$

где  $Q_w$  – расход воды, м<sup>3</sup>/час;

$D_k$  – доза коагулянта в пересчете на безводный продукт, г/м<sup>3</sup>;

$n$  – время, на которое заготавливают раствор коагулянта, ч;

$B_p$  – концентрация раствора коагулянта в растворном баке, % (10-17%);

$\gamma$  – объемный вес раствора коагулянта, т/м<sup>3</sup>, принимается равным 1,00.

$$W_p = \frac{1067,4 \cdot 8 \cdot 25,3}{10000 \cdot 10 \cdot 1} = 2,16 \text{ м}^3$$

Число растворных баков 1, число расходных баков 2  
–Емкость расходного бака

$$W = \frac{W_p \cdot B_p}{B}, (5.6.2)$$

где  $W_p$  – емкость растворного бака, м<sup>3</sup>;  
 $B_p$  – концентрация раствора коагулянта в расходном баке, % (4-10%).

$$W = \frac{2,16 \cdot 10}{5} = 4,32 \text{ м}^3$$

Принимаем: 1 растворных бака, 2 расходных бака и 1 резервный.

## 5.7 Воздуходувки и воздухопроводы

Определяем общий расход воздуха

$$Q_B = F_1 \omega_1 + F_2 \omega_2, (5.7.1)$$

где  $F_1$  и  $F_2$  – площади растворных и расходных баков, м<sup>2</sup>;  
 $\omega_1 = 10$  л/см<sup>2</sup>;  $\omega_2 = 5$  л/см<sup>2</sup> интенсивности подачи воздуха в растворный и расходный баки.

$$Q_B = 1,44 \cdot 10 + 2,88 \cdot 5 = 28,8 \text{ л/с}$$

$$F_1 = \frac{W_p}{H} (5.7.2)$$

$$F_1 = \frac{2,16}{1,5} = 1,44 \text{ м}^2$$

$$F_2 = \frac{W}{H} (5.7.3)$$

$$F_2 = \frac{4,32}{1,5} = 2,88 \text{ м}^2$$

По полученному результату подбираем воздуходувку ВК-3 (кольцевая, простого действия со следующими параметрами: производительность 3,1 м<sup>3</sup>/мин, габариты (1225x527x990), мощность электродвигателя 7,5 кВт). Предусматриваем, кроме того, резервную воздуходувку ВК-3

Находим скорость движения воздуха в трубопроводе, м/с

$$V = \frac{W}{60(p+1) \cdot 0,785 \cdot d^2} \quad (5.7.4)$$

где  $W$  – производительность воздуходувки, м<sup>3</sup>/мин;  
 $p$  – давление в трубопроводе, равное 1,5 кгс/см<sup>2</sup>;  
 $d$  – диаметр трубопровода, м.

$$V = \frac{3,1}{60(1,5+1) \cdot 0,785 \cdot 0,05^2} = 10,53 \text{ м/с}$$

Определяем вес воздуха, проходящего через трубопровод в течение часа

$$G = W \cdot 60 \cdot \gamma, \quad (5.7.5)$$

где  $\gamma$  – удельный вес сухого воздуха, равный 1,9 кг/м<sup>3</sup>.

$$G = 3,1 \cdot 60 \cdot 1,9 = 353,4 \text{ кг/ч}$$

Определяем потери давления воздуха

$$P_1 = \frac{12,5 \cdot \beta \cdot G^2 \cdot l}{\gamma \cdot d^5}, \quad (5.7.6)$$

где  $\beta$  – коэффициент сопротивления, принятый равным 1,2;  
 $l$  – длина трубопровода, м.

$$P_1 = \frac{12,5 \cdot 1,2 \cdot 353,4^2 \cdot 20}{1,9 \cdot 50^5} = 0,063 \text{ кгс/см}^2$$

Определяем потери напора в фасонных частях, мм.вод.ст.

$$P_2 = 0,063 \cdot V^2 \cdot \Sigma \zeta \quad (5.7.7)$$

где  $V$  – скорость движения воздуха в трубопроводе;  
 $\Sigma \zeta$  – сумма коэффициентов местных сопротивлений,  
 $\Sigma \zeta = 1,5 \cdot n = 1,5 \cdot 3 = 4,5$  ( $n$  – число колен, равное числу растворного и расходных баков).

$$P_2 = 0,063 \cdot 10,53^2 \cdot 4,5 = 31,43 \text{ мм.вод.ст}$$

## 5.8 Суженный участок для ввода реагента

Определяем диаметр одного подводящего водовода

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot q}{\pi \cdot V}}, \quad (5.8.1)$$

где  $q$  – расход воды в водоводе, м<sup>3</sup>/с.

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,2965}{3,14 \cdot 1,1}} = 0,6 \text{ м}$$

Принимаем диаметр одного подводящего водовода 600 мм  
Диаметр суженного участка

$$d = \frac{D}{2} \quad (5.8.2)$$

$$d = \frac{0,6}{2} = 0,3 \text{ м}$$

Принимаем диаметр суженного участка 300 мм  
Динамичное давление воды в водоводе

$$h_{\text{дин1}} = \frac{V_1^2}{2 \cdot g} \quad (5.8.3)$$

$$h_{\text{дин1}} = \frac{1,1^2}{2 \cdot 9,81} = 0,062 \text{ м}$$

Динамичное давление воды в суженном участке

$$h_{\text{дин2}} = \frac{V_2^2}{2 \cdot g} \quad (5.8.4)$$

$$h_{\text{дин2}} = \frac{3^2}{2 \cdot 9,81} = 0,46 \text{ м}$$

Потери напора в суженном участке

$$h_c = \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g} \quad (5.8.5)$$

где  $V_2$  и  $V_1$ - скорости движения воды соответственно в трубе нормального сечения и в суженной части трубопровода.

$$h_c = \frac{3^2 - 1,1^2}{2 \cdot 9,81} = 0,4 \text{ м}$$

Что удовлетворяет условию  $h_c = 0,3 \div 0,4$  м

Площадь поперечного сечения водовода

$$f_1 = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \quad (5.8.6)$$

$$f_1 = \frac{3,14 \cdot 0,6^2}{4} = 0,28 \text{ м}^2$$

Площадь поперечного сечения суженного участка

$$f_2 = \frac{\pi \cdot d^2}{4}; \quad (5.8.7)$$

$$f_2 = \frac{3,14 \cdot 0,3^2}{4} = 0,07 \text{ м}^2$$

Отношение площадей сечений

$$m_1 = \frac{f_1}{f_2} \quad (5.8.8)$$

$$m_1 = \frac{0,28}{0,07} = 4 \text{ м}^2$$

Разность отметок уровней воды в пьезометрах

$$\sqrt{h} = \frac{q_c \sqrt{m_1 - 1}}{\mu \cdot f_1 \cdot \sqrt{2g}}, \quad (5.8.9)$$

где  $\mu = 0,98$  – коэффициент расхода;

$h = 10,2$  м.

$$\sqrt{h} = \frac{0,2965 \sqrt{4^2 - 1}}{0,98 \cdot 0,28 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81}} = 3,19 \text{ м}$$

## 5.9 Приготовление известкового молока

Приготовление известкового молока или раствора и выбор технологической схемы известкового хозяйства зависит от вида и качества товарного продукта, расхода извести ее ввода и т.д.

Известковое молоко известегасильных аппаратов после очистки направляется в баки с гидравлическим перемешиванием, осуществляемым при помощи циркуляционного насоса. Применяется также перемешивание сжатым воздухом и лопастными мешалками.

Емкость бака для приготовления известкового молока

$$W_u = \frac{q_u \cdot n \cdot D_u}{10000 \cdot b_u \cdot \gamma_u}, (5.9.1)$$

где  $b_u = 5\%$  – концентрация известкового молока;  
 $D_u = 33,6$  мг/л – доза реагента.

$$W_u = \frac{1067,4 \cdot 8 \cdot 33,6}{10000 \cdot 5 \cdot 1} = 5,7 \text{ м}^3$$

Диаметр бака

$$d = \sqrt[3]{\frac{W_u \cdot 4}{\pi}} (5.9.2)$$

$$d = \sqrt[3]{\frac{5,7 \cdot 4}{3,14}} = 1,94 \text{ м}$$

Мощность двигателя мешалок с горизонтальными лопастями

$$N = 0,004 \cdot \rho \cdot h_n \cdot n^3 \cdot d_0^4 \cdot z \cdot \eta \cdot \psi, (5.9.3)$$

где  $\rho = 1000$  кг/м<sup>3</sup> – объемный вес раствора;

$h_n = 0,25$  м – высота лопасти;

$n = 0,67$  – число оборотов мешалки;

$d_0$  – диаметр окружности, описываемой концом лопасти;

$z = 2$  – число лопастей на валу мешалки;

$\eta = 0,6$  – КПД;

$\psi = 1,344$  – коэффициент учета увеличения струи жидкости перемещаемой мешалки.

$$N = 0,004 \cdot 1000 \cdot 0,25 \cdot 0,67^3 \cdot 1,74^4 \cdot 2 \cdot 0,6 \cdot 1,344 = 4,45 \text{ кВт}$$

### 5.10 Склады реагентов

Для хранения коагулянта и извести необходимо устройство склада, рассчитанного на 15-30 суточную наибольшую потребность в реагентах.

Площадь склада коагулянтов

$$F_{скл}^к = \frac{Q_{oc} \cdot D_k \cdot T \cdot \alpha}{P_c^к \cdot 10000 \cdot h_k \cdot G_0^к}, \quad (5.10.1)$$

где  $T = 15$  сут – продолжительность хранения коагулянта на складе;  
 $\alpha = 1,15$  – коэффициент учета дополнительной площадки проходов;  
 $P_c^к = 33,5\%$  – содержание безводного продукта в коагулянте;  
 $h_k = 2 \text{ м}$  – высота слоя коагулянта;  
 $G_0^к = 1,1 \text{ т/м}^3$  – объемный вес коагулянта при загрузке склада навалом.

$$F_{скл}^к = \frac{25617 \cdot 40 \cdot 15 \cdot 1,15}{33,5 \cdot 10000 \cdot 2 \cdot 1,1} = 23,98 \text{ м}^2$$

Площадь склада извести

$$F_{скл}^и = \frac{Q_{oc} \cdot D_u \cdot T \cdot \alpha}{10000 \cdot \rho_c^и \cdot h_c^и \cdot G_o^и} \quad (5.10.2)$$

$$F_{скл}^и = \frac{25617 \cdot 40 \cdot 15 \cdot 1,15}{10000 \cdot 50 \cdot 1,5 \cdot 1} = 23,56 \text{ м}^2$$

### 5.11 Дозирование растворов реагентов

Устройство для дозирования реагентов делятся на два типа

- 1) дозаторы постоянной дозы они устанавливаются на очистных сооружениях с постоянным расходом воды.
- 2) Дозаторы пропорциональной дозы реагента при изменении расхода обрабатываемой воды.

Оба типа дозатора в зависимости от их конструктивного устройства могут быть напорными и безнапорными.

Шайбовый дозатор представляет собой стальной цилиндрический бак со сферическими днищами, в которые вварены патрубки для подачи раствора реагента и воды для отвода, рисунок 4. Перед пуском в работу по трубопроводу 2 дозатор заполняется раствором реагента снизу из бака №1. Воздух при этом выпускается через воздушник 3, а резиновый мешок 8 поднимается вверх, прилегая к стенкам дозатора. Когда весь дозатор 4 заполняется раствором реагента воздушник 3 перекрывают вентилем и открывают соответствующие вентили на трубопроводах дозатора. Так давление в трубопроводе перед диафрагмой 9 выше, чем после нее, некоторое количество воды пропорциональное ее расходу по трубопроводу пойдет через ротаметр 6 и трубопровод 5 в верхнюю часть дозатора и вытеснит из него по трубопроводу 10 такое же количество реагента в трубопровод обрабатываемой воды, то поплавок ротаметра опустится на нулевое деление, это послужит сигналом для включения в работу второго дозатора.

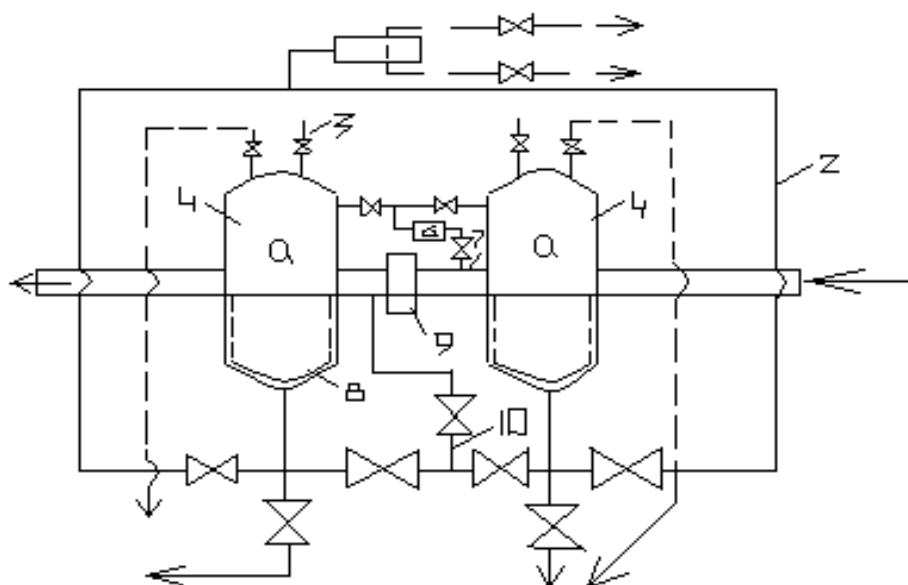


Рисунок 4 – Шайбовый дозатор

Расчет шайбового дозатора заключается в определении емкости дозатора и диаметра на трубопроводе исходной воды.

Емкость шайбового дозатора

$$W = 0,1 \frac{n \cdot q_c \cdot D_k}{B \cdot \gamma}, \quad (5.11.1)$$

где  $n = 8$  – число часов непрерывного действия дозатора;

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

$\gamma$  – удельный вес раствора реагента, т/м<sup>3</sup>.



$$W = 0,1 \frac{8 \cdot 1067,4 \cdot 25,3}{5 \cdot 1,06} = 4,1 \text{ м}^3$$

Максимальная высота слоя раствора реагента в дозаторе

$$H_1 = \sqrt[3]{\frac{16 \cdot W}{\pi}} \quad (5.11.2)$$

$$H_1 = \sqrt[3]{\frac{16 \cdot 4,1}{3,14}} = 2,75 \text{ м}$$

Диаметр корпуса дозатора

$$d = \frac{H_1}{2} \quad (5.11.3)$$

$$d = \frac{2,75}{2} = 1,375 \text{ м}$$

Принимаем 1400 мм

Перепад давления, создаваемый дроссельной шайбой

$$\Delta h = (\gamma - 1) \cdot \left( H + \frac{100 H_1}{K} \right) + 3 \cdot \Sigma h \zeta, \quad (5.11.4)$$

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

$K = 10\%$  – точность дозирования;

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

$$\Delta h = (1,06 - 1) \cdot \left( 5,5 + \frac{100 \cdot 2,75}{10} \right) + 3 \cdot 0,15 = 2,43 \text{ м.вод.ст}$$

Диаметр шайбы

$$d_u = 4,27 \cdot \sqrt{\frac{Q_v}{\alpha \cdot \sqrt{\Delta h}}} \quad (5.11.5)$$

где  $\alpha = 0,6$  – коэффициент истечения.

$$d_u = 4,27 \cdot \sqrt{\frac{1067,4}{0,6 \cdot \sqrt{2,43}}} = 144,25 \text{ мм}$$

## 5.12 Вертикальный (вихревой) смеситель

Смесители служат для быстрого и равномерного распределения реагентов в обрабатываемой воде, что способствует более быстрому протеканию последующих реакций, происходящих в камерах хлопьеобразования.

Проектируем в курсовом проекте вертикальный (вихревой) смеситель. Такой смеситель можно принимать при расходе не более 1400 – 1500 м<sup>3</sup>/час.

Вертикальные смесители могут быть квадратные или круглые в плане, с пирамидальной или конической нижней частью, рисунок 5. Обрабатываемая вода подается по трубе 1 в нижнюю часть со скоростью 1-1,2 м/с. Вода проходит через смеситель и в верхней части перемешивается и поступает в сборный лоток. Из сборного лотка вода поступает в боковой карман. Боковой карман принимается конструктивно с тем, чтобы в нижней его части разместилась труба 2 для отвода воды. В вертикальных смесителях обеспечивается относительно полное растворение частиц извести, т.к. они некоторое время движутся во взвешенном состоянии в турбулентном восходящем потоке воды.

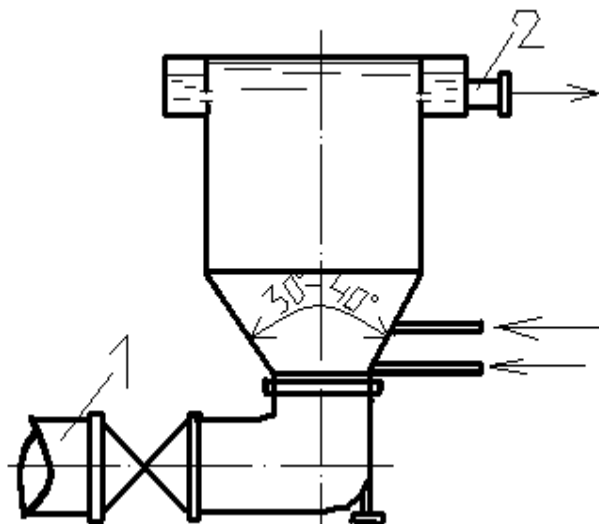


Рисунок 5–Вертикальный (вихревой) смеситель

Принимаем один смеситель с расходом  $Q_{\text{ч}} = 1067,4/\text{ч}$

Площадь горизонтального сечения в верхней части смесителя

$$f_{\text{с}} = \frac{Q_{\text{ч}}}{V_{\text{в}}}, \quad (5.12.1)$$

где  $V_{\text{в}} = 90 \div 100$  м/ч – скорость восходящего движения воды.

$$f_{\text{с}} = \frac{1067,4}{100} = 10,67 \text{ м}^2$$

Сторона квадратной верхней части смесителя

$$B_{\epsilon} = \sqrt{f_{\epsilon}} \quad (5.12.2)$$

$$B_{\epsilon} = \sqrt{10,67} = 3,27 \text{ м}$$

Диаметр подводящего трубопровода

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot q_c}{\pi \cdot V_n}} \quad (5.12.3)$$

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,2965}{3,14 \cdot 1,2}} = 0,56 \text{ м}$$

Принимаем 600 мм

$$D = d + \delta \quad (5.12.4)$$

$$D = 0,60 + 0,028 = 0,628 \text{ м}$$

Площадь нижней части смесителя

$$f_n = D^2 \quad (5.12.5)$$

$$f_n = 0,628^2 = 0,39 \text{ м}^2$$

Высота нижней части смесителя

$$h_n = 0,5(B_B - B_H) \operatorname{ctg} \frac{\alpha}{2}, \quad (5.12.6)$$

где  $\alpha = 45^\circ$  – величина центрального угла в смесителе;

$B_H = D$ .

$$h_n = 0,5(3,27 - 0,628) \operatorname{ctg} \frac{45}{2} = 3,18 \text{ м}$$

Объем пирамидальной части смесителя

$$W_n = \frac{1}{3} h_n (f_B + f_n + \sqrt{f_B \cdot f_n}) \quad (5.12.7)$$

$$W_n = \frac{1}{3} \cdot 3,18(10,67 + 0,39 + \sqrt{10,67 \cdot 0,39}) = 13,88 \text{ м}^3$$

Полный объем смесителя

$$W = \frac{Q_v \cdot t}{60}, \quad (5.12.8)$$

где  $t=1,5$  мин. – продолжительность смешения.

$$W = \frac{1067,4 \cdot 1,5}{60} = 26,7 \text{ м}^3$$

Объем верхней части смесителя

$$W_B = W - W_n$$

$$W_B = 26,7 - 13,88 = 12,82 \text{ м}^3$$

Высота верхней части смесителя

$$h_B = \frac{W_B}{f_B} \quad (5.12.9)$$

$$h_B = \frac{12,82}{10,67} = 1,2 \text{ м}$$

Полная высота смесителя

$$h_c = h_n + h_B \quad (5.12.10)$$

$$h_c = 3,18 + 1,2 = 4,38 \text{ м}$$

### 5.13 Сбор воды периферийным лотком

Сбор воды производится в верхней части смесителя периферийным лотком через затопленные отверстия.

