

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

Казахский национальный исследовательский технический университет имени  
К.И. Сатпаева

Институт архитектуры, строительства и энергетики Т.К. Басенова

Кафедра Инженерные системы и сети

Алишева Айгерим Арнайкызы

Водоснабжение поселка Абай в Алматинской области

**ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА**

к дипломному проекту

Специальность: 5В080500 Водные ресурсы и водопользование

Алматы 2019

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

Казахский национальный исследовательский технический университет имени  
К.И.Сатпаева

Институт архитектуры, строительства и энергетики им. Т.К. Басанова

Кафедра Инженерные системы и сети

**ДОПУЩЕН К ЗАЩИТЕ**

Заведующий кафедрой ИСиС  
канд. техн. наук, ассент. проф.

 Алимова К.К.

" 21 " 05 2019г.

**ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА**

к дипломному проекту

На тему: "Водоснабжение поселка Абай в Алмаатинской области"

по специальности 5В080500 – Водные ресурсы и водопользование

Выполнила

Алишова А.А.

Руководитель  
канд. техн. наук, ассент. проф.

 Сидорова Н.В.

" 30 " 05 2019 г.

Алматы 2019

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

Казахский национальный исследовательский технический университет  
имени К.И.Сатпаева

Институт архитектуры, строительства и энергетики им. Т.К.Басенова

Кафедра Инженерные системы и сети

УТВЕРЖДАЮ

Заведующий кафедрой ИСиС  
канд. техн. наук, асцент. проф.

*Алимова К.К.*  
Алимова К.К.  
" 07 02 " 2019г.

ЗАДАНИЕ

на выполнение дипломного проекта

Обучающемуся Алишовой Айгерим Арнайкызы

Тема: Водоснабжение поселка Абай в Алматинской области

Утверждена приказом Ректора Университета № 1112-б от "01" апреля 2019г.

Срок сдачи законченной работы

"30" апреля 2019 г.

Исходные данные к дипломному проекту: характеристика поселка Абай и его водоснабжение

Перечень подлежащих разработке в дипломном проекте вопросов:

а) технологическая часть;

б) гидравлический расчет водопроводных и напорных труб;

в) расчет технико-экономических и эксплуатационных показателей.

Перечень графического материала (с точным указанием обязательных чертежей):

1) генеральный план; 2) водопроводные сети; 3) схема водоснабжения из

подземных источников; 4) насосная станция II стадии; 5) схема водонапорной

башни




Рекомендуемая основная литература: из 12 наименований

**ГРАФИК**  
подготовки дипломного проекта

Наименование разделов, перечень разрабатываемых вопросов	Сроки представления руководителю	Примечание
Технологическая часть	12.02.2019 г. – 30.03.2019 г.	
Гидравлический расчет водопроводных и напорных труб	01.04.2019 г. – 16.04.2019 г.	
Расчет технико - экономических и эксплуатационных показателей	16.04.2019 г. – 30.04.2019 г.	

**Подпись**

консультантов и нормоконтролера на законченный дипломный проект с указанием относящихся к ним разделов проекта

Наименование разделов	Консультанты, И.О.Ф. (уч. степень, звание)	Дата подписания	Подпись
Гидравлический расчет