Расход воды в лотке

$$Q_l = \frac{Q_v}{2} \quad (5.13.1)$$

$$Q_l = \frac{1067,4}{2} = 533,7 \text{ м}^3 / \text{ч}$$

Площадь живого сечения лотка

$$\omega_{л} = \frac{Q_{л}}{V_{л} \cdot 3600}, \quad (5.13.2)$$

где  $V_{л} = 0,6 м/с$  – скорость движения воды в лотке.

$$\omega_{л} = \frac{533,7}{0,6 \cdot 3600} = 0,25 м^2$$

Высота слоя воды в лотке

$$h_{л} = \frac{\omega_{л}}{B_{л}}, \quad (5.13.3)$$

где  $B_{л} = 0,27 м$  – ширина лотка.

$$h_{л} = \frac{0,25}{0,27} = 0,93 м$$

Площадь затопленных отверстий в стенках лотка

$$F_{о} = \frac{Q_{ч}}{V_{о} \cdot 3600}, \quad (5.13.4)$$

где  $V_{о} = 1 м/с$  – скорость движения воды через отверстия.

$$F_{о} = \frac{1067,4}{1 \cdot 3600} = 0,3 м^2$$

Площадь одного отверстия

$$f_{о} = \frac{\pi \cdot d_{о}^2}{4}, \quad (5.13.5)$$

где  $d_{о} = 80 мм$  – диаметр отверстия.

$$f_{о} = \frac{3,14 \cdot 0,08^2}{4} = 0,005 м^2$$

Количество отверстий

$$n_o = \frac{F_o}{f_o} \quad (5.13.6)$$

$$n_o = \frac{0,3}{0,005} = 60 \text{шт.}$$

Внутренний периметр лотка

$$P_n = 4 \cdot [(B_e - 2 \cdot (B_n + 0,06))] \quad (5.13.7)$$

$$P_n = 4 \cdot [3,27 - 2(0,27 + 0,06)] = 10,44 \text{ м}$$

Шаг отверстий

$$l_o = \frac{P_n}{n_o} \quad (5.13.8)$$

$$l_o = \frac{10,44}{60} = 0,17 \text{ м}$$

Расстояние между отверстиями

$$l = l_o - d_o \quad (5.13.9)$$

$$l = 0,17 - 0,08 = 0,09 \text{ м}$$

### 5.14 Коридорный осветлитель с вертикальным осадкоуплотнителем

Для предварительного осветления воды перед подачей ее на фильтры вместо отстойников широко используют осветлители со взвешенным слоем осадка, рисунок 6. Этот метод осветления применим только при условии введения вводу коагулянта, т.е. при условии предварительной обработки воды. Поддержание требуемой высоты слоя осадка в большинстве осветлений достигается принудительным отсосом осадка. Так же наличие в воде, подаваемой на осветлитель пузырьков воздуха может нарушить нормативную работу временного осадка. Поэтому обычно предусматривают удаление воздуха из воды до ее поступления в осветлитель. В курсовом проекте рассчитывается прямоугольный осветлитель коридорного типа.

Рабочая камера состоит из двух отделений, в нижнюю призматическую часть которых, по дырчатым трубам 1 подается осветляемая вода. Осветленная вода отводится по сборным желобам 2 в сборный лоток и далее по отводящей трубе. Осадок взвешенного слоя поступает в вертикальный осадкоуплотнитель 6 через осадкоприемные окна 3, прикрытые козырьками, препятствующие в

окна осветленной воды. Для принудительного отсоса через окна осуществляется отбор воды из осадкоуплотнителя по дырчатым трубам 4. Уплотненный осадок выпускается по осадкоотводящим трубам 5.

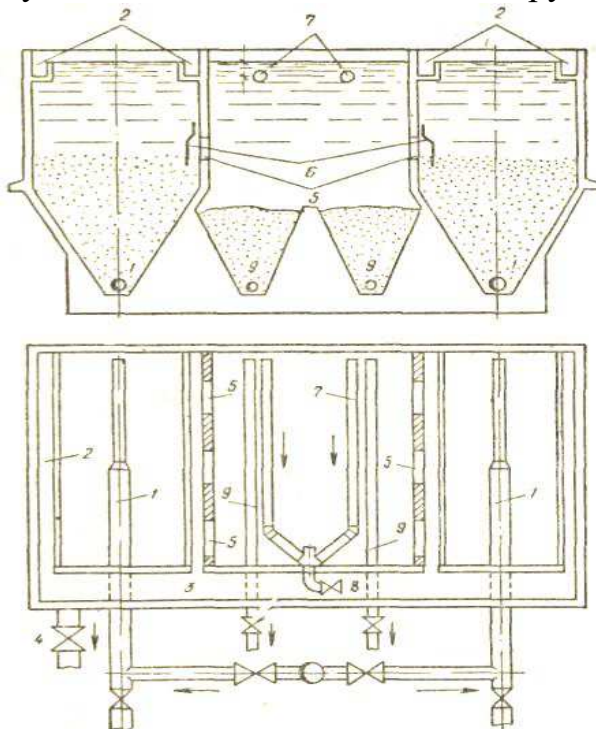


Рисунок 6—Осветлитель со взвешенным слоем осадка с вертикальным осадкоуплотнителем

Максимальная концентрация взвешенных веществ поступающих в осветлитель

$$C = M + K \cdot D_k + 0,25 \cdot Ц + И, \quad (5.14.1)$$

где  $M$  – мутность в исходной воде,  $M = 250$  мг/л;

$K = 0,55$  – переводной коэффициент для очищенного сернокислого алюминия;

$D_k = 50$  – доза коагулянта, мг/л;

$Ц = 40$  град – цветность воды;

$И$  – количество нерастворимых веществ, вводимых с известью для подщелачивания воды, мг/л.

$$И = 0,6 \cdot D_u, \quad (5.14.2)$$

где  $D_u = 33,6$  мг/л – доза извести

$$И = 0,6 \cdot 33,6 = 20,16 \text{ мг / л}$$

$$C = 250 + 0,55 \cdot 40 + 0,25 \cdot 40 + 20,16 = 302,16 \text{ мг / л}$$

Количество воды, теряемое при сбросе осадка

$$q_{oc} = \frac{K_p \cdot (C - m)}{\delta_{cp}} \cdot 100\% \quad (5.14.3)$$

где  $K_p = 1,2 \div 1,5$  – коэффициент взвеси в воде после 3 – 12 ч;

$\delta_{cp}$  – концентрация взвешенных веществ, г/м<sup>3</sup>;

$m$  – количество взвеси в воде, выходящей после обработки в осветлителе,  $m = 8 \div 12$  мг/л.

$$q_{oc} = \frac{1,4 \cdot (302,16 - 9)}{30216} \cdot 100\% = 1,4\%$$

Площадь зоны осветления

$$F_{з.о.} = \frac{K_{p.в} \cdot Q_p}{3,6 \cdot v_{з.о.}} \quad (5.14.4)$$

где  $K_{p.в}$  – коэффициент распределения воды 0,8;

$v_{з.о.}$  – скорость в зоне осветления 0,8 м/с.

$$F_{з.о.} = \frac{0,8 \cdot 1067,4}{3,6 \cdot 0,8} = 296,5 \text{ м}^2$$

Площадь зоны отделения

$$F_{з.отд} = \frac{(1 - K_{p.в}) \cdot Q_p}{3,6 \cdot \alpha \cdot v_{з.о.}} \quad (5.14.5)$$

где  $\alpha = 0,9$  – коэффициент снижения в зоне осветления осадка.

$$F_{з.отд} = \frac{(1 - 0,8) \cdot 1067,4}{3,6 \cdot 0,9 \cdot 0,8} = 82,36 \text{ м}^2$$

Общая площадь осветления

$$F_{осв} = F_{з.о.} + F_{з.отд} \quad (5.14.6)$$

$$F_{осв} = 296,5 + 82,36 = 378,86 \text{ м}^2$$

Количество осветлителей



$$N = \frac{F_{осв}}{f}, \quad (5.14.7)$$

где  $f = 100 \div 150 \text{ м}^2$  – площадь осветлителя.

$$N = \frac{378,86}{108} \text{ шт.}$$

Площадь коридора осветлителя

$$f_{кор} = \frac{F_{з.о}}{N \cdot \Pi}, \quad (5.14.8)$$

где  $\Pi=2$  – количество коридоров.

$$f_{кор} = \frac{296,5}{4 \cdot 2} = 37,1, \text{ м}^2$$

Площадь осадкоуплотнителя

$$f_{о.у} = \frac{F_{з.омд}}{N}, \quad (5.14.9)$$

где ширина коридора, м  $B_k = 3 \text{ м}$ .

$$f_{о.у} = \frac{82,36}{4} = 20,6 \text{ м}^2$$

Ширина осадкоуплотнителя

$$B_{о.у} = \frac{f_{о.у}}{l_{кор}}, \quad (5.14.10)$$

где  $l_{кор}$  – длина коридора, принимаем  $l_{кор}=12 \text{ м}$ .

$$B_{о.у} = \frac{20,6}{12} = 1,71 \text{ м}$$

Принимаем 3 м

## 5.15 Распределение воды

Распределительный дырчатый коллектор

$$q_{кол} = \frac{Q_{ч}}{N \cdot 2} \quad (5.15.1)$$

$$q_{кол} = \frac{1067,4}{4 \cdot 2} = 133,4 \text{ м}^3 / \text{ч} = 0,037 \text{ м}^3 / \text{с}$$

диаметр коллектора

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot q_{кол}}{\pi \cdot v_{кол}}}, \quad (5.15.2)$$

где  $v_{кол} = 0,5 \div 0,6$  м/с – скорость движения воды в коллекторе.

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,037}{3,14 \cdot 0,6}} = 0,28 \text{ м} = 280 \text{ мм}$$

площадь отверстий

$$\sum f_0 = \frac{q_{кол}}{v_0}, \quad (5.15.3)$$

где  $v_0 = 1,5 \div 2$  м/с – скорость воды из отверстия.

$$\sum f_0 = \frac{0,037}{1,5} = 0,024 \text{ м}^2 = 246,6 \text{ см}^2$$

количество отверстий в коллекторе

$$n_0 = \frac{\sum f_0}{f_0}, \quad (5.15.4)$$

где  $f_0$  – площадь отверстий, см<sup>2</sup>;

$d = 10 \div 20$  мм – диаметр отверстия.

$$n_0 = \frac{246,6}{3,14} = 79 \text{ шт.}$$

Шаг отверстия

$$l_0 = \frac{2 \cdot l_{кор}}{n_0} \quad (5.15.5)$$

$$l_0 = \frac{2 \cdot 12}{79} = 0,3 м$$

### 5.16 Сбор осветленной воды

Сбор воды осуществляется водосборными желобами с затопленными отверстиями. Желоба размещаются в зоне освещения, в верхней части его, вдоль боковых стен коридоров.

Расход воды в водосборном желобе

$$q_{жс} = \frac{K \cdot Q_v}{N \cdot 2 \cdot 2}, \quad (5.16.1)$$

где  $K = 0,7$  – коэффициент распределения воды.

$$q_{жс} = \frac{0,7 \cdot 1067,4}{4 \cdot 2 \cdot 2} = 46,7 м^3 / ч = 0,013 м^3 / с$$

ширина желоба

$$b_{жс} = 0,9 \cdot q_{жс}^{0,4} \quad (5.16.2)$$

$$b_{жс} = 0,9 \cdot 0,013^{0,4} = 0,16 м = 16 см$$

глубина желоба в его начале

$$h_{нач} = 7 + 1,5 \frac{b_{жс}}{2} \quad (5.16.3)$$

$$h_{нач} = 7 + 1,5 \frac{16}{2} = 19 см$$

глубина желоба в его конце

$$h_{кон} = 7 + 2,5 \frac{b_{жс}}{2} \quad (5.16.4)$$

$$h_{кон} = 7 + 2,5 \frac{16}{2} = 27 см$$

площадь отверстий в желобе

$$\Sigma f_{омс} = \frac{q_{жс}}{\mu \cdot \sqrt{2gh}}, \quad (5.16.5)$$

где  $\mu = 0,65$  – коэффициент расхода;

$h = 0,05$  см – разность уровней воды в осветлителе и желобе.

$$\Sigma f_{омс} = \frac{0,013}{0,65 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,05}} = 0,02 м^2 = 200 см^2$$

количество отверстий в желобе

$$n = \frac{\Sigma f_{омс}}{f_{омс}} \quad (5.16.6)$$

$$n = \frac{200}{3,14} = 64 шт.$$

шаг оси отверстий

$$l = \frac{l_{кор}}{n} \quad (5.16.7)$$

$$l = \frac{12}{64} = 0,19 м$$

### 5.17 Сбор осадка в осадкоуплотнитель

Расход воды, поступающей в осадкоуплотнитель с избыточным осадком

$$Q_{ок} = (1 - K) Q_p \quad (5.17.1)$$

$$Q_{ок} = (1 - 0,7) \cdot 1067,4 = 320,2 м^3 / ч$$

Площадь осадкоприемных окон

$$f_{ок} = \frac{Q_{ок}}{v_{ок}}, \quad (5.17.2)$$

где  $v_{ок} = 36 \div 54$  м/с.

$$f_{ок} = \frac{320,2}{39} = 8,2 м^2$$

длина окон

$$l_{ок} = \frac{f_{ок}}{h_{ок}}, \quad (5.17.3)$$

где  $h_{ок} = 0,2$  м – высота окон.

$$l_{ок} = \frac{8,2}{0,2} = 41 м$$

### 5.18 Отвод воды из осадкоуплотнителя

Расход воды через сборную дырчатую трубу

$$Q_{сб} = \frac{(1 - K) \cdot Q_p - Q_{ос}}{2}, \quad (5.18.1)$$

где  $Q_{ос}$  – потери воды при продувке осветлителя, м<sup>3</sup>/ч.

$$Q_{сб} = \frac{(1 - 0,7) \cdot 1067,4 - 3,74}{2} = 160 м^3 / ч = 0,044 м^3 / с$$

$$Q_{ос} = \frac{Q_p \cdot P_{ос}}{N \cdot 100}, \quad (5.18.2)$$

где  $P_{ос}$  – количество воды теряемое при сбросе осадка, %;  
 $N$  – количество осветлителей.

$$Q_{ос} = \frac{1067,4 \cdot 1,4}{4 \cdot 100} = 3,74 м^3 / ч$$

Диаметр сборной трубы

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{сб}}{n \cdot v_{сб}}} \quad (5.18.3)$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,044}{3,14 \cdot 0,5}} = 0,3 м$$

Принимаем 300мм  
Площадь отверстий в сборной трубе

$$\Sigma f_0 = \frac{q_{сб}}{\nu_0} \text{ м}^2 (5.18.4)$$

$$\Sigma f_0 = \frac{0,044}{1,5} = 0,03 \text{ м}^2 = 300 \text{ см}^2$$

число отверстий

$$n_0 = \frac{\Sigma f_0}{f_0} \quad (5.18.5)$$

$$n_0 = \frac{300}{3,14} = 96 \text{ шт.}$$

шаг отверстий

$$l_0 = \frac{l_{кор}}{n_0} \quad (5.18.6)$$

$$l_0 = \frac{12}{96} = 0,125 \text{ м}$$

высота осветителя

$$H_{осв} = \frac{B_{кор} - 2 \cdot v_{жс}}{2 \cdot \text{tg} \frac{\alpha}{2}}, \quad (5.18.7)$$

где  $B_{кор}$  – ширина коридора осветителя;  
 $v_{жс}$  – ширина одного желоба.

$$H_{осв} = \frac{3 - 2 \cdot 0,16}{2 \cdot \text{tg} \frac{30}{2}} = 5 \text{ м}$$

высота пирамидальной части осветителя

$$h_{пир} = \frac{B_{кор} - a}{2 \cdot \text{tg} \frac{\alpha}{2}}, \quad (5.18.8)$$

где  $a = 0,4$  м ширина коридора понизу;  
 $\alpha = 60^\circ - 90^\circ$  - наклон стенок к горизонту.

$$h_{нур} = \frac{3 - 0,4}{2 \cdot \operatorname{tg} \frac{90}{2}} = 1,3 \text{ м}$$

высота зоны взвешенного осадка вдоль вертикальных стенок

$$h'_{верт} = H_{осв} - h_{нур} - h_{защ} - h_{ок} \quad (5.18.9)$$

$$h'_{верт} = 5 - 1,3 - 1,5 - 0,2 = 2 \text{ м}$$

общая высота зоны взвешенного осадка

$$h_{з.в.о} = h'_{верт} + \frac{h_{нур}}{2} \quad (5.18.10)$$

$$h_{з.в.о} = 2 + \frac{1,3}{2} = 2,65 \text{ м}$$

объем осадкоуплотнителя

$$W = l_{кор} \left[ \epsilon_{о.у} \cdot h'_{верт} + 2 \left( \frac{h_{нур} \cdot 0,5 \cdot \epsilon_{о.у}}{2} \right) \right], \quad (5.18.11)$$

где  $\epsilon_{о.у}$  – ширина осадкоуплотнителя, м.

$$W = 12 \cdot \left[ 3 \cdot 2 + 2 \cdot \left( \frac{1,3 \cdot 0,5 \cdot 3}{2} \right) \right] = 95,4 \text{ м}^3$$

Количество осадка, поступающего в осадкоуплотнитель

$$Q_{ос} = \frac{C \cdot Q_p}{N \cdot 1000}, \quad (5.18.12)$$

где  $C$  – максимальная концентрация взвешенных веществ.

$$Q_{ос} = \frac{302,16 \cdot 1067,4}{4 \cdot 1000} = 80,63 \text{ кг / ч}$$

Продолжительность пребывания осадка в осадкоуплотнителе

$$T = \frac{W \cdot \delta_{cp}}{Q_{oc} \cdot 1000} \quad (5.18.13)$$

$$T = \frac{95,4 \cdot 30,216}{80,63 \cdot 1000} = 35,8ч$$

расход через осадкосборную трубу

$$Q_{oc} = \frac{W}{2 \cdot t}, \quad (5.18.14)$$

где  $t = 0,3$  ч – время отведения осадка.

$$Q_{oc} = \frac{95,4}{2 \cdot 0,3} = 159 м^3 / ч = 0,044 м^3 / с = 44 л / с$$

диаметр трубы

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{oc}}{\pi \cdot v}}, \quad (5.18.15)$$

где  $v \geq 1$  м/с – скорость движения воды в конце трубы.

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,044}{3,14 \cdot 1}} = 0,24 м = 240 мм$$

принимаем  $d = 250$  мм  
площадь отверстия в трубе

$$\Sigma f_0 = \frac{q_{oc}}{v_0}, \quad (5.18.16)$$

где  $v_0 = 3$  м/с – скорость воды в отверстиях труб.

$$\Sigma f_0 = \frac{0,044}{3} = 0,015 м^2 = 150 мм^2$$

число отверстий

$$n_0 = \frac{\Sigma f_0}{f_0} \quad (5.18.17)$$



$$n_0 = \frac{150}{3,14} = 50 \text{шт}$$

шаг отверстий

$$l_0 = \frac{l_{\text{кор}}}{n_0} \quad (5.18.18)$$

$$l_0 = \frac{12}{50} = 0,24 \text{м}$$

### 5.19 Скорый фильтр с зернистой загрузкой

Фильтр представляет собой резервуар, в нижней части которого расположено дренажное устройство, на которое укладывают слой поддерживающего материала и затем слой фильтрующей загрузки.

В курсовом проекте рассчитываем скорые фильтры с зернистой загрузкой. Скорые фильтры используют для осветления мутных и цветных вод после коагулирования (и отстаивания) при реагентном умягчении.

При промывке фильтр выключается, промывная вода подается снизу через распределительную систему и проходит слои гравия и песка в обратном направлении. Промывка длится 5-7 минут с интенсивностью 12-18 л/с в зависимости от фракции загрузки. Количество фильтров на станции должно быть не менее четырех. Скорые фильтры рассчитываются на работу в нормальном и форсированном режимах. Расчетный расход воды представлен в таблице 14.

Таблица 14– Расчетный расход воды

$Q_{\text{сут}}$ , м <sup>3</sup> /сут	$Q_{\text{ч}}$ , м <sup>3</sup> /ч	$Q_{\text{сек}}$ , м <sup>3</sup> /с
25258,4	1052,4	0,2923

Суммарная площадь фильтров

$$F = \frac{Q_{\text{сут}}}{T \cdot V_{\text{р.н}} - 3,6 \cdot n \cdot w \cdot t_1 - n \cdot t_2 \cdot V_{\text{р.н}}}, \quad (5.19.1)$$

где  $T=24$  ч – время работы станции в течении суток;

$w=16$  л/м<sup>2</sup>; – интенсивность промывки;

$t_1=0,1$  ч – продолжительность промывки;

$t_2=0,33$  часа – простой фильтра в связи с промывкой;

$n = 2$  – число промывок фильтрации в сутки;

$V_{p.n.} = 6 \text{ м/ч}$  – скорость фильтрования при нормальном режиме.

$$F = \frac{25258,4}{24 \cdot 6 - 3,6 \cdot 2 \cdot 16 \cdot 0,1 - 2 \cdot 0,33 \cdot 6} = 196,5 \text{ м}^2$$

$$N = 0,5\sqrt{F} \quad (5.19.2)$$

$$N = 0,5\sqrt{196,5} = 7 \text{ шт}$$

В соответствии с типовым проектом число фильтров принимаем 5.

Площадь фильтра

$$f = \frac{F}{N} \quad (5.19.3)$$

$$f = \frac{196,5}{5} = 39,3 \text{ м}^2$$

( $L = 6 \text{ м}$ ;  $B = 6 \text{ м}$ )

Скорость фильтрования при форсированном режиме

$$V_{p.ф.} = V_{p.n.} \cdot \frac{N}{N - N_1}, \quad (5.19.4)$$

где  $N_1 = 1$  количество осветлителей, находящихся в ремонте.

$$V_{p.ф.} = 6 \cdot \frac{5}{5 - 1} = 7,5 \text{ м/с}$$

## 5.20 Распределительная система фильтра

Количество промывной воды

$$q_{np} = f \cdot \omega, \quad (5.20.1)$$

где  $\omega = 16 \text{ л/с} \cdot \text{м}^2$  – интенсивность промывки фильтра.

$$q_{np} = 39,3 \cdot 16 = 629 \text{ л/с} \Rightarrow 0,629 \text{ м}^3 / \text{с}$$

Диаметр коллектора

$$d_{кол} = \sqrt{\frac{4 \cdot q_{np}}{\pi \cdot V_{кол}}} \quad (5.20.2)$$

$$d_{кол} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,629}{3,14 \cdot 2}} = 0,63 м \Rightarrow 630 мм$$

Ширина бм, длина бм.

Площадь фильтра на каждое ответвление распределительной системы

$$f_{омб} = (L - D_{кол}) \cdot m, \quad (5.20.3)$$

где  $m=0,27$  – расстояние между ответвлениями;

$L$  – длина фильтра, м.

$$f_{омб} = (6 - 0,6) \cdot 0,27 = 0,7 м^2$$

Расход воды через ответвления

$$q_{омб} = f_{омб} \cdot \omega \quad (5.20.4)$$

$$q_{омб} = 0,7 \cdot 16 = 11,2 л / с$$

Диаметр ответвления

$$d_{омб} = \sqrt{\frac{4 \cdot q_{омб}}{\pi \cdot V_{омбл}}} \quad (5.20.5)$$

$$d_{омб} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,112}{3,14 \cdot 1,9}} = 0,27 м = 80 мм$$

Суммарная площадь отверстий

$$\sum f_0 = \frac{\alpha \cdot f_\phi}{100} \quad (5.20.6)$$

$$\sum f_0 = \frac{0,25 \cdot 39,3}{100} = 0,0983 м^2 = 983 см^2 = 9,83 м^2$$

Количество отверстий в фильтре

$$n = \frac{B}{m}, \quad (5.20.7)$$

где  $B = 6$  м – ширина фильтра.

$$n = \frac{6}{0,25} = 24 \text{ отв.}$$

Число отверстий ответвлений

$$n_{\text{отв}} = \frac{\sum n_0}{n}, \quad (5.20.8)$$

где  $\sum n_0$  – число отверстий фильтра.

$$n_{\text{отв}} = \frac{1244}{24} = 52 \text{ отв.}$$

Число отверстий фильтра

$$\sum n_0 = \frac{\sum f_0}{f_0} \quad (5.20.9)$$

$$\sum n_0 = \frac{983}{0,79} = 1244 \text{ отверстия}$$

$$f_0 = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \quad (5.20.10)$$

$$f_0 = \frac{3,14 \cdot 1^2}{4} = 0,79 \text{ см}^2$$

Длина ответвления

$$l_{\text{отв}} = \frac{L - D_{\kappa}}{2} \quad (5.20.11)$$

$$l_{\text{отв}} = \frac{6 - 0,63}{2} = 2,7 \text{ м}$$

Шаг оси отверстий

$$l_0 = \frac{l_{\text{отв}}}{n_{\text{отв}}} \quad (5.20.12)$$

$$l_0 = \frac{2,7}{52} = 0,05 \text{ м} = 50 \text{ мм}$$

## 5.21 Отвод воды при промывке фильтров

Ширина желоба

$$B = K \cdot \sqrt[5]{\frac{q_{\text{жс}}^2}{(1,57 + a)^3}}, \quad (5.21.1)$$

где  $K=2,1$  – для желоба с треугольным лотком;  
 $a=1-1,5$  – отношение высоты прямоугольной части желоба к половине его высоты.

$$B = 2,1 \cdot \sqrt[5]{\frac{0,2^2}{(1,57 + 1)^3}} = 0,62 \text{ м}$$

Расход воды на один желоб

$$q_{\text{жс}} = \frac{q_{\text{нр}}}{\Pi_{\text{жс}}}, \quad (5.21.2)$$

где  $\Pi_{\text{жс}}=3$  – количество желобов.

$$q_{\text{жс}} = \frac{0,629}{3} = 0,2 \text{ м}^3 / \text{с}$$

Высота кромки желоба над поверхностью загрузки

$$\Delta h_{\text{жс}} = \frac{H_{\phi} \cdot l}{100} + 0,3, \quad (5.21.3)$$

где  $H_{\phi} = 0,7 \div 1,2$  – высота фильтрующего слоя;  
 $l$  – относительное расширение фильтрующей загрузки.

$$\Delta h_{\text{жс}} = \frac{1 \cdot 30}{100} + 0,3 = 0,6 \text{ м}$$

Расчет воды на промывку фильтра

$$P = \frac{\omega \cdot f \cdot t_1 \cdot 60 \cdot N}{Q_v \cdot T_p \cdot 1000} \cdot 100\% \quad (5.21.4)$$

$$P = \frac{16 \cdot 39,3 \cdot 6 \cdot 60 \cdot 5}{1052,4 \cdot 11,4 \cdot 1000} \cdot 100\% = 9,4\%$$

Время работы фильтра между промывками частей

$$T = T_0 - (t_1 + t_2 + t_3), \quad (5.21.5)$$

где  $t_1=0,1$  ч – продолжительность промывки;

$t_2=0,33$  часа – простой фильтра в связи с промывкой;

$t_3=0,17$ ч – продолжительность сброса первого фильтра в сток;

$T_0=8-12$  – рабочий фильтроцикл.

$$T = 12 - (0,1 + 0,33 + 0,17) = 11,4ч$$

Расстояние от дна желоба до дно сборного канала

$$H_{кан} = 1,73 \cdot \sqrt[3]{\frac{q_{кан}^2}{q \cdot v_{кон}^2}} + 0,2 \quad (5.21.6)$$

где  $q_{кан} = q_{пр} = 0,629$ м<sup>3</sup>/с;

$v_{кан} = 0,7$ м – ширина сборного канала.

$$H_{кан} = 1,73 \cdot \sqrt[3]{\frac{0,629^2}{9,81 \cdot 0,7^2}} + 0,2 = 0,95м$$

Площадь сечения

$$f_{кан} = B_{кан} \cdot H_{кан} \quad (5.21.7)$$

$$f_{кан} = 0,7 \cdot 0,95 = 0,665 м^2$$

Скорость движения воды в канале

$$V_{кан} = \frac{q_{кан}}{f_{кан}} \quad (5.21.8)$$

$$V_{кан} = \frac{0,629}{0,665} = 0,95 м / с$$

## 5.22 Потери напора при промывке фильтра

Потери напора в распределительной системе фильтра

$$h_{p.c.} = \left( \frac{2,2}{\alpha^2} + 1 \right) \cdot \frac{V_{кол}^2}{2g} + \frac{V_{p.m.}^2}{2g} \quad (5.22.1)$$

$$h_{p.c.} = \left( \frac{2,2}{0,59^2} + 1 \right) \cdot \frac{1,25^2}{2 \cdot 9,81} + \frac{1,7^2}{2 \cdot 9,81} = 0,73 м$$

Потери напора в фильтрующем слое

$$h_{\phi} = (a + e \cdot \omega) \cdot H_{\phi}, \quad (5.22.2)$$

где  $a = 0,6$  крупность зерен;

$w$  – интенсивность промывки.

$$h_{\phi} = (0,6 + 0,017 \cdot 16) \cdot 1 = 0,87 м$$

Потери напора в поддерживающих слоях

$$h_{n.c} = 0,022 \cdot H_{n.c} \cdot \omega \quad (5.22.3)$$

$$h_{n.c} = 0,022 \cdot 0,5 \cdot 16 = 0,18 м$$

Потери напора в подводящем трубопроводе

$$h_{n.m} = i \cdot l, \quad (5.22.4)$$

где  $i = 0,00818$  – гидравлический уклон.

$$h_{n.m} = 0,00818 \cdot 100 = 0,82 м$$

Потери в трубопроводах напора

$$h_{HT} = \frac{V^2}{2 \cdot g} \quad (5.22.5)$$

$$h_{HT} = \frac{2,7^2}{2 \cdot 9,81} = 0,37 м$$

Потери напора в местных сопротивлениях

$$h_{m.c.} = \sum \zeta \frac{V_{кол}^2}{2g}, \quad (5.22.6)$$

где  $V_{кол} = 1,8 \text{ м/с}$ ;

$\sum \zeta = \zeta_1 + \zeta_2 + \zeta_3 + \zeta_4$  - сумма коэффициентов местных сопротивлений;

$\zeta_1 = 0,984$  для колена;

$\zeta_2 = 0,26$  для задвижки;

$\zeta_3 = 0,5$ ;  $\zeta_4 = 0,92$  для тройника.

$$h_{м.с.} = 2,7 \cdot \frac{1,8^2}{2 \cdot 9,81} = 0,45 \text{ м}$$

Сумма потерь напора

$$\sum h = h_{р.с.} + h_{\phi} + h_{н.с.} + h_{н.т.} + h_{о.с.} + h_{м.с.} \quad (5.22.7)$$

$$\sum h = 0,73 + 0,87 + 0,18 + 0,82 + 0,37 + 0,45 = 3,418 \text{ м}$$

Геометрическая высота подъема воды от дна резервуара чистой воды до желоба

$$h_{г} = \Delta h_{ж} + H_{\phi} + 4,5 \quad (5.22.8)$$

$$h_{г} = 0,6 + 1 + 4,5 = 6,1 \text{ м}$$

Напор насоса

$$H = h_{г} + \sum h + h_{з.н.} \quad (5.22.9)$$

$$H = 6,1 + 3,418 + 1,5 = 11,02 \text{ м}$$

По значению  $H = 15,49 \text{ м}$  и  $q_{пр} = 0,225 \text{ м}^3/\text{с}$  принимаем насос марки Д-200-36, тип 4 А180 S4. Скорость вращения  $730 \text{ об/мин}^{-1}$ , мощность электродвигателя 22 кВт. Также устанавливается один резервный агрегат.

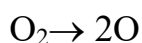
### 5.23 Расчет озонирующей установки

Для обеззараживания воды возможно использование озонирования, использование озона  $O_3$ . Озон имеет высокую окислительную способность, это объясняется легкостью отдачи атомарного атома кислорода. Окислительный потенциал озона 1,95В, а для хлора 1,35В. Благодаря высокому окислительному потенциалу озон легко взаимодействует со многими минеральными и органическими веществами, в том числе цитоплазмой клеток, легко разрушая. Озон действует быстрее, чем хлор в 15 – 20 раз, температура воды, рН, мутность и др. свойства оказывают меньшее влияние на процесс обеззараживания, чем



при хлорировании, что облегчает дозирование реагента и контроль за эффективностью обеззараживания.

В основе промышленного получения озона лежит реакция расщепления молекулы  $O_2$  на атомы с дальнейшим действием тихого лучевого разряда



Получение озона, осуществляется в озонаторах, рисунок 7.

Воздух забирается через фильтр 1 и компрессором 2 подается в охладитель 3, проходит через устройства для осушения 4 и поступает в озонаторы 6. Озон образуется в результате тихого электрического разряда в воздухе. Ток подается к озонаторам через трансформаторы 5. Для смешивания воды с озоном служат смесители (контактные резервуары) 10. Озон (вместе с воздухом) подается в смеситель по трубопроводу 7 через распределительную систему 11. Подача озона в воду может осуществляться через систему пористых труб. Обрабатываемая вода поступает в смеситель по трубе 12. Контакт воды с мельчайшими пузырьками озона происходит в условиях противотока. Озонированная вода поступает в карман (отсек 9) и отводится по трубе 8 в резервуар чистой воды.

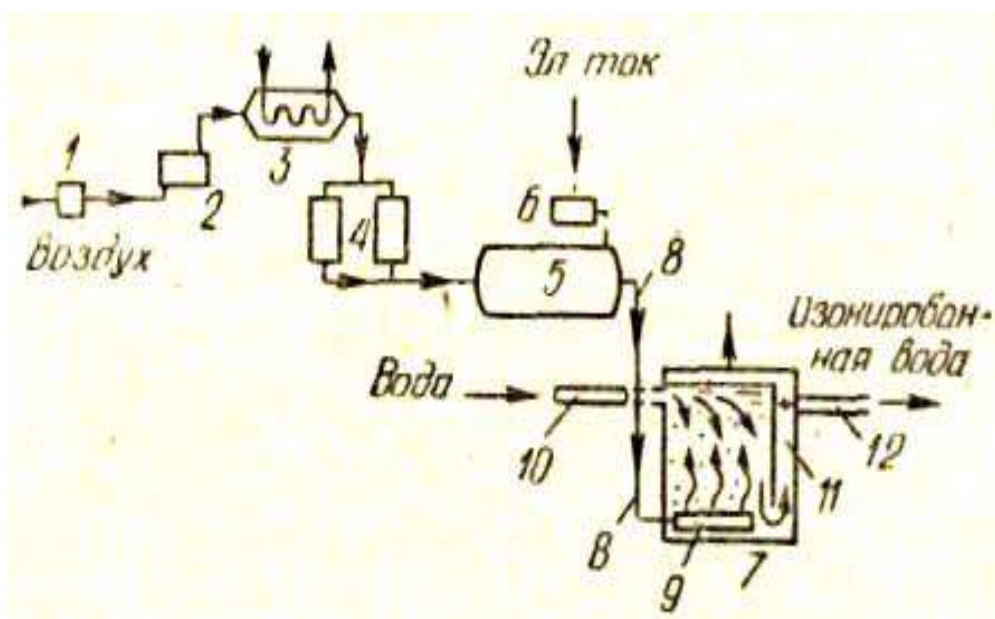


Рисунок 7—Схема установки для озонирования воды

Максимальный расчетный расход озона

$$Q_{oz} = \frac{Q_{сут} \cdot q_{oz}^{max}}{1000} \quad (5.23.1)$$

$$Q_{oz} = \frac{25258,4 \cdot 5}{1000} = 101 \text{ кг} / \text{сут} = 4,2 \text{ кг} / \text{ч}$$

Подбираем озонатор

Тип озонатора П-160

Номинальная производительность по озону – 4,8 кг/ч

Концентрация озона в озонозодушной смеси – 20 г/см<sup>2</sup>

Средний расход воздуха – 315 м<sup>3</sup>/ч

Рабочее давление – 0,7 кг\*с/см<sup>2</sup>

Мощность – 64 кВт

Завод изготовитель «Курганхиммаш»

Принят озонатор трубчатой конструкции производительностью G<sub>оз</sub>=4800 г/ч

Принимаем один рабочий и один резервный озонатор.

$$U = \frac{2}{\pi} U_p \cdot w(C_a(U_a - U_p) - C_n U_p) \quad (5.23.2)$$

$$U = \frac{2}{3,14} \cdot 5000 \cdot 50(26,1 \cdot (20000 - 5000) - 0,4 \cdot 10^6 \cdot 5000) = 62020 \text{ Вт} = 62 \text{ Вт}$$

## 5.24 Расчет контактной камеры для смешения озонно-воздушной смеси с водой.

Необходимая площадь поперечного сечения контактной камеры в плане

$$F_k = \frac{Q_{\text{час}} \cdot T}{n \cdot H}, \quad (5.24.1)$$

где  $Q_{\text{час}}$  – расход озонируемой воды в м<sup>3</sup>/ч;

$T$  – продолжительность контакта озона с водой (принимается в пределах 5-10 мин.);

$n$  – количество контактных камер;

$H$  – глубина слоя воды в контактной камере в м (принимается обычно 4,5-5 м.).

При  $Q_{\text{час}} = 1052,4 \text{ м}^3/\text{ч}$ ,  $T=0,1 \text{ ч}$ ,  $n = 2$  и  $H = 5 \text{ м}$

$$F_k = \frac{1052,4 \cdot 0,1}{2 \cdot 5} = 10,5 \text{ м}^2$$

Для равномерного распыления озонируемого воздуха у дна контактной камеры размещают перфорированные трубы. Принимаем керамическиепористые трубы.

Каркасом служит труба из нержавеющей стали(наружный диаметр 57 мм) с отверстиями диаметром 4-6 мм. На нее надевается фильтросная труба – керамический блок длиной l=500мм, внутренним диаметром 64 мм и наружным 92мм.

Активная поверхность блока т.е. площадь всех пор размером по 100 мк на керамической трубе, занимает 25% внутренней поверхности трубы, тогда

$$f_n = 0,25 \cdot \pi \cdot D_n \cdot l \quad (5.24.2)$$

$$f_n = 0,25 \cdot 3,14 \cdot 0,064 \cdot 0,5 = 0,0251 \text{ м}^2$$

При контакте озона с водой способом барботажа число подаваемого воздуха не находится в жесткой зависимости от числа обрабатываемой воды.

Это дает возможность контролировать подачу воздуха.

Величины этого отношения  $\alpha$  обычно принимают равными 0,27; 0,5 или 1. В данном случае

$$\alpha = \frac{Q_{\text{оз.б.}}}{Q_{\text{час}}} \quad (5.24.3)$$

$$\alpha = \frac{284}{1052,4} \approx 0,27$$

Тогда количество озонированного воздуха, подаваемого по распределительным трубам, составит

$$q_{\text{оз.б.}} = 1052,4 \cdot 0,27 = 284 \text{ м}^3 / \text{ч}$$

Площадь поперечного сечения магистральной(каркасной) распределительной трубы внутренним диаметром  $d = 49 \text{ мм}$  равна:  $f_{\text{тр}} = 0,00188 \text{ м}^2 = 18,8 \text{ см}^2$ .

Принимаем в каждой контактной камере по четыре магистральных распределительных трубы, уложенных на взаимных расстояниях(между осями) по 0,9м. Каждая труба состоит из восьми керамических блоков. При таком размещении труб принимаем размеры контактной камеры в плане 3,7x5,4м.

Расход озонированного воздуха, приходящегося на живое сечение каждой из четырех труб в двух камерах, будет

$$q_{\text{тр}} = \frac{q_{\text{оз.б.}}}{n \cdot 4} \quad (5.24.4)$$

$$q_{mp} = \frac{284}{2 \cdot 4 \cdot 3600} = 0,0099 \text{ м}^3 / \text{сек}$$

скорость движения воздуха в трубопроводе

$$v = \frac{q_{mp}}{f_{mp}} \quad (5.24.5)$$

$$v = \frac{0,0099}{0,00188} = 5,3 \text{ м} / \text{сек}$$

(рекомендуемая скорость 10-15 м/сек).

Суммарная активная площадь пор всех керамических труб, уложенных в одной камере

$$\sum f_{II} = m \cdot f_{II}, \quad (5.24.6)$$

где 4 – количество магистралей;

8 – количество керамических труб.

$$\sum f_{II} = 32 \cdot 0,0251 = 0,8 \text{ м}^2$$

Расход озонированного воздуха, поступающего в воду через пористую поверхность всех труб одной камеры

$$q = \frac{q_{оз.в.}}{60 \cdot n \cdot \sum f_{II}} \quad (5.24.7)$$

$$q = \frac{284}{60 \cdot 2 \cdot 0,8} = 2,9 \text{ м}^3 / \text{мин} \cdot \text{м}^2$$

Общее давление, которое должно быть на выходе распределительную систему озono-воздушной смеси, определяются по формуле Ю.Б. Багоцкого

$$H = H_{зудр} + \gamma_e \cdot \zeta \cdot \frac{v^2}{2g} + 0,001 \cdot A \cdot q + 0,3 \text{ м.вод, ст.}, \quad (5.24.8)$$

где  $H_{гидр}$  – гидростатическое давление в м вод. ст. (равное высоте слоя воды в камере);

$\gamma_в$  – плотность воздуха;

$$\zeta = \frac{2,2}{K_\omega^2} + 1, \quad (5.24.9)$$

где  $K_\omega = \sum \omega_0 / \omega$  – конструктивное отношение (рекомендуется принимать равным примерно 0,5);

$\omega_0$  – площадь одного отверстия на каркасной трубе в м<sup>2</sup>;

$\omega$  – площадь сечения распределительной каркасной трубы в м<sup>2</sup>;

$A$  – коэффициент, зависящий от условного диаметра пор на керамической трубе  $d=100$ мм и равный  $A = \frac{2 \cdot 10^4}{d^{1,9}}$ ;

0,3 – избыточное давление.

В данном примере при диаметре одного отверстия 0,005м  $\omega_0=0,0000196$  м<sup>2</sup> при 50 отверстиях на 1 пог.м  $\sum \omega_0=0,00096$  м<sup>2</sup>, а  $\omega = f_{пр} = 0,00188$  м<sup>2</sup>. Следовательно,  $K_\omega = 0,00096 / 0,00188 \approx 0,52$

Таким образом

$$H = 5 + 0,00125 \left( \frac{2,2}{0,52^2} + 1 \right) \cdot \frac{2,39^2}{2 \cdot 9,81} + 0,001 \cdot 3,17 \cdot 5,4 + 0,3 = 5,32 \text{ м. вод. ст.}$$

## 5.25 Хлораторная установка для дозирования жидкого хлора

Обеззараживание воды с целью уничтожения имеющихся в ней микробов, бактерий достигается обычно хлорированием. Для этой цели применяется газообразный хлор, хлорная известь, гипохлорид натрия NaClO, гипохлорид кальция.

Хлорирование осуществляется в два этапа:

1) Предварительное хлорирование осуществляется с целью окисления органических веществ и улучшение процессов коагуляции, флокуляции. Доза хлора при этом составляет  $D_{хл} = 5 \div 10$  мг/л

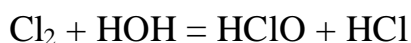
2) Вторичное хлорирование проводится с целью обеззараживания осветленной воды. Доза хлора на этом этапе составляет  $5 \div 10$  мг/л. Вторичное хлорирование проводят обычно перед поступлением осветленной воды в РЧВ.

Хлор вводится таким образом, чтобы время контакта с водой было 30 минут. Для снижения времени контакта воды с хлором и улучшение процесса обеззараживания, в воду вводится аммиак или аммиачные растворы,

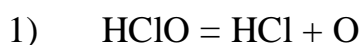
доза которых составляет 1 мг на 4 мг хлора. Время контакта снижается при этом на 20-30%. При наличии в воде фенолов производят предварительноаммонизацию воды с целью предотвращения образования дурно пахнущих соединений, затем вода хлорируется.

При отсутствии аммиака водуперехлорируют дополнительной дозой хлора 5÷10 мг/л. При этом хлорфенольные запахи будут отсутствовать, но остаточная доза хлора будет превышать нормативную 0,3-0,5 мг/л. В этом случае, перед подачей воды потребителю воду дехлорируют с помощью реагентов (тиосульфат  $\text{Na}_2\text{S}_2\text{O}_3$ , сульфит натрия  $\text{Na}_2\text{SO}_3$ ).

Дозу обеззараживающего реагента выбирают таким образом, чтобы после окисления всех примесей в воде оставалось некоторое количество избыточного хлора – остаточный хлор. При обработке воды жидким (газообразным) хлором происходит образование хлорноватистой и соляной кислоты.



Далее происходит диссоциация образовавшейся хлорноватистой кислоты с образованием гипохлорит – ионов  $\text{ClO}^-$  атомарного кислорода  $\text{O}_2$  т.е.



Атомарный кислород  $\text{O}$  обладает бактерицидным свойством

2)  $\text{HCl} = \text{H}^+ + \text{ClO}^-$  – по данной теории бактерицидными свойствами обладает гипохлорит – ион  $\text{ClO}^-$ . Обеззараживание воды хлором желательно производить при больших значениях pH до введения в воду извести или другого щелочного реагента.

Хлор поступает на станцию в металлических баллонах в сжиженном состоянии под давлением 600-800 кПа. Стандартные баллоны содержат 25-40 (малые) и 100 (большие) кг жидкого хлора. Из баллонов хлор подается в воду через специальные приборы – хлораторы, в которых осуществляется его дозирование и смешение с некоторым количеством воды. Получаемая хлорная вода поступает в обрабатываемую воду.

Расход хлора для вторичного хлорирования

$$Q_{\text{хл}}'' = \frac{Q_{\text{сум}} \cdot D_{\text{хл}}''}{24 \cdot 1000} \quad (5.25.1)$$

$$Q_{\text{хл}}'' = \frac{25258,4 \cdot 1}{24 \cdot 1000} = 1,05 \text{ кг / ч}$$

Общий расход хлора

$$Q_{xl} = Q_{xl}'' = 1,05 \text{ кг/ч} \quad (5.25.2)$$

Число баллонов для хлора

$$n_{\text{общ}} = \frac{Q_{xl}}{S_{\text{бал}}} \quad , \quad (5.25.3)$$

где  $S_{\text{бал}} = 0,5 \div 0,7$  кг/ч – объем хлора с одного баллона без искусственного подогрева при температуре воздуха в помещении  $10^\circ\text{C}$ /

$$n_{\text{общ}} = \frac{1,05}{0,5} \text{ шт.}$$

Объем хлора с бочки

$$q_{\text{б}} = F_{\text{б}} \cdot S_{xl} \quad , \quad (5.25.4)$$

где  $F_{\text{б}} = 3,65 \text{ м}^2$  – площадь боковой поверхности бочки;  
 $S_{xl} = 3 \text{ кг/ч}$  – объем хлора с  $1 \text{ м}^2$  боковой поверхности бочки.

$$q_{\text{б}} = 3,65 \cdot 3 = 10,95 \text{ кг/ч}$$

Количество бочек – испарителей

$$n_{\text{боч}} = \frac{Q_{xl}}{q_{\text{б}}} \quad (5.25.5)$$

$$n_{\text{боч}} = \frac{1,05}{10,95} \approx 1 \text{ шт.}$$

Число стандартных баллонов

$$n = \frac{Q_{xl}}{V_{xl}} \quad , \quad (5.25.6)$$

где  $V_{xl} = 5 \text{ кг/ч}$  – объем хлора с одного стандартного баллона.

$$n = \frac{1,05}{5} \approx 1 \text{ баллон}$$

Количество стандартных баллонов хлораторной

$$N = 3 \cdot n_{\text{сут}} \quad (5.25.7)$$

$$N = 3 \cdot 0,46 = 2 \text{шт.}$$

Суточная потребность в стандартных баллонах

$$n_{\text{сут}} = \frac{Q_{\text{хл}}^{\text{сут}}}{55} \quad (5.25.8)$$

$$n_{\text{сут}} = \frac{1,05 \cdot 24}{55} = 0,46$$

Количество баллонов на расходном складе

$$n_{\text{о}} = \frac{Q_{\text{хл}}^{\text{сут}} \cdot 30}{55} \quad (5.25.9)$$

$$n_{\text{о}} = \frac{25,25 \cdot 30}{55} \approx 14 \text{баллонов}$$

Принимаем хлораторную марки ЭН-5. Средняя производительность 0,208 м<sup>3</sup>/ч, расход соли на 1 кг активного хлора 12-15 кг/ч, расход электроэнергии 7 кВт\*ч. Производительность 2,4-2,6 кг, рекомендуемое число циклов за 1 сутки 2

## 5.26 Расчет шламоуплотнителя

Диаметр шламоуплотнителя

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot F}{\pi \cdot n}}, \quad (5.26.1)$$

где  $F$  – необходимая площадь шламоуплотнителя;

$n = 1$  – количество шламоуплотнителей.

$$F = \beta \cdot \frac{Q_{\text{ч}}}{3,6 \cdot v_p}, \quad (5.26.2)$$

где  $\beta = 1,3 \div 1,5$ ;

$v_p = 0,6$  мм/с – расчетная скорость восходящего потока воды;

$Q_{\text{ч}}$  – расход воды на удаление осадка.

1067,4 – 100%

x - 1,4%



$$x = Q_{\text{ч}} = 14,94 \text{ м}^3/\text{ч}$$

$$F = 1,5 \cdot \frac{14,94}{3,6 \cdot 0,6} = 10,375 \text{ м}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 10,375}{3,14 \cdot 1}} = 3,6 \text{ м}$$

Принимаем шламоуплотнитель  $d = 3 \text{ м}$   
 Объем уплотненного осадка

$$W_{\text{упл}} = \frac{W \cdot 94}{98} \quad (5.26.3)$$

где  $W = 299,4 \text{ м}^3$  – объем поступающего за сутки осадка.

$$W_{\text{упл}} = \frac{299,4 \cdot 94}{98} = 287,2 \text{ м}^3$$

$$W = \frac{T \cdot Q_{\text{сум}} \cdot (C_p - m)}{\delta}, \quad (5.26.4)$$

где  $T = 1 \text{ сут.}$  – работа между очистками;  
 $m = 8-12 \text{ кг/л}$  – количество взвеси при выходе.

$$W = \frac{1 \cdot 25617(302,16 - 10)}{25000} = 299,4 \text{ м}^3$$

## 5.27 Расчет вакуум – фильтров

Расчет вакуум – фильтрации по сухому веществу

$$M_{\text{сх}} = \frac{W_{\text{упл}} \cdot (100 - B_{\text{л}}) \cdot \gamma_{\text{ос}}}{100}, \quad (5.27.1)$$

где  $B_{\text{л}} = 94\%$  – влажность осадка после шламоуплотнителя;  
 $\gamma_{\text{ос}} = 1,1 \text{ т/м}^3$  – объемный вес осадка.

$$M_{\text{сх}} = \frac{287,2 \cdot (100 - 94) \cdot 1,1}{100} = 1,8 \text{ м} / \text{сут}$$

Требуемая площадь вакуум – фильтров

$$F_{\text{в.ф.}} = \frac{M_{\text{сyx}} \cdot 1000}{T_{\text{в.ф.}} \cdot K}, \quad (5.27.2)$$

где  $T_{\text{в.ф.}} = 16$  ч – время работы вакуум-фильтров в сутки;

$K = 24$  коэффициент характеризующий нагрузку на  $1 \text{ м}^2$  поверхности вакуум фильтров.

$$F_{\text{в.ф.}} = \frac{1,8 \cdot 1000}{16 \cdot 24} = 4,9 \text{ м}^2$$

Подбираем вакуум-фильтры:

2 рабочих и 1 резервный БОУ – 5 – 1,75

площадь поверхности фильтрования  $5 \text{ м}^2$

диаметр барабана 1762 мм

длина барабана 960 мм

частота вращения барабана 0,13 – 2 об/мин

объем жидкости в корыте 1300 л

мощность эл/двигателя привода барабана 1,1 кВт

габаритные размеры 2680×2410×2650 мм

масса фильтра с приводами 4990 кг

Производительность вакуум насоса

$$W_{\text{вн}} = N \cdot n \cdot 0,5 \quad (5.27.3)$$

$$W_{\text{вн}} = 1,1 \cdot 2 \cdot 0,5 = 1,1 \text{ кВт}$$

Расход сжатого воздуха

$$W_{\text{с.в}} = N \cdot n \cdot 0,1 \quad (5.27.4)$$

$$W_{\text{с.в}} = 1,1 \cdot 2 \cdot 0,1 = 0,22 \text{ м}^3 / \text{мин}$$

## 5.28 Расчет резервуара чистой воды

Объем резервуара чистой воды (РЧВ)

$$W_{\text{РЧВ}} = W_{\text{ак}} + W_{\text{дон}} + W_{\text{соб}}, \quad (5.28.1)$$

где  $W_{\text{ак}}$  – аккумулирующий объем на 3 часа неприкосновенного запаса,  $\text{м}^3$ ;

$W_{\text{дон}}$  – дополнительный запас воды в РЧВ,  $\text{м}^3$ ;

$W_{\text{соб}}$  – объем воды на собственные нужды станции,  $\text{м}^3$ .

аккумулирующий объем

$$W_{ак} = 3 \cdot Q_{ч}^{max} \quad (5.28.2)$$

$$W_{ак} = 3 \cdot 1067,4 = 3202,2 м^3$$

дополнительный запас воды в РЧВ

$$W_{дон} = 3 \cdot Q_{дон} \quad (5.28.3)$$

$$W_{дон} = 3 \cdot 40,5 = 121,5 м^3$$

объем воды на собственные нужды станции

$$W_{соб} = W_{ос.изб} + W_{фил} \quad (5.28.4)$$

$$\begin{aligned} 1067,4 &- 100\% \\ x &- 1,4\% \\ x &= 14,94 м^3/ч \end{aligned}$$

$$W_{ос.изб} = 14,94 \cdot 0,5 = 7,47 м^3/ч$$

$$\begin{aligned} 1067,4 &- 100\% \\ x &- 9,4\% \\ x &= 100,3 м^3/ч \end{aligned}$$

$$W_{фил} = 100,3 \cdot 0,1 = 10,03 м^3/ч$$

$$W_{РЧВ} = 3202,2 + 121,5 + 17,5 = 3341,2 м^3$$

площадь РЧВ

$$F = \frac{W_{РЧВ}}{h}, \quad (5.28.5)$$

где  $h = 4,5$  м – глубина РЧВ.

$$F = \frac{3341,2}{4,5} = 742,5 м^2$$

размеры в плане 18×16.

## 5.29 Фторирование воды

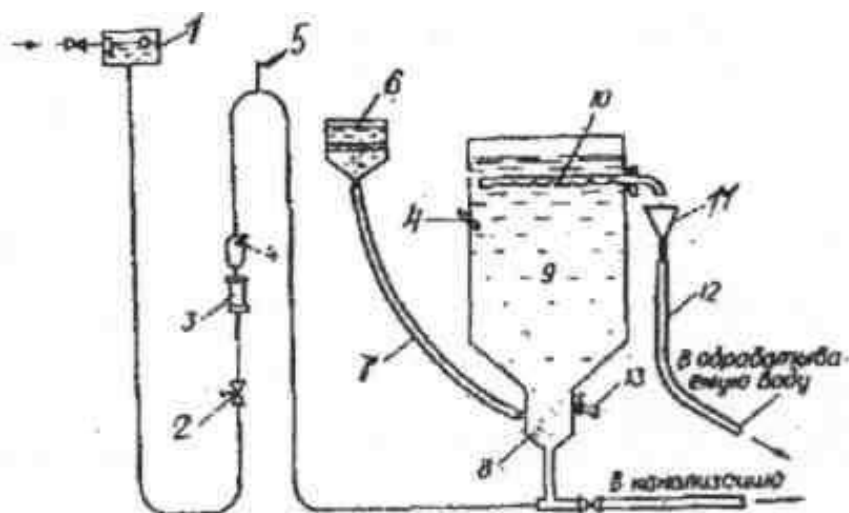
Как показывает опыт использования для питьевых целей природных вод, содержащих фтор  $F^-$ , содержание фтора в воде не должно превышать

определенные пределы. Недостаток фтора в используемой воде вызывает распространение среди населения кариеса зубов.

Содержание фтора в соответствии ГОСТ 2874 – 82 в воде должно быть  $0,7 \pm 1,5$  мг/л. При концентрации  $F^-$  менее 0,5 мг/л необходимо проводить фторирование воды. При фторировании в условиях умеренного климата рекомендуемое содержание фтора в воде находится в пределах 0,9-1 мг/л.

Фторирование осуществляется путем добавления к воде в определенных дозах различных фторсодержащих веществ. Практическое применение получили следующие фтористые реагенты: фтористый натрий  $NaF$ , кремнефтористый натрий  $Na_2SiF_6$ , кремнефтористый аммоний  $(NH_4)_2SiF_6$  и другие  $(Al_2F \cdot SO_4 \cdot H_2O)$

Для фторирования используют фтораторные установки (рисунок 8), их оборудуют аппаратурой для приготовления реагента, растворов фторсодержащих веществ с малой растворимостью, например  $Na_2SiF_6$ . Растворы готовят насыщенными или ненасыщенными. В первом случае используют сатураторы одинарного насыщения; во втором случае – расходные баки смешиванием или воздушным перемешиванием.



1 – Бачок постоянного уровня; 2 – Вентиль; 3 – Ротаметр; 4 – Термометр; 5 – Воздушник; 6 – Воронка для реагента; 7 – Реагентопровод; 8 – Зона насыщения в сатураторе; 9 – Отстойная часть сатуратора; 10 – Дырчатая труба; 11 – Воронка; 12 – Шланг; 13 – Пробоотборный кран

Рисунок 8– Установки для фторирования воды с сатуратором

Расход насыщения раствора реагента

$$Q_n = \frac{Q_u}{K_n} \cdot [n \cdot a - [F^-]] \cdot \frac{100}{K} \quad (5.29.1)$$

где  $K_n = 4,3$  г/л – концентрация насыщенного раствора в сатураторе, г/л;

$n = 1,1$  – коэффициент при вводе фтора перед скорыми фильтрами;

$a$  – содержание фтора в обработанной воде равно зимой 1 мг/л;

$K = 60,6\%$  – содержание чистого фтора в веществе  $\text{Na}_2\text{SiF}_6$ ;

$F = 0,5$  мг/л – содержание чистого фтора в исходной воде.

В качестве фтористого реагента используют кремнефтористый натрий  $\text{Na}_2\text{SiF}_6$

$$Q_n = \frac{1067,4}{4,3} \cdot [1,1 - [0,3]] \cdot \frac{100}{60,6} = 327,6 \text{ л/час}$$

Площадь сечения цилиндрической части сатуратора

$$F_u = \frac{Q_n}{3600 \cdot v}, \quad (5.29.2)$$

где  $v = 0,05-0,1$  мм/с – скорость движения воды в цилиндрической части.

$$F_u = \frac{327,6}{3600 \cdot 0,1} = 0,9 \text{ м}^2$$

Диаметр сатуратора

$$D_c = \sqrt{\frac{4 \cdot F_u}{\pi}} \quad (5.29.3)$$

$$D_c = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,9}{3,14}} = 1,1 \text{ м}^2$$

Высота цилиндрической части сатуратора

$$H_u = 3,6 \cdot v \cdot t, \quad (5.29.4)$$

где  $t$  – время пребывания в сатураторе,  $t = 7$  ч.

$$H_u = 3,6 \cdot 7 \cdot 0,1 = 2,52 \text{ м}$$

Объем цилиндрической части сатуратора

$$W_u = H_u \cdot F_u \quad (5.29.5)$$

$$W_u = 2,52 \cdot 0,9 = 2,27 \text{ м}^3$$

Высота нижней конической части сатуратора

$$H_{\kappa} = \frac{1}{2} \cdot (D_c - d) \cdot \operatorname{ctg} \frac{60}{2}, \quad (5.29.6)$$

где  $d = 0,35$  м.

$$H_{\kappa} = 0,5 \cdot (0,4 - 0,35) \cdot 1,73 = 0,04 \text{ м}$$

Объем нижней конической части сатуратора

$$W_{\kappa} = \frac{1}{3} \cdot \pi \cdot h \left[ \left( \frac{D}{2} \right)^2 + \left( \frac{d}{2} \right)^2 + \frac{D \cdot d}{4} \right] \quad (5.29.7)$$

$$W_{\kappa} = \frac{1}{3} \cdot 3,14 \cdot 0,04 \left[ \left( \frac{0,4}{2} \right)^2 + \left( \frac{0,35}{2} \right)^2 + \frac{0,4 \cdot 0,35}{4} \right] = 0,004 \text{ м}^3$$

Общий объем сатуратора

$$W_c = W_{\psi} + W_{\kappa} \quad (5.29.8)$$

$$W_c = 0,144 + 0,004 = 0,148 \text{ м}^3$$

Общая высота сатуратора

$$H_c = H_{\psi} + H_{\kappa} \quad (5.29.9)$$

$$H_c = 1,8 + 0,04 = 1,84 \text{ м}$$

### 5.30 Интенсификация схемы водоподготовки

Озонирование – один из перспективных методов обработки воды с целью ее обеззараживания и улучшения органолептических показателей.

Озонирование имеет существенные преимущества перед другими методами обеззараживания воды, которые обеспечивают высокие эффект обработки воды и технико-экономические показатели: компактность установок, удобство их эксплуатации, отсутствие громоздкого реагентного хозяйства, возможность полной автоматизации процесса.

Свойства, принцип действия и условия применения озона. Озон является аллотропической модификацией кислорода и при нормальной температуре и давлении представляет собой газ светло-голубого цвета. При температуре  $111,9^{\circ}\text{C}$  озон переходит в нестойкую жидкость темно-синего цвета.

Температура плавления озона  $-192,5$  °С. В технологии очистки воды применяется газообразный озон. При  $0^{\circ}\text{C}$  и давлении  $0,1$  МПа растворимость чистого озона составляет  $0,68$  г/л, масса  $1$  л газа -  $2,144$  г.

Одним из способов обеззараживания сточных вод возможно воздействие на воду ультразвука.

Обеззараживание и очистка воды ультразвуком считается одним из новейших методов дезинфекции, ультразвуковое воздействие на потенциально опасные микроорганизмы не часто применяется в фильтрах обеззараживания сточных вод, однако его высокая эффективность позволяет говорить о перспективности этого метода обеззараживания воды.

Подбор установки УДВ 1000 подбираем по производительности.

Характеристики установки:

Производительность -  $1000\text{м}^3/\text{ч}$

Энергопотребление –  $12,8$  кВт

## **6 Определение объёмов земляных работ при траншейной прокладке наружного трубопровода**

Объемы земляных работ рассчитаны для участков 5-4, 4-7 кольцевой водопроводной сети.

Исходные данные для проектирования:

Материал труб – поливинилхлорид;

Величина условного прохода –  $400$  мм;

Грунт – суглинок;

Сезон строительства – лето;

Глубина сезонного промерзания –  $2,6$  м;

Длина трубопровода –  $1900$  м;

Уклон трубопровода –  $0,002$

Наименьшая глубина прокладки наружных водопроводных труб определяется по формуле

$$h_1 = H_{mp} + 0,5, (6.1)$$

где  $h_1$ – наименьшая глубина прокладки трубопровода (в начале трубопровода);  
 $H_{mp}$  – глубина сезонного промерзания.

$$h_1 = 2,6 + 0,5 = 3,1\text{м}$$

$$h_2 = h_1 \cdot i \cdot L_{mp}, (6.2)$$

где  $i$  – уклон трубопровода;

$L_{mp}$ – длина трубопровода.

$$h_2 = 3,1 \cdot 0,002 \cdot 1900 = 6,9 \text{ м}$$

$$h_{cp} = \left( \frac{h_1 + h_2}{2} \right) \quad (6.3)$$

$$h_{cp} = \left( \frac{3,1 + 6,9}{2} \right) = 5 \text{ м}$$

Объём выемки грунта определяется по формуле

$$V = \left( \frac{F_1 + F_2}{2} \right) \cdot L_{mp}, \quad (6.4)$$

где  $F_1, F_2$  – соответственно площади поперечного сечения в начале и конце траншеи.

При трапециидальной форме поперечного сечения траншеи

$$F_1 = \frac{h_1(B + E_1)}{2} = h_1(B + m \cdot h_1) \quad (6.5)$$

$$F_2 = \frac{h_2(B + E_2)}{2} = h_2(B + m \cdot h_2), \quad (6.6)$$

где  $B$  – ширина траншеи по дну

$E_1, E_2$  – соответственно ширина траншеи поверху в начале и конце траншеи;

$m$  – коэффициент заложения откосов траншеи ( $m = \text{tg} \alpha$ ).

Значение коэффициента  $m$  для суглинка с  $h_{cp} = 5$  м принимаем равным  $m = 0,75$ .

ГОСТ 18599-2001. Участки запроектированы из полиэтиленовых труб ГОСТ 18599-2001  $d_y = 400$  мм. Масса 1 м трубы 34,2 кг. Длина трубы 10 м.

Ширина траншеи по дну определяется в зависимости от материала, типа трубы и ее наружного диаметра по справочнику

$$B = 0,2 + 0,5 = 0,7 \text{ м}$$

$$F_1 = 3,1 \cdot (0,7 + 0,75 \cdot 3,1) = 9,4 \text{ м}^2$$

$$F_2 = 6,9 \cdot (0,7 + 0,75 \cdot 6,9) = 40,5 \text{ м}^2$$

$$E_1 = B + 2mh_1 \quad (6.7)$$

$$E_2 = B + 2mh_2 \quad (6.8)$$



$$E_1 = 0,7 + 2 \cdot 0,75 \cdot 3,1 = 5,35 \text{ м}$$

$$E_2 = 0,7 + 2 \cdot 0,75 \cdot 6,9 = 11,05 \text{ м}$$

$$E_{cp} = \frac{E_1 + E_2}{2} = \frac{5,35 + 11,05}{2} = 8,2 \text{ м} \quad (6.9)$$

$$V = \left( \frac{9,4 + 40,5}{2} \right) \cdot 1900 = 47405 \text{ м}^3$$

$$F_{cp} = \frac{F_1 + F_2}{2} \quad (6.10)$$

$$F_{cp} = \frac{9,4 + 40,5}{2} = 24,95 \text{ м}^2$$

Весь объём грунта подлежащий разработке определяется по формуле

$$V = V_M + V_P, \quad (6.11)$$

где  $V_M, V_P$  – соответственно объём грунта, разрабатываемый механическим способом и вручную.

$$V_M = V_M^1 + V_M^2, \quad (6.12)$$

где  $V_M^1, V_M^2$  – соответственно объём грунта, разрабатываемый экскаватором при отрывке траншеи и котлованов под колодцы.

$$V_M^1 = \left( F_{cp} + \frac{m[(h_1 - 0,2) + (h_2 - 0,2)]^2}{12} \right) \cdot l_1, \quad (6.13)$$

где  $l_1$  – длина трубопровода без суммарной длины котлованов под колодцы на всей трассе.

$$l_1 = L - a_2 \cdot N, \quad (6.14)$$

где  $a_2$  – длина котлована под колодец поверху;

$N$  – количество котлованов,  $N = \frac{L}{100} + 1 = \frac{1900}{100} + 1 = 20$

$$a_2 = a_1 + 2m \cdot h_{cp}, \quad (6.15)$$

где  $a_1$  – длина котлована под колодез понизу.

Подбор колодца.

Требуемый размер рабочей камеры колодца в плане равен строительной длине задвижки плюс 1 м.  $L_{зад}=0,28$  м.

Принимаем задвижку по ГОСТ 9698-86

Материал задвижки – чугун;

Габариты задвижки по высоте – 1,85 м;

Масса задвижки – 521 кг;

Тип присоединения к трубопроводу- фланцевое;

Строительная длина задвижки – 0,28 м.

Требуемый размер рабочей камеры колодца

$$L_{зад}+1=0,28+1=1,28 \text{ м}$$

Фактический размер длины рабочей камеры в плане принимаем 1,5 м.

Требуемый размер высоты рабочей камеры колодца

$$H_{тр} = H_{зад} + 0,7 \geq 1,8 \text{ м} \quad (6.16)$$

$$H_{тр} = 1,85 + 0,7 \geq 1,8 \text{ м}$$

Принимаем

Плита днища колодца: марка ПН20-1 по ГОСТ 8020-90;

Диаметр – 2,5 м;

Толщина плиты – 0,12 м;

Масса плиты – 1420 кг.

Рабочая камера колодца состоит из:

Колец марки КЦ–15–9 (2 шт.)

Внутренний диаметр – 1,5 м;

Наружный диаметр – 1,68 м;

Высота – 0,9 м;

Толщина стенки кольца – 0,09 м;

Масса кольца – 1000 кг.

Плита перекрытия:

Марка КЦП 1–15;

Внутренний диаметр лаза – 0,7 м;

Наружный диаметр лаза – 1,68 м;

Толщина плиты – 0,15 м;

Расстояние между осями кольца и лаза – 0,4 м;

Масса – 1280 кг.

Высота горловины вычисляется по формуле

$$H_{гор} = H_{сп} - (H_{р.к.к.}^{\Phi} + 0,15 + 0,12 + 0,2) \quad (6.17)$$

$$H_{\text{сop}} = 3,25 - (2,5 + 0,15 + 0,12 + 0,2) = 0,23 \text{ м}$$

Горловина состоит из:

Кольца марки КЦ 7–3;

Внутренний диаметр – 0,7 м;

Наружный диаметр – 0,84 м;

Высота – 0,3 м;

Толщина стенки – 0,07 м;

Масса – 130 кг.

Сверху для устойчивости кладется плита опорная марки КЦО-2,

Внутренний диаметр – 1 м;

Толщина плиты – 0,15 м;

Длина и ширина – 1,7 м;

Масса плиты – 800 кг.

Кольцо опорное марки КЦО–1:

Внутренний диаметр – 0,58 м;

Наружный диаметр – 0,84 м;

Толщина кольца – 0,07 м,

Масса – 50 кг.

Длина трубопровода без суммарной длины котлованов под колодцы на всей трассе

$$a_2 = 2,7 + 2 \cdot 0,75 \cdot 5 = 10,2 \text{ м}$$

$$a_1 = b_1 = 2,7 \text{ м.}$$

$$l_1 = 1900 - 10,2 \cdot 20 = 1696 \text{ м.}$$

$$V_M^1 = \left( 24,95 + \frac{0,75[(3,1 - 0,2) + (6,9 - 0,2)]^2}{12} \right) \cdot 1696 = 52084 \text{ м}^3.$$

Объём грунта, извлекаемый экскаватором для устройства котлованов под колодцы, определяется по формуле

$$V_M^2 = h_{\text{cp}} \left( [2a_1 + a_2] \cdot b_1 + [2a_2 + a_1] \cdot b_2 \right) \cdot \frac{N}{6} \quad (6.18)$$

$$V_M^2 = 5 \left( [2 \cdot 2,7 + 10,2] \cdot 2,7 + [2 \cdot 10,7 + 2,7] \cdot 10,2 \right) \cdot \frac{20}{6} = 4799 \text{ м}^3$$

$$V_M = 52084 + 4799 = 56883 \text{ м}^3$$

Объём грунта, разрабатываемый вручную

$$V_p = V_p^1 + V_p^2, \quad (6.19)$$

где  $V_p^1$  – объём грунта, разрабатываемый вручную, при рытье недобора;  
 $V_p^2$  – объём грунта, разрабатываемый вручную, при рытье прямков.

$$V_p^1 = h_{\text{нед}} (B \cdot l_1^H + a_2 \cdot b_1 \cdot N), \quad (6.20)$$

где  $h_{\text{нед}}$  – глубина недобора, равная 5-20 см, принимаем  $h_{\text{нед}}=0,2$  м;  
 $l_1^H$  – длина трубопровода без суммарной длины под колодцы, считая понизу.

$$l_1^H = L - a_1 \cdot N \quad (6.21)$$

$$l_1^H = 1900 - 2,7 \cdot 20 = 1846 \text{ м}$$

$$V_p^1 = 0,2(0,7 \cdot 1846 + 10,2 \cdot 2,7 \cdot 20) = 136 \text{ м}^3$$

$$V_p^2 = V_{np} \cdot N_{np}, \quad (6.22)$$

где  $N_{np}$  – количество прямков;  
 $V_{np}$  – объём одного прямка.

$$N_{np} = \frac{L - D_{\text{к.вн}} \cdot N}{l_{np}}, \quad (6.23)$$

где  $D_{\text{к.вн}}$  – внутренний диаметр рабочей камеры колодца.

$$N_{np} = \frac{1900 - 1,5 \cdot 20}{10} = 187$$

$$V_{np} = a' \cdot b' \cdot c' \quad (6.24)$$

где  $a'$ ,  $b'$ ,  $c'$  – соответственно длина, ширина и глубина прямка,  $a'=0,6$  м,  $c'=0,2$  м,  $b' = d_{\text{нар}} + 0,5 = 0,2 + 0,5 = 0,7$  м.

$$V_{np} = 0,6 \cdot 0,7 \cdot 0,2 = 0,084 \text{ м}^3$$

$$V_p^2 = 0,084 \cdot 187 = 15,7 \text{ м}^3$$

$$V_p = 136 \cdot 15,7 = 151,7 \text{ м}^3$$

$$V = 56883 \cdot 151,7 = 57034,7 \text{ м}^3$$

### 6.1 Определение объема грунта, подлежащего вывозу в отвал за пределы строительства

Большая часть грунта, получающегося при копке траншеи и котлованов под колодцы будет нужна для обратной засыпки после монтажа и предварительного испытания трубопровода.

Избыточный грунт подлежит вывозу в отвал за пределы строительства.

$$V_0^e = (V_{тр} + V_{кол}) \cdot K_{пр}, \quad (6.1.1)$$

где  $K_{пр}$  – коэффициент первоначального увеличения объема грунта при его рыхлении;

$V_{тр}, V_{кол}$  – соответственно объём грунта вытесняемый трубопроводом и колодцами.

В зависимости от типа грунта по справочнику определяем коэффициент увеличения объёма: для песка  $K_{пр} = 1,24 \div 1,3$ , принимаем  $K_{пр} = 1,27$ .

$$V_{тр} = \frac{\pi \cdot d_{нар}^2}{4} \cdot l_1 \cdot K_p, \quad (6.1.2)$$

где  $l_1$  – длина трубопровода за вычетом суммарной длины под колодцы;  $K_p$  – коэффициент учитывающий объём земли, вытесняемый раструбами или муфтами, для железобетонных труб  $K_p = 1,05$ .

$$l_1 = L - D_{кол.нар} \cdot N \quad (6.1.3)$$

$$l_1 = 1900 - 1,68 \cdot 20 = 1866,4 \text{ м}$$

$$V_{тр} = \frac{3,14 \cdot 0,2^2}{4} \cdot 1866,4 \cdot 1,05 = 61,5 \text{ м}^3$$

$$V_{кол} = \frac{\pi \cdot d_{кол.нар}^2}{4} \cdot h_k \cdot N, \quad (6.1.4)$$

где  $h_{кол}$  – средняя высота колодца.

$$h_{кол} = h_{ср} + 0,15 = 5 + 0,15 = 5,15 \text{ м}$$

$$V_{кол} = \frac{3,14 \cdot 1,68^2}{4} \cdot 5,15 \cdot 20 = 228,2 \text{ м}^3$$

$$V_0^e = (61,5 + 228,2) \cdot 1,27 = 368 \text{ м}^3$$

Результаты расчета по определению объемов земляных работ сводим в таблицу 15

Таблица 15—Баланс объёмов земляных работ

Виды работ	Основные параметры выемки				Объём грунта в плотном теле	
	ширина, м		глубина, м	длина, м	обозначение	количество, м <sup>3</sup>
	поверху	понизу				
<b>1. Механизированные земляные работы</b>						
1.1 Разработка траншеи	8,2	0,7	5	1846	V <sub>м</sub> <sup>1</sup>	52084
1.2 Разработка котлованов под колодцы	10,2	10,2	5,25	54	V <sub>м</sub> <sup>2</sup>	4799
1.3 Вывоз избыточного грунта за пределы строительства	42	42	0,2	42	V <sub>0</sub> <sup>B</sup>	368
<b>2. Ручные земляные работы</b>						
2.1 Рытье недобора	0,7	0,7	0,2	1900	V <sub>р</sub> <sup>1</sup>	136
2.2 Рытье прямков	0,6	0,6	0,7	0,2	V <sub>р</sub> <sup>2</sup>	15,7
Общий объём разработки	-	-	-	-	V	57034,7
- в т. ч. Механически	-	-	-	-	V <sub>м</sub>	56883
- в т. ч. ручной	-	-	-	-	V <sub>р</sub>	151,7

## 6.2 Подбор комплекта машин для траншейной прокладки

Состав комплекта машин определяется видами работ, которые должны быть механизированы:

1. разработка грунта в траншее и котлованов под колодцы,
2. вывоз избыточного грунта в отвал за пределы строительства,
3. обратная засыпка траншей и котлованов под колодцы,
4. планировка грунта в отвале за пределами строительства и на месте укладки трубопровода.

Ведущей машиной в комплекте является экскаватор.

## 6.3 Методика подбора экскаватора

1. Для отрывки траншеи котлована применяют одноковшовые экскаваторы, оборудованные обратной лопатой или экскаватор драглайн.

2. Определение рекомендуемого объема ковша.

2.1. Определение оптимальной продолжительности строительства трубопровода по СН 440-75, в зависимости от назначения трубопровода (водопровод или канализация), материала труб, длины, диаметра трубопровода и сменности.

Рекомендуемый срок строительства заданного трубопровода по СН 440-75 равен 1 месяца при трехсменной работе.

2.2. Рекомендуемый объем ковша берется по справочнику в зависимости от месячного объема механизированных земляных работ:

$$V_M^{мес} = \frac{V_M}{Рек.срок.стр - ва} \quad (6.3.1)$$

$$V_M^{мес} = \frac{56883}{1} = 56883 м^3$$

Принимаем  $V_k=0,65 м^3$

3. Основываясь на рекомендуемом объеме ковша экскаватора, по справочнику выбирают марку, и выписывают основные параметры экскаватора с обратной лопатой и экскаватора драглайна, таблица 16.

Таблица 16–Технические характеристики экскаваторов

Основные параметры экскаватора	Тип экскаватора	
	Обратная лопата	Драглайн
1. Марка экскаватора	ЭО-4121А	ЭО-652Б
2. Объем ковша, м <sup>3</sup>	0,65	0,65
3. Наибольшая глубина копания, Н <sub>к</sub> , м	7,1	5,8
4. Наибольшая высота выгрузки, Н <sub>в</sub> , м	5,2	3,1
5. Наибольший радиус выгрузки, R <sub>в</sub> , м	10,2	7,8
6. Наибольший радиус резания, R <sub>р</sub> , м	10,2	7,8

После предварительного выбора двух марок экскаваторов оцениваем техническую возможность их применения, т. е. сравниваем возможности экскаватора с требуемой глубиной копания

$$H_k \geq h_2$$

Вывод: по техническим параметрам подходят 2 экскаватора. Итоговый вариант марки экскаватора будет выбран за счет технико-экономического сравнения.

Наиболее оптимальным средством для транспортирования грунта на расстояние более чем на 0,5 км является автосамосвал. Выбор марки автосамосвала производится с учетом следующих требований:

1. высота борта кузова самосвала должна соответствовать марке экскаватора (быть не меньше, чем на 0,3 м меньше высоты выгрузки экскаватора),

2. вместимость кузова самосвала должна быть не менее трех объёмов ковшей экскаватора.

Методика выбора самосвала.

1. Определяется рекомендуемая грузоподъёмность самосвала по справочнику в зависимости от расстояния транспортирования и объёма ковша экскаватора.

Расстояние транспортирования грунта принято 2 км.

Рекомендуемая грузоподъёмность самосвала – 10 т.

2. По справочнику в зависимости от рекомендуемой грузоподъёмности самосвала принимаем марку самосвала: КАМАЗ 5511;

Высота борта самосвала – 2,7 м.

Проверка совместимости самосвала и экскаватора:

$$H_B \geq 2,7 + 0,3 = 3 \text{ м}$$

$$H_{\epsilon}^{o.n.} = 5,2 \text{ м} > 3 \text{ м}$$

$$H_{\epsilon}^{op.} = 3,1 \text{ м} > 3 \text{ м}$$

Высота борта подходит для обеих марок.

Количество ковшей экскаватора необходимое для загрузки самосвала, определяется по формуле

$$n = \frac{G}{\gamma \cdot V_k \cdot K_n}, \quad (6.3.2)$$

где  $G$  – грузоподъёмность самосвала, т;

$\gamma$  – плотность грунта, т/м<sup>3</sup>,  $\gamma = 1,4$  т/м<sup>3</sup>;

$V_k$  – объём ковша, м<sup>3</sup>;

$K_n$  – коэффициент наполнения ковша,  $K_n = 0,85$ .

$$n = \frac{10}{1,4 \cdot 0,65 \cdot 0,85} = 13 > 3 \text{ ковшей}$$

Длительность погрузки одного самосвала определяется по формуле

$$t_{noz} = \frac{n}{n_u \cdot K_m}, \quad (6.3.3)$$

где  $n_u$  – число циклов эксплуатации в минуту, принимаем  $n_u = 1$ ,

$K_m$  – коэффициент, учитывающий условия подачи самосвала в забой,  $K_m = 0,85$ .



$$t_{noz} = \frac{13}{1 \cdot 0,85} = 15,3 \text{ мин}$$

Количество рейсов самосвала в смену определяется по формуле

$$P_p = \frac{t_{cm} \cdot 60}{t_{noz} + 2l \cdot 60 / V + t_p + t_m}, \quad (6.3.4)$$

где  $t_p$  – время разгрузки самосвала, мин,  $t_p=1$  мин;

$t_m$  – длительность маневрирования машины, принимаем  $t_m=3$  мин;

$l$  – расстояние транспортирования грунта;

$t_{cm}=8$  ч – продолжительность смены;

$V$  – средняя скорость движения самосвала,  $V=20$  км/ч.

$$P_p = \frac{8 \cdot 60}{15,3 + 2 \cdot 2 \cdot 60 / 20 + 1 + 3} = 15$$

Производительность самосвала в смену определяется по формуле

$$P_{ac} = \frac{G}{\gamma} \cdot P_p \quad (6.3.5)$$

$$P_{ac} = \frac{10}{1,4} \cdot 15 = 107,1 \text{ м}^3 / \text{см}$$

#### 6.4 Выбор механизмов для обратной засыпки траншеи и её планировки

Обратная засыпка траншеи производится после предварительных испытаний.

Для обратной засыпки трубопроводов используется грунт, находящийся в отвале, после засыпки производят планировку поверхности траншеи.

Для обратной засыпки целесообразно использовать бульдозеры, марка бульдозера выбирается по следующей методике: для этой операции используются бульдозеры, по справочнику строителя:

ДЗ-117 (дизельный), марка базового трактора Т-130М-Г.1.

Продолжительность работы бульдозера определяется по формуле:

$$T_{\sigma} = \frac{S \cdot H_{\sigma p}}{1000 \cdot t_{cm}}, \quad (6.4.1)$$

где  $S$  – площадь планируемой поверхности,  $\text{м}^2$ ;

$H_{\sigma p}$  – время на планировку  $1000 \text{ м}^2$ ,  $H_{\sigma p}=1,2$  ч.

$$S = S_1 + S_2, \quad (6.4.2)$$

где  $S_1$  – площадь планируемой поверхности на месте траншеи;

$S_2$  – площадь планируемой поверхности на месте вывоза избыточного грунта.

$$S_1 = (E_{cp} + b + 2) \cdot L, \quad (6.4.3)$$

где  $b$  – ширина отвала понизу, м.

$$S_2 = \frac{V_0^B}{0,2} \quad (6.4.4)$$

$$b = 2H_0 \quad (6.4.5)$$

$$H_0 = \sqrt{F_0} \quad (6.4.6)$$

$$F_0 = F_{cp} \cdot K_{np} \cdot K \quad (6.4.7)$$

$$K = \frac{(V - V_0^B)}{V} \quad (6.4.8)$$

$$K = \frac{(14727,7 - 368)}{14727,7} = 0,975$$

где  $K$  – коэффициент, учитывающий уменьшение поперечного сечения отвала в случае вывозки избыточного грунта.

$$F_0 = 24,95 \cdot 1,27 \cdot 0,975 = 31 \text{ м}^3$$

$$H_0 = \sqrt{31} = 5,5 \text{ м}$$

$$b = 2 \cdot 5,5 = 11 \text{ м}$$

$$S_1 = (8,2 + 11 + 2) \cdot 1900 = 40280 \text{ м}^2$$

$$S_2 = \frac{368}{0,2} = 1840 \text{ м}^2$$

$$S = 40280 + 1840 = 42120 \text{ м}^2$$

$$T_0 = \frac{42120 \cdot 1,2}{1000 \cdot 8} = 6,3 \text{ см}$$

## 6.5 Определение технико-экономических показателей для окончательного выбора комплекта машин

Окончательный выбор комплекта машин производится на основе сравнения трех технико-экономических показателей:

1. Продолжительность земляных работ;
2. Себестоимость разработки 1 м<sup>3</sup> грунта;
3. Трудоемкость разработки 1 м<sup>3</sup> грунта, рассчитанных для двух типов экскаваторов (драглайн и обратная лопата).

Продолжительность работы экскаватора определяется по формуле

$$T_{\text{э}}^{\text{ол}} = \frac{V_{\text{м}}}{\Pi_{\text{э}}^{\text{ол}}}, \quad (6.5.1)$$

где  $\Pi_{\text{э}}^{\text{ол}}$  – нормативная производительность экскаватора в смену.

$$\Pi_{\text{э}}^{\text{ол}} = t_{\text{см}} \cdot 100 \left( \frac{1-P}{H_{\text{эп1}}^{\text{ол}}} + \frac{P}{H_{\text{эп2}}^{\text{ол}}} \right), \quad (6.5.2)$$

$$\Pi_{\text{э}}^{\text{оп}} = T_{\text{см}} \cdot 100 \left( \frac{1-P}{H_{\text{эп}}^{\text{оп}}} + \frac{P}{H_{\text{эп}}^{\text{оп}}} \right), \quad (6.5.3)$$

где  $H_{\text{эп1}}$ ,  $H_{\text{эп2}}$  – нормы времени для механизированной разработки грунта экскаватором при работе в отвал и при погрузке в транспорт, по ЕНиР «Земляные работы»,  $H_{\text{эп1}}^{\text{ол}} = 2,2 \text{ часа}$ ,  $H_{\text{эп2}}^{\text{ол}} = 2,4 \text{ часа}$ ,  $H_{\text{эп}}^{\text{оп}} = 2,3 \text{ часа}$ ,  $H_{\text{эп}}^{\text{оп}} = 2,5 \text{ часа}$ .

$P$  – количество избыточного грунта, вывозимого за пределы строительства (за единицу принимают весь объём грунта разрабатываемый экскаватором).

$$\frac{1}{V_{\text{м}}} = \frac{P}{V_{\text{о}}} \Rightarrow P = \frac{V_{\text{о}}}{V_{\text{м}}} = \frac{368}{56883} = 0,0064$$

$$\Pi_{\text{э}}^{\text{ол}} = 8 \cdot 100 \left( \frac{1-0,0064}{2,2} + \frac{0,0064}{2,4} \right) = 362 \text{ м}^3/\text{см}$$

$$\Pi_{\text{э}}^{\text{оп}} = 8 \cdot 100 \left( \frac{1-0,0064}{2,3} + \frac{0,0064}{2,5} \right) = 347,6 \text{ м}^3/\text{см}$$

$$T_{\text{э}}^{\text{ол}} = \frac{56883}{362} = 157 \text{ смены}$$

$$T_{\text{э}}^{\text{оп}} = \frac{56883}{347,6} = 164 \text{ смены}$$

Себестоимость разработки 1 м<sup>3</sup> грунта определяется по формуле:

$$C_{тр}^{ол/др} = \frac{1,08(\sum C_{маш-см} \cdot T_i) + 1,5 \cdot \sum 3_p}{V}, \quad (6.5.4)$$

где  $C_{маш-см}$  – себестоимость машино-смен отдельных машин;

$T_i$  – продолжительность работы отдельных машин в сменах;

$3_p$  – расценка на разработку 1 м<sup>3</sup> грунта вручную;

$V$  – общий объем разработки, м<sup>3</sup>.

$$\sum 3_p = 3_p \cdot V_p, \quad (6.5.5)$$

где  $3_p = 0,544$  руб/м<sup>3</sup>  $\Rightarrow \sum 3_p = 0,544 \cdot 151,7 = 82,5$  руб

$$C_{тр}^{ол} = \frac{1,08(5,33 \cdot 8 \cdot T_9^{ол} + 4,6 \cdot 8 \cdot T_9^{ол} + 6,07 \cdot 8 \cdot T_6) + 1,5 \cdot \sum 3_p}{V}, \quad (6.5.6)$$

$$C_{тр}^{ол} = \frac{1,08(5,33 \cdot 8 \cdot 157 + 4,6 \cdot 8 \cdot 157 + 6,07 \cdot 8 \cdot 6,3) + 1,5 \cdot 82,5}{57034,7} = 0,24 \text{ руб/м}^3$$

$$C_{тр}^{др} = \frac{1,08(5,19 \cdot 8 \cdot T_9^{др} + 4,6 \cdot 8 \cdot T_9^{др} + 6,07 \cdot 8 \cdot T_6) + 1,5 \cdot \sum 3_p}{V} \quad (6.5.7)$$

$$C_{тр}^{др} = \frac{1,08(5,19 \cdot 8 \cdot 164 + 4,6 \cdot 8 \cdot 164 + 6,07 \cdot 8 \cdot 6,3) + 1,5 \cdot 82,5}{65883} = 0,25 \text{ руб/м}^3$$

Трудоемкость отрывки 1 м<sup>3</sup> грунта определяется по формуле:

$$M_{тр}^{ол/др} = \frac{\sum M_m + \sum M_p}{V}, \quad (6.5.8)$$

где  $\sum M_m$  – затраты труда по управлению и обслуживанию машин;

$\sum M_p$  – затраты труда на ручные операции.

$$\sum M_p = V_p \cdot H_{вр}, \quad (6.5.9)$$

где для обратной лопаты при  $V_k = 0,65 \text{ м}^3$   $M_m = 2,65$  чел. · час, для драглайна при

$V_k = 0,65 \text{ м}^3$   $M_m = 2,62$  чел. · час

$H_{вр}$  – норма времени на разработку 1 м<sup>3</sup> грунта вручную,  $H_{вр} = 1,2$  ч

$$\sum M_p = 151,7 \cdot 1,2 = 182$$

$$M_{mp}^{ол} = \frac{2,65 + 1,79 + 1,48 + 182}{57034,7} = 0,003 \text{ ч/м}^3.$$

$$M_{mp}^{др.} = \frac{2,62 + 1,79 + 1,48 + 182}{57034,7} = 0,003 \text{ ч/м}^3$$

Таблица 17–Технико-экономические показатели

Наименование показателя	Значения	
	О Л	Драглайн
Продолжительность работ, смен	157	174
Себестоимость, руб.	0,24	0,25
Трудоёмкость отрывки ч/м <sup>3</sup>	0,003	0,003

Окончательный вариант комплекта машин:

КАМАЗ -55-11

Экскаватор с обратной лопатой ЭО-4121А

Объем ковша- 0,65 м<sup>3</sup>

Бульдозер ДЗ- 117 (базовая машина Т -130М –Г.1 )

## 6.6 Определение размеров забоя

Расстояние от бровки траншеи до основания отвала

$$a = h_2 \cdot (1 - m) \tag{6.6.1}$$

$$a = 6,9 \cdot (1 - 0,75) = 1,725 \text{ м}$$

Общая ширина забоя равна (рис. 8)

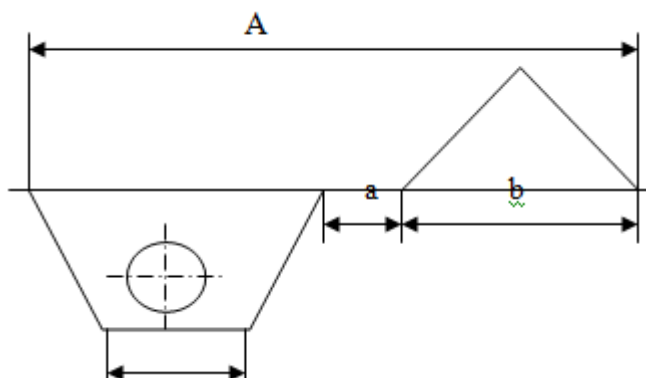


Рисунок 8 – Схема забоя

$$A = E_{cp} + a + b \quad (6.6.2)$$

$$A = 5 + 1,725 + 11 = 17,725 м$$

Положение оси движения экскаватора может совпадать с осью траншеи или может быть смещена на некоторое расстояние в сторону отвала.

Выбирается первый случай, если выполняется условие:

$$R_g \geq A_1, \quad (6.6.3)$$

$$A_1 = \frac{B}{2} + a + b \quad (6.6.4)$$

$$A_1 = \frac{0,7}{2} + 1,725 + \frac{11}{2} = 7,58 м$$

$$R_g = 7,8 м < A_1 = 7,58 м.$$

Так как условие выполняется, значит, ось движения экскаватора по своему положению совпадает с осью траншеи

## **6.7 Выбор кранового оборудования для монтажа трубопровода, колодцев и арматуры**

Для укладки трубопровода, сборки железобетонных колодцев, установки арматуры в основном используются автомобильные или пневмоколесные краны.

При выборе кранового оборудования учитывают массы всех монтируемых элементов, выбирают самую большую и с учетом массы грузозахватных приспособлений определяют требуемую грузоподъемность крана.

Требуемая грузоподъемность крана определяется по формуле

$$G = M \cdot K_{гр}, \quad (6.7.1)$$

где  $M$  – масса самого тяжелого элемента, т;

$K_{гр}$  – коэффициент, учитывающий массу грузозахватных приспособлений,  $K_{гр}=1,1$ .

$$G = 1 \cdot 1,1 = 1,1 т.$$

Вторым условием подбора крана является определение требуемого вылета стрелы.

Перед определением требуемого вылета стрелы намечают рабочее положение крана по отношению к траншее и монтируемым элементам. Кран располагают на свободной от отвала стороне траншеи. На этой же стороне траншеи располагают заготовки труб элементов колодцев и арматуру.

Определим требуемый вылет стрелы по формуле:

$$L_{\text{стр}} = \frac{B}{2} + 1,2 \cdot m \cdot h_2 + a_3' + \frac{B_{\text{кр}}}{2} + a_4', \quad (6.7.2)$$

где  $B_{\text{кр}}$  – база крана – ширина колеи крана, принимаем равной 2,5 м;  
 $A_3'$  – ширина места занимаемого монтируемыми элементами,  $a_1' = 2,5$  м;  
 $a_4'$  – расстояние от монтируемых элементов до крана, равное 1 м.

$$L_{\text{стр}} = \frac{0,7}{2} + 1,2 \cdot 0,75 \cdot 6,9 + 2,5 + \frac{2,5}{2} + 1 = 11,31 \text{ м}$$

Выбираем кран марки КС 3562Б с максимальной грузоподъемностью – 10 т, грузоподъемность при максимальном вылете стрелы – 1,2 т,

Вылет крюка (стрелы) равен 4–10 м,

Марка базового автомобиля МАЗ 5334,

Завод-изготовитель – завод Ивановских автомобильных кранов.

## **ЗАКЛЮЧЕНИЕ**

В результате выполненных расчетов была запроектирована графическая часть системы водоснабжения населенного пункта и промышленного предприятия для обеспечения населения водой соответствующей требованиям СанПиН 2.1.4.10.74-01.



## СПИСОК СОКРАЩЕНИЙ

ВБ – водонапорной башни;  
НС – насосная станция;  
НФ – наночистота;  
ОХА – оксихлорид алюминия;  
СА – сульфат алюминия ;  
УФ – ультрачистота;  
ЮЗВС – юго-западная водопроводная станции.

## СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

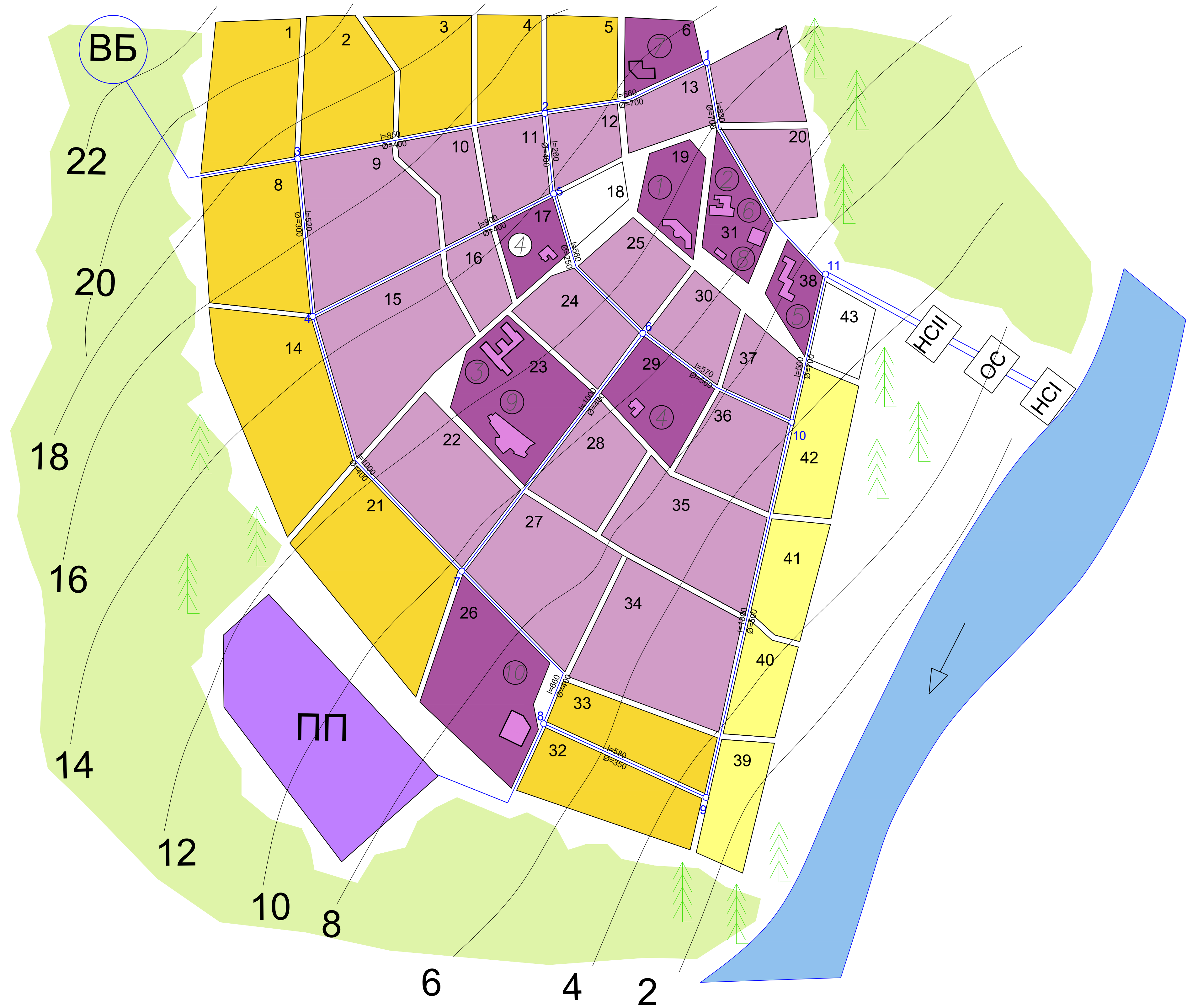
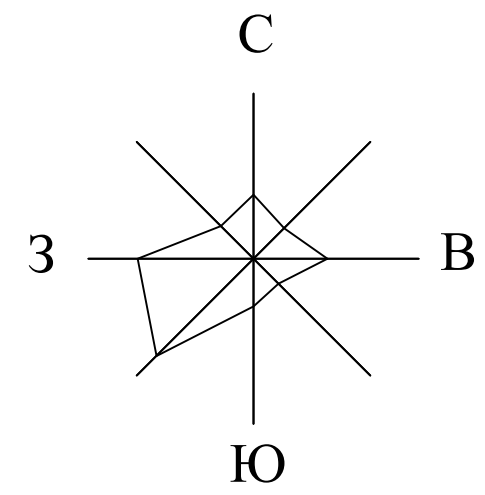
- 1 СП 31.13330.2012 Водоснабжение. Наружные сети и сооружения. Актуализированная редакция СНиП 2.04.02-84\*
- 2 Инженерные сети, оборудование зданий и сооружений: учебник для вузов / Е.Н. Бухаркин, К.С. Орлов, О.Р. Самусь и др./ под ред. Ю.П. Соснина– 3 – е изд., испр. – М.: Высш. шк., 2009. – 415 с.
- 3 Водоснабжение, водоотведение, оборудование и технологии: справочник. – М.: Стройинформ, 2006. – 456 с.
- 4 Водоснабжение и водоотведение. Наружные сети и сооружения: справочник г. – 106 с. / Б.Н. Репин, С.С. Запорожец, В.Н. Ереснов и др./ под ред. Б.Н. Репина. – М.: Высш. шк., 1995. – 431 с.
- 5 Журба М.Г. Водоснабжение. Проектирование систем и сооружений. в 3-х т. /М.Г. Журба, Л.И. Соколов, Ж.М. Говорова / под ред. М.Г. Журбы. – М.: АСВ, 2010.
- 6 Эксплуатация систем водоснабжения, канализации и газоснабжения: Справочник/Под ред. В. Д. Дмитриева, Б. Г. Мишукова. – 3-е изд., перераб. и доп. Л.: Стройиздат, Ленингр. отд-ние, 1988. – 383 с.
- 7 Водоснабжение. Наружные сети и сооружения. СНиП 2.04.02-84 – М.: ФГУП ЦПП, 2007. – 128 с.
- 8 СанПиН 2.1.4 1074-01 Питьевая вода. Гигиенические требования к качеству воды централизованных систем питьевого водоснабжения. Контроль качества. Санитарно-эпидемиологические правила и нормы. – М.: ИИЦ Госкомсанэпиднадзор России, 2001. – 104 с.
- 9 Бухаркин Е.Н., Инженерные сети и оборудование зданий и сооружений М.: Высш. шк. 2009.
- 10 Шевелёв Ф.А., Таблицы для гидравлического расчёта водопроводных труб / Ф.А. Шевелёв, А.Ф. Шевелёв М.: ООО «Бастет», 2007, 350 с.
- 11 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 Линевиц С.Н., Коагуляционный метод водообработки: теоретические основы и практическое использование / С.Н. Линевиц, С.В. Гетманцев–М.:Наука, 2007. –230 с.
- 13 Фрог Б.Н., Водоподготовка / Б.Н. Фрог, А.П. Левченко, - М.: Ассоциация строительных вузов, - 2007. – 655с.
- 14 Мембранные технологии в централизованном водоснабжении в России, доклад Храменков, С.В., Благова О.Е., МГУП «Мосводоканал», Москва, 105005, Россия, Плетешковский переулок, 2., 2008 г, <http://www.mosvodokanal.ru> 2008 год
- 15 Бредихин М.Н., Мембранные методы очистки воды // электронный журнал «Инновации. Технологии. Решения 2010г., <http://www.infraspac.narod.ru/>
- 16 Алексеев Л.П., Озонирование в технологии очистки природных вод / Алексеев Л.П., Драгинский В.Л. // Водоснабжение и санитарная техника 2007, №4,

- 17СНиП 2.04.03 – 85 Канализация. Наружные сети и сооружения. – М.: ФГУП ЦПП. 2006 – 87 с.
- 18Канализация. Наружные сети и сооружения. Актуализированная редакция СНиП 2.04.03-85 Свод правил СП 32.13330. 2012 М.: 2012.
- 19Колова А.Ф., Водоотведение и очистка сточных вод. Очистные сооружения городской канализации: учебно-методическое пособие для выполнения курсового проектирования / А.Ф. Колова, Т.Я. Пазенко. – Красноярск, СФУ 2012, 48 с.
- 20Амбросова Г.Т., Очистные сооружения канализации. Часть 5. Расчет нитрификатора-денитрификатора. Методические указания к курсовому и дипломному проектированию для студентов специальности 290800 Водоснабжение и водоотведение / Г. Т. Амбросова, О.П. Цветкова, О.В. Ксенофонтова, Н.М. Гребенникова, Т.А. Бойко, Сибстрин, Новосибирск, 2005.
- 21Иванов, В.Г. Водоснабжение промышленных предприятий Учебное пособие / ПГУПС, СПб, 2003, 536 с.
- 22Гусаковский, В.Б. Водоснабжение промышленных предприятий Учебное пособие / В.Б. Гусаковский, Е.Э. ВуглинскаяСПбГАСУ. – СПб., 2003, 155 с.
- 23Волошенко, А. В. Проектирование систем автоматического контроля и регулирования: учебное пособие / А. В. Волошенко, Д. Б. Горбунов. – Томск: Изд-во Томского политехнического университета, 2011. – 108 с.
- 24Дьяконов, В.П. MATLAB 6.5 SP1/7 + Simulink 5/6 в математике и моделировании / В.П. Дьяконов. –М.: СОЛОН-Пресс, 2005. – 576 с
- 25Ившин, В.П. Современная автоматика в системах управления технологическими процессами: Учебное пособие / В.П. Ившин, М.Ю. Перухин. – М.: НИЦ ИНФРА-М, 2014. – 400 с. – (ВО: Бакалавриат).
- 26Рульнов, А. А. Автоматизация систем водоснабжения и водоотведения / А.А. Рульнов, К.Ю. Евстафьев. – Москва : ИНФРА-М, 2012. – 204 с.
- 27СНиП 2.01.01-82 Строительная климатология и геофизика /Госстрой СССР М.: Стройиздат, 1983.
- 28СП 31.13330. 2012 Водоснабжение. Наружные сети и сооружения. Актуализированная редакция СНиПа 2.04.02-84\*.
- 29Репин Б.Н., Водоснабжение и водоотведение. Наружные сети и сооружения: Справочник / Б Н. Репин, С.С. Запорожец, В.Н. Ереснов, Н.С. и др. Под ред. Репина Б.Н. М.: Высш. шк. 1995 – 431 с.
- 30ТугайА.М., Водоснабжение. Курсовое проектирование /А.М. Тугай, В.Е. Терновцев. Киев: Выщашк., 1980.
- 31Абрамов Н.Н., Водоснабжение. М.: Стройиздат, 1974.
- 32Курганов А.М., Водозаборные сооружения систем коммунального водоснабжения, М.: «АСВ», СПб.: гос.архив – строит. универ. 1998.
- 33Журба, М.Г. Пенополистирольные фильтры /М.Г. Журба. - М.: Стройиздат, 1992. 173 с.
- 34Правила охраны поверхностных вод. Типовые решения. Госкомприрода СССР, М.: 1991.

35 Попкович, Г.С. Автоматизация систем водоснабжения и водоотведения / Г. С. Попкович, М.А. Гордеев. – М.: Высш. шк., 1986. – 392 с.

36 Попов, Е. П. Теория линейных систем автоматического регулирования и управления / Е.П. Попов. – М.: Издательство Наука, Главная редакция физико-математической литературы, 1989. – 304 с.

# Генплан города



## УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

- Общественно-деловая застройка (административные здания, объекты социального назначения)*
- Жилая застройка (малозэтажная)*
- Жилая застройка (коттеджного типа)*
- Жилая застройка (индивидуальное жилищное строительство)*
- Рекреационная зона (парк, лесной массив)*
- Промышленная зона (Инструментальный завод, предприятия местной промышленности)*
- Водный объект, источник водоснабжения (река)*
- Санитарно-защитная зона (лесонасаждения)*
- Транспортное обеспечение (межпоселенческая дорога)*
- Магистральные сети водоснабжения*

Условные обозначения  
**ВБ** -водонапорная башня  
**НС I** -насосная станция I подъема  
**НС II**-насосная станция II подъема  
**ПП** -промышленное предприятие

## Экспликация зданий

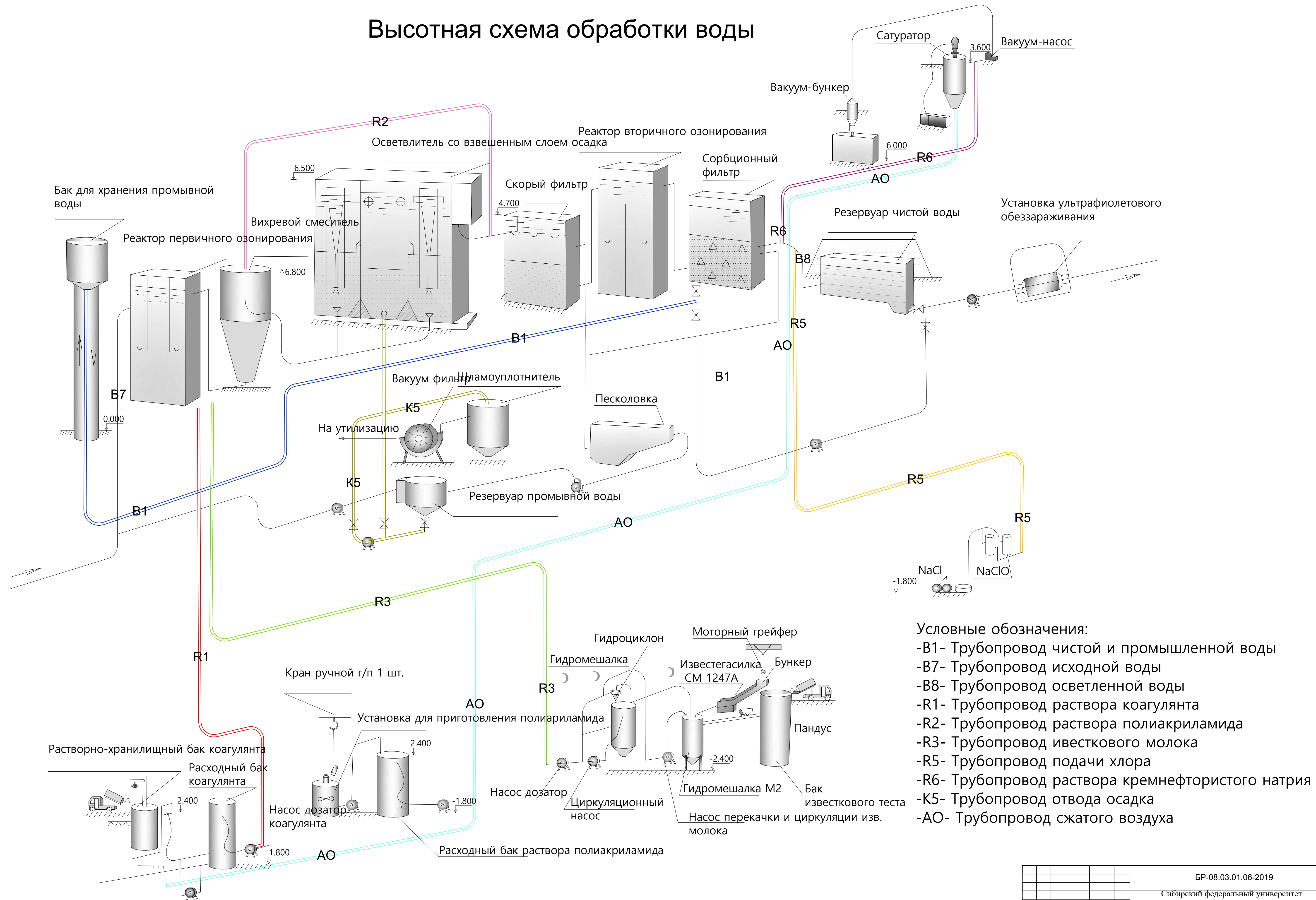
Номер на плане	Наименование
1	Административное здание
2	Дом культуры
3	Школа
4	Детский сад
5	Больничный комплекс
6	Магазин
7	Библиотека
8	Почтовое отделение
9	Дворец спорта
10	Кинотеатр

				БР-08.03.01.06-2019				
				Сибирский федеральный университет Инженерно-строительный институт				
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата	Проектирование системы водоснабжения населенного пункта из поверхностного источника	Стадия	Лист	Листов
Разраб.	Карпов В.В.					Р	1	6
Руковод.	Курилина Т.А.							
Консульт.	Курилина Т.А.							
Н.Контр.								
Зав.каф.	Матюшенко А.И.				Генплан города М1:4 000			Кафедра ИСЗиС





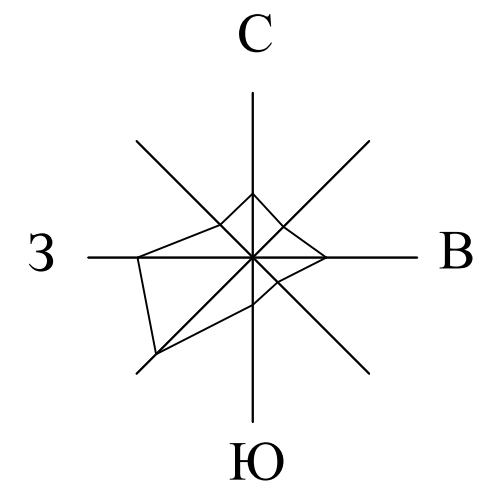
# Высотная схема обработки воды



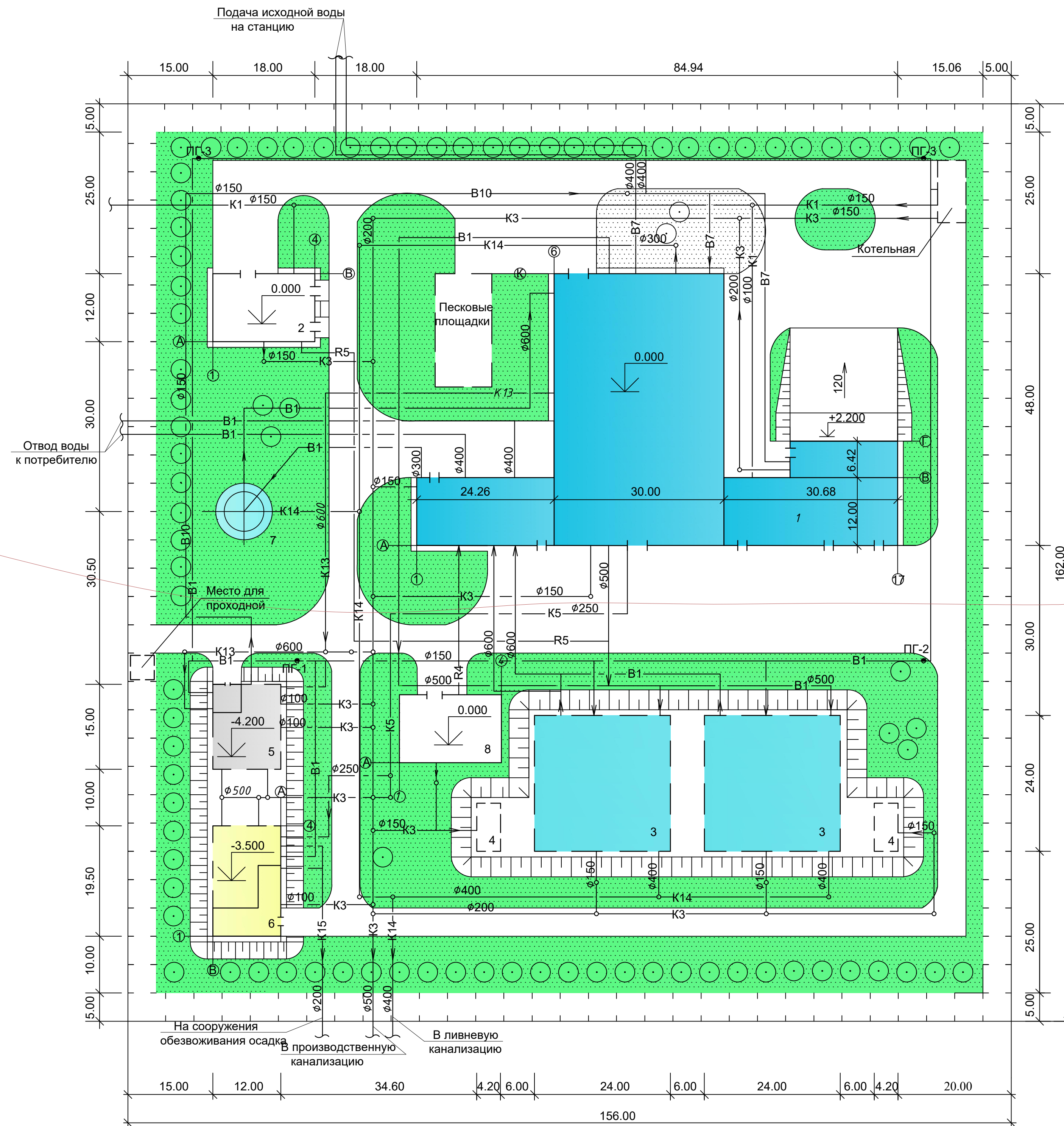
- Условные обозначения:
- B1- Трубопровод чистой и промышленной воды
  - B7- Трубопровод исходной воды
  - B8- Трубопровод осветленной воды
  - R1- Трубопровод раствора коагулянта
  - R2- Трубопровод раствора полиакриламида
  - R3- Трубопровод известкового молока
  - R5- Трубопровод подачи хлора
  - R6- Трубопровод раствора кремнефтористого натрия
  - K5- Трубопровод отвода осадка
  - AO- Трубопровод сжатого воздуха

				БР-08.03.01.06-2019			
				Сибирский федеральный университет Инженерно-строительный институт			
Изм./Лист	№ докум.	Подпись	Дата	Стадия	Лист	Листов	
Разраб.	Карлов В.В.			Проектирование системы водоснабжения населенного пункта из поверхностного источника	Р	3	6
Руковод.	Курилина Т.А.						
Консульт.	Курилина Т.А.						
Н.Контр.							
				Высотная схема обработки воды		Кафедра ИСЗиС	
Зав.каф.	Матюшенко А.И.						





# Генплан очистных сооружений М 1:500



## Условные обозначения

- B1 — Хозяйственно-питьевой трубопровод
- B7 — Трубопровод исходной воды
- B10 — Трубопровод возврата осветленной воды в голову сооружений
- R4 — Трубопровод подачи озона
- R5 — Трубопровод хлорной воды
- K1 — Трубопровод хозяйственно-бытовой канализации
- K3 — Трубопровод производственной канализации
- K5 — Трубопровод отвода осадка
- K13 — Трубопровод отвода промывной воды от фильтров
- K14 — Трубопровод переливов от сооружений

## Экспликация зданий и сооружений

№ по плану	Наименование здания (сооружения)	№ типового проекта
1	Главный корпус для станции очистки воды поверхностных источников мутностью до 250 мг/л производительностью 25.6 тыс. м3/сут.	901-3-250.88
2	Электролизная гипохлорита натрия для обеззараживания питьевых вод	901-7-6.84
3	Резервуары для воды прямоугольные железобетонные сборные емкостью 2000 м3	901-4-74.83
4	Фильтры поглотители для резервуаров чистой воды емкостью от 2500 до 3600 м3	901-9-18.1.87
5	Сооружения для повторного использования промывки фильтров для станции очистки воды поверхностных источников с содержанием взвешанных веществ до 2500 мг/л производительностью 12,5-32 тыс. м3/сут	901-3-147
6	Сооружения обработки осадка для станции очистки воды поверхностных источников с содержанием взвешанных веществ до 2500 мг/л производительностью 12,5-32 тыс. м3/сут	901-3-157
7	Башня для хранения промывной воды с баком емкостью 300м³	901-3-25
8	Озонаторная с производительностью озона 4.2 кг/час. Тип озонаторов П-160. Завод изготовитель "КурганХимМаш"	

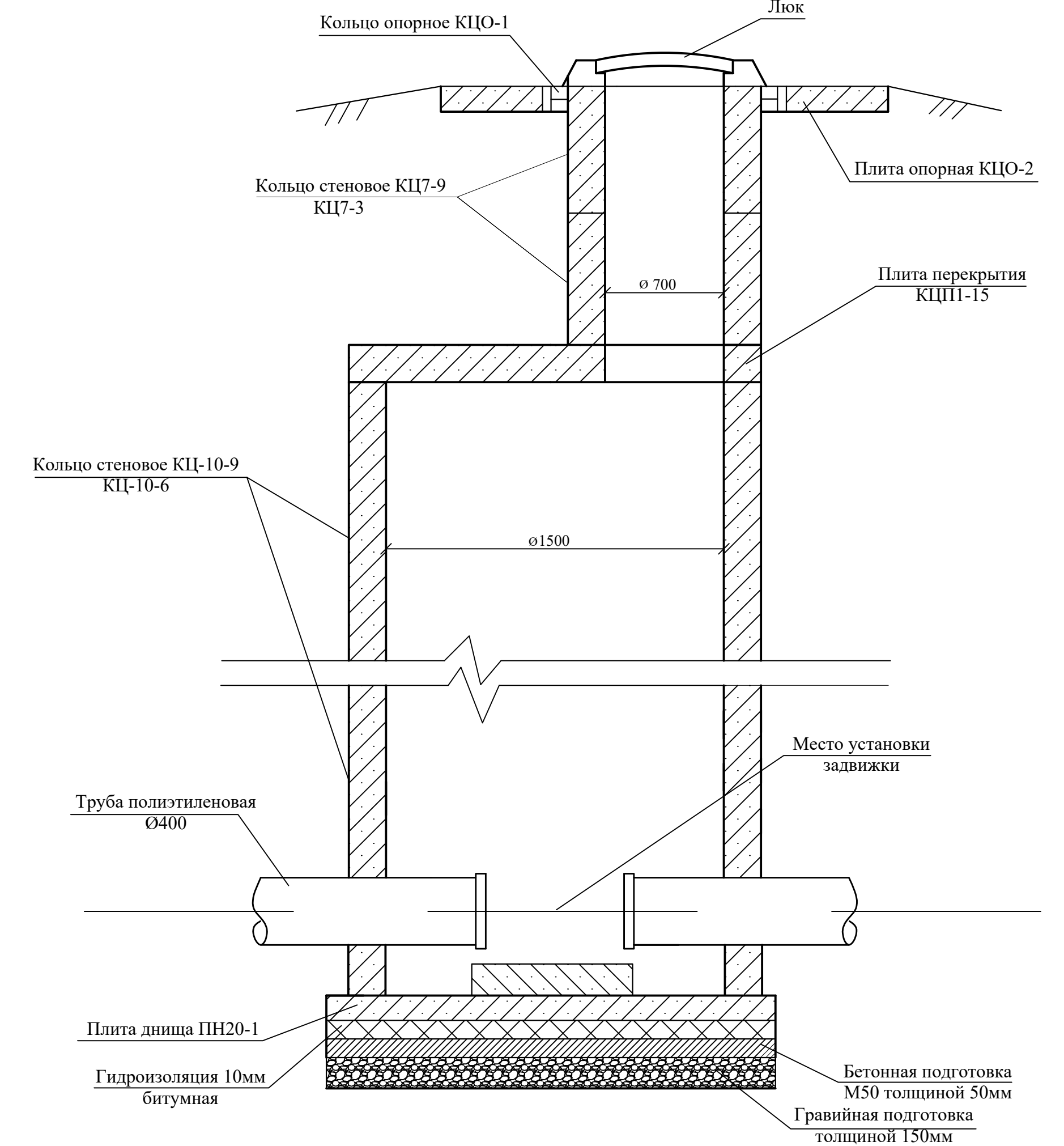
				БР-08.03.01.06-2019			
				Сибирский федеральный университет Инженерно-строительный институт			
Изм./Лист	№ докум.	Подпись	Дата	Проектирование системы водоснабжения населенного пункта из поверхностного источника <b>Р 4 6</b> Генплан очистных сооружений М1:500 Кафедра ИСЗиС			
Разраб.	Карпов В.В.						
Руковод.	Курилина Т.А.						
Консульт.	Курилина Т.А.						
Н.Контр.							
Зав.каф.	Матюшенко А.И.						



## Календарный план производства работ

№	Наименование работ.	Объем работ.		Норма времени, чел*час.	Трудо-емкость, чел*час.	Наименование машин-ных механизмов.	Продол-жительно-сть работ, дни.	Кол-во смен.	Кол-во рабочих в смену.	Состав бригады (профессия, состав, количество)	Июнь							Июль																								
		Един. изм.	Кол-во.																																							
											1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2
1.	Срез растительного слоя грунта бульдозером.	1000м³	15,58	1,6	25	ДЗ-117	3	1	1	Машинист 6 разряда.																																
2.	Разработка траншей экскав-м. с обратной лопатой вместимостью 0.65м	100м³	520,8	1.2	625	ЭО-4121А	13	3	2	Машинист 6 разряда.																																
3.	Разработка траншей экскав-м. с драглайном в транспорт.	100м³	3,68	1.5	5,52	ЭО-4121А	1	1	1	Машинист 6 разряда.																																
4.	Доработка траншей и разработка приямков вручную.	1м³	151,7	1.2	182,04	Вручную	5	2	2	Землекоп 3 разряда. Землекоп 1 разряда.																																
5.	Вывоз грунта на 3 км. КамАЗом 5511 грузоподъемностью 8 т.	100м³	3,68	2.0	7,36	КамАЗ -5511	1	1	1	Шофер II-кл.																																
6.	Укладка труб с помощью крана.	1п.м.	1900	0.3	570	КС-3562Б	6	2	6	Монтажники 6,4,3,2 разряда.																																
7.	Работа крана на монтаже труб.	машина смена	-	0.2	-	КС-3562Б	6	2	1	Машинист 6 разряда.																																
8.	Монтаж колодцев с помощью крана.	шт	20	0.5	10	КС-3562Б	1	1	3	Монтажники на ружного трубопровода 5,3,2 разряда.																																
9.	Засыпка грунтом лазух трубопровода с трамбованием.	1м³	98.9	1.2	118.68	Вручную	4	2	2	Землекоп 2 разряда. 1 разряда.																																
10.	Предварительное гидравлическое испытание.	1км	1.9	130	247	—	5	2	3	Монтажники на ружного трубопровода 5,4,2 разряда.																																
11.	Засыпка траншей бульдозером.	100м³	568,8	1.2	682,6	ДЗ-117	10	3	3	Машинист 6 разряда.																																
12.	Приемочное гидравлическое испытание.	1км	1,9	130	247	—	3	3	3	Монтажники на ружного трубопровода 5,4,2 разряда.																																
13.	Планировка площади бульдозером.	1000м²	15,58	1.2	18,7	ДЗ-117	1	2	1	Машинист 6 разряда.																																

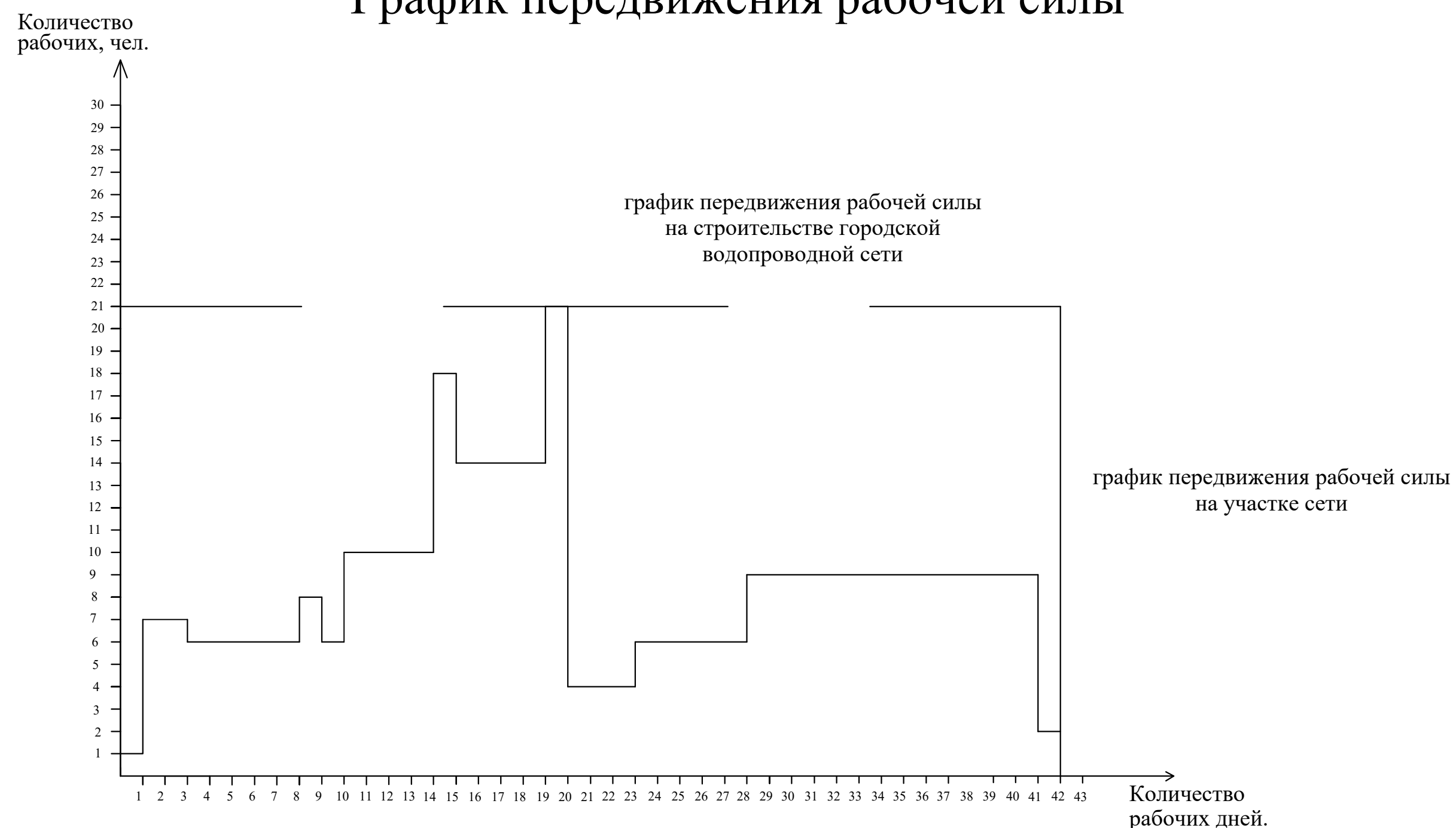
## Железобетонный колодец М1:25



## Спецификация

№	Наименование	Марка, ГОСТ	Кол-во шт.	Прим-е.
1.	Труба пластмассовая D400	18599-2001	190	масса 342 кг.
2.	Задвижка чугунная D400	9698-86	20	масса 144 кг.
3.	Экскаватор драглайн	Э 652 Б	1	Vк=0,65 м
4.	Автосамосвал	КамАЗ-5511	1	грузоп. 10 т.
5.	Бульдозер	ДЗ-117	1	баз.трак. Т-130М-Г.1
6.	Кран	КС-3573А	1	грузоп. 2.2т.
7.	Плита днища	ПН20-1	20	масса 1420 кг.
8.	Кольцо стеновое	КЦ-15-9	40	масса 1000 кг.
9.	Кольцо стеновое	КЦ7-3	20	масса 130 кг.
10.	Кольцо стеновое	КЦ7-9	20	масса 380 кг.
11.	Плита перекрытия	КЦП1-15	20	масса 1280 кг.
12.	Кольцо опорное	КЦО-1	20	масса 50 кг.
13.	Плита опорная	КЦО-2	20	масса 800 кг.

### График передвижения рабочей силы



### Баланс объемов земляных работ

Вид работы.	Основные параметры выемки				Объем грунта в плотном теле.	
	Ширина, м	Глубина, м	Длина, м	Обозначение.	Количество.	
<b>Механизированные земляные работы</b>						
Разработка траншей	8,2	0,7	5	1846	V <sub>м</sub>	52084
Разработка котлованов под колодезы	10,2	10,2	5,25	54	V <sub>м</sub>	4799
Вывоз грунта в отвал за пределы строительства	42	42	0,2	42	V <sub>д</sub>	368
<b>Ручные земляные работы</b>						
Разработка недобора	0,7	0,7	0,2	1900	V <sub>р</sub>	136
Рытье приямков	0,6	0,6	0,7	0,2	V <sub>р</sub>	15,7
<b>Общий объем</b>	—	—	—	—	V	57034,7
<b>В том числе механизированный</b>	—	—	—	—	V <sub>м</sub>	56883
<b>В том числе ручной</b>	—	—	—	—	V <sub>р</sub>	151,7

БР-08.03.01.06-2019					
Сибирский федеральный университет Инженерно-строительный институт					
Изм/Лист	№ докум.	Подпись	Дата		
Разраб.	Карпов В.В.				
Консул.	Курилина Т.А.				
Руковод.	Курилина Т.А.				
				Проектирование системы водоснабжения населенного пункта из поверхностного источника	Стация
				Р	5
				Лист	6
				Календарный план производства работ, железобетонный колодец, график передвижения рабочей силы, баланс земляных масс, спецификация.	
				Кафедра ИСЗиС	
Н.контр.					
Зав.каф.	Матюшенко А.И.				

# Схема производства работ при прокладке пластмассового трубопровода $\varnothing 400$ , L=1900м, М1:100

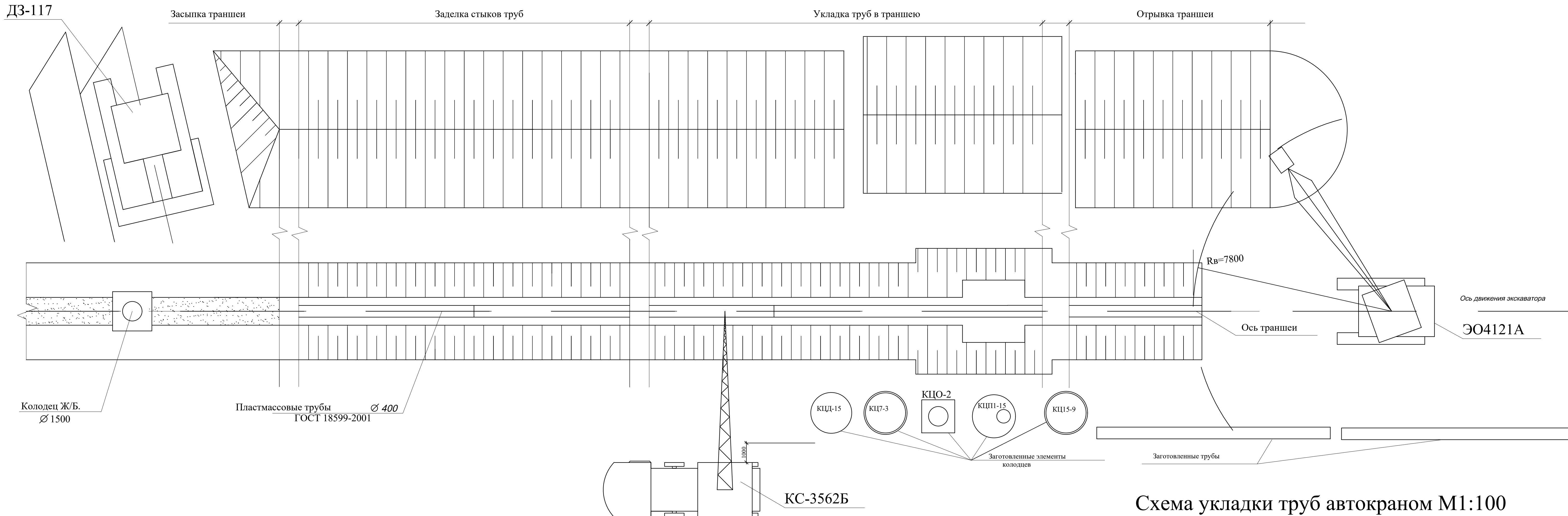


Схема укладки труб автокраном М1:100

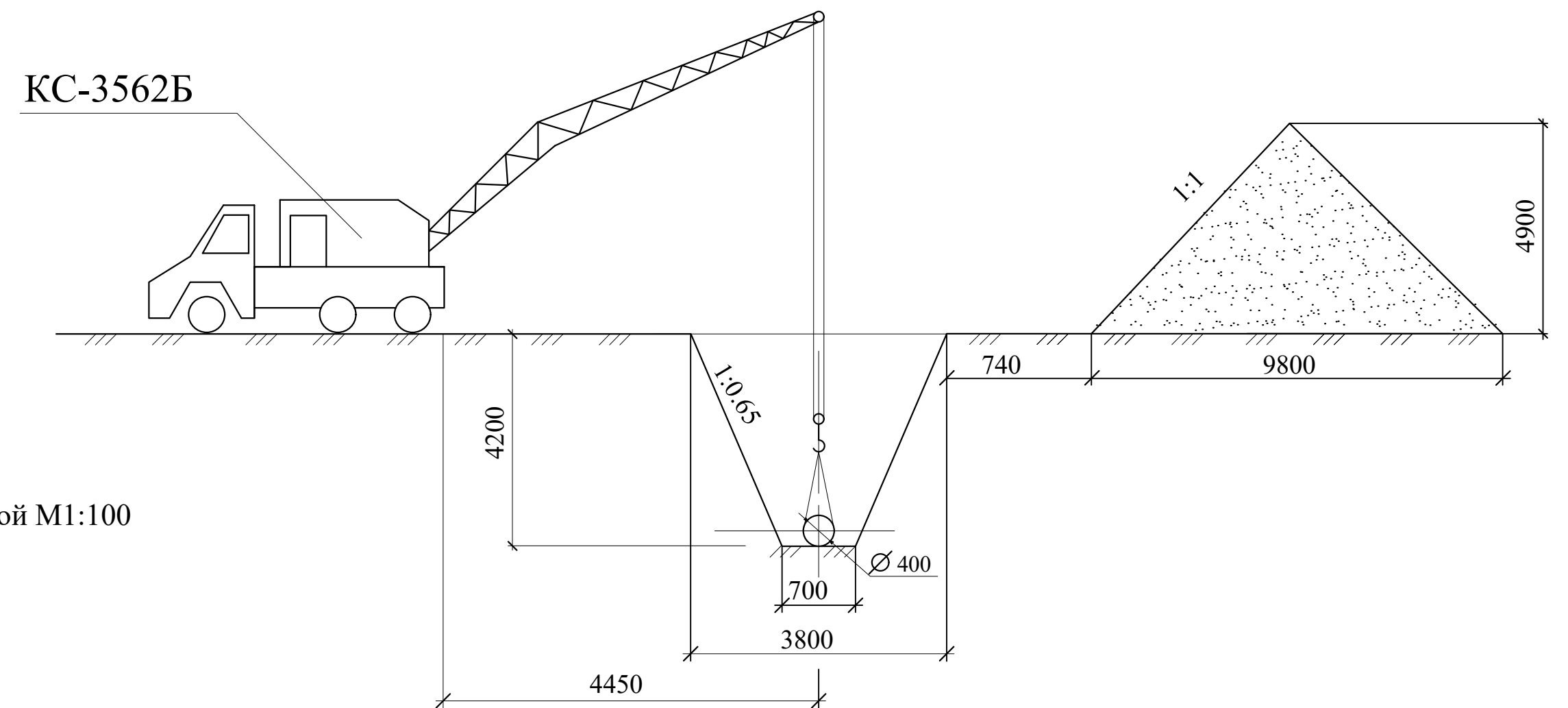


Схема размещения бытовых помещений М1:200

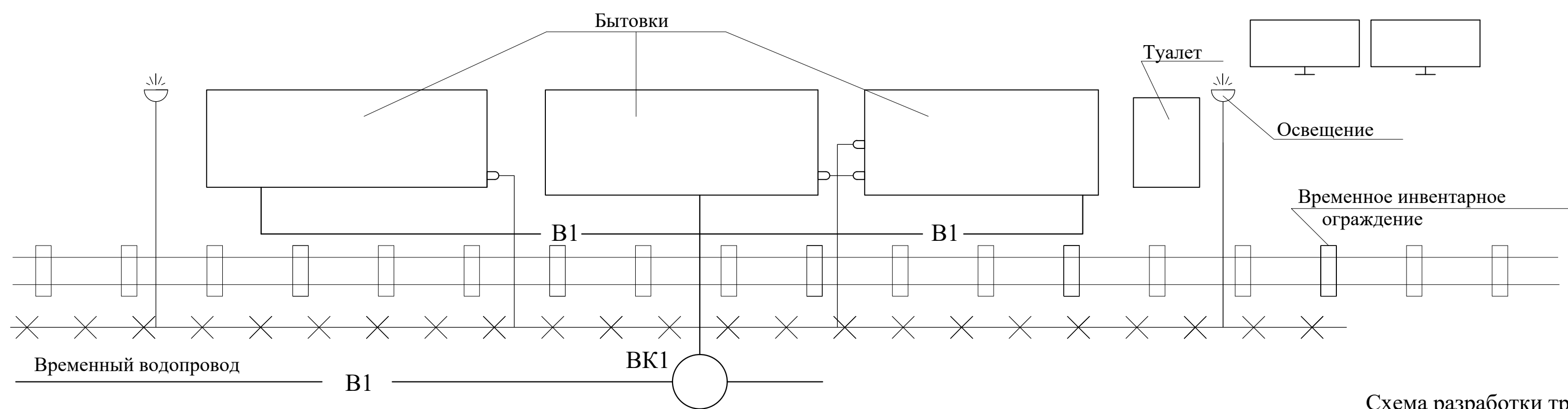


Схема разработки траншеи экскаватором с обратной лопатой М1:100

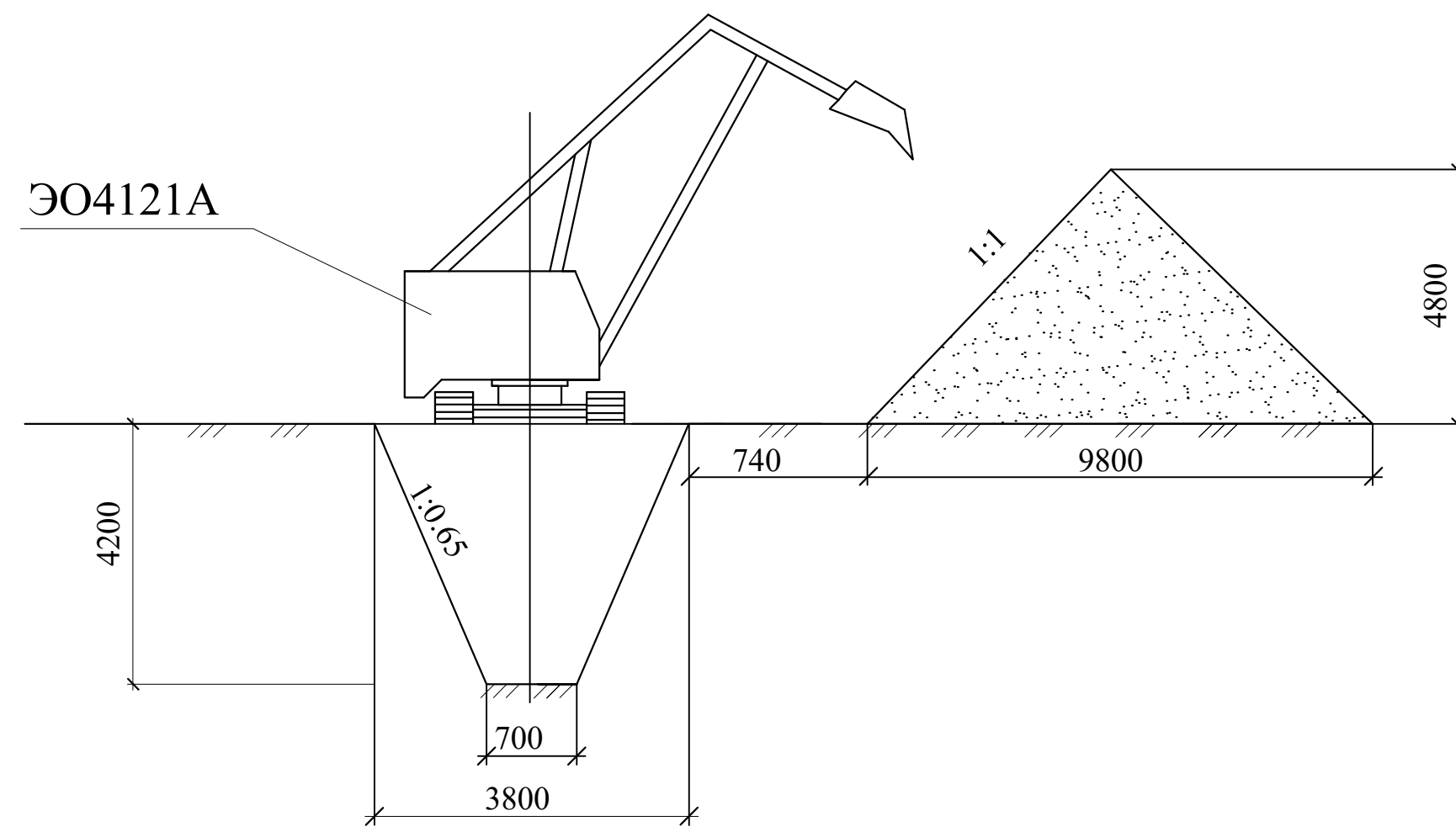
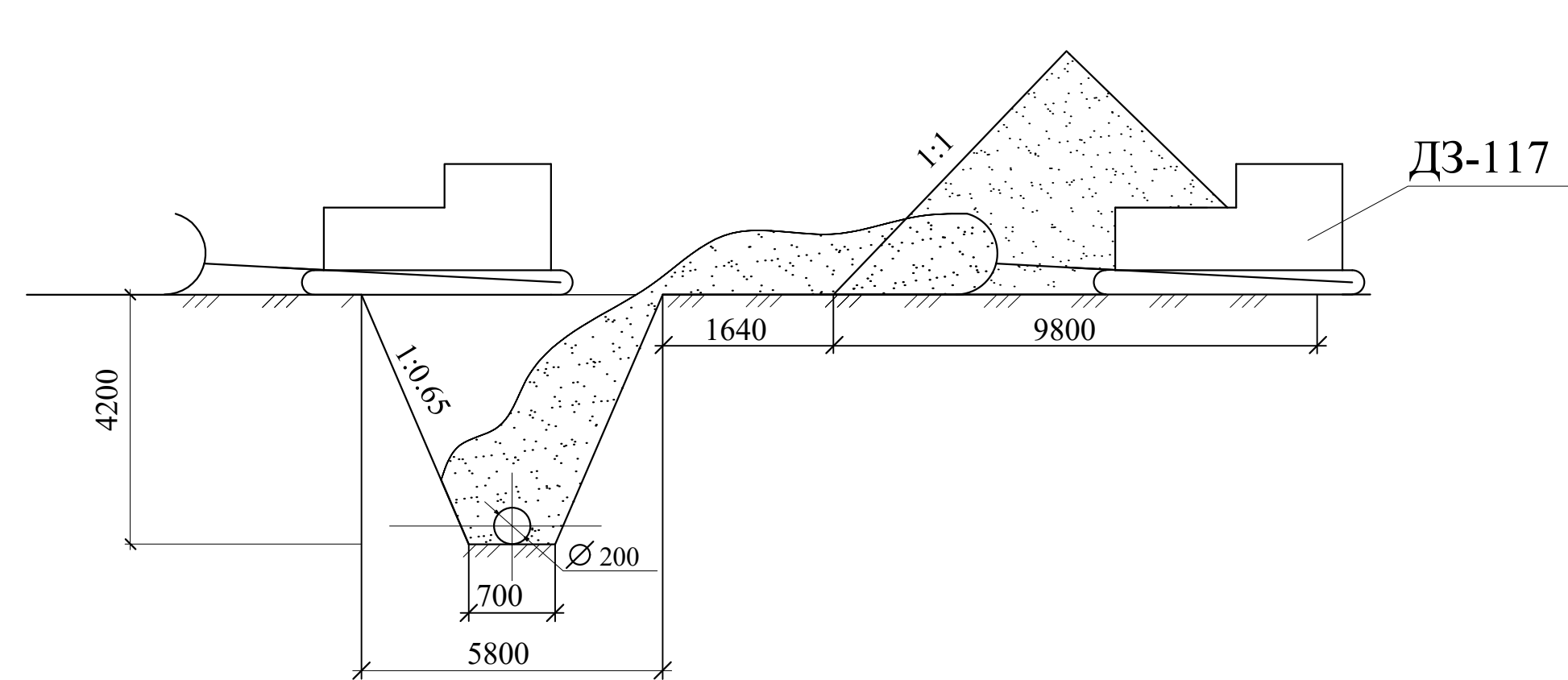


Схема засыпки траншеи бульдозером М1:100



БР-08.03.01.06-2019					
Сибирский федеральный университет Инженерно-строительный институт					
Изм/Лист	№ докум.	Подпись	Дата	Проектирование системы водоснабжения населенного пункта из поверхностного источника	Стадия
Разраб.	Карпов В.В.			Схема производства работ при прокладке пластмассового трубопровода, схема размещения бытовых помещений, схема укладки труб автокраном, схема засыпки траншеи бульдозером.	Лист
Консул.	Курилина Т.А.				Р
Руковод.	Курилина Т.А.				6
Н.контр.					Листов
Зав.каф.	Матюшенко А.И.				6
					Кафедра ИСЗиС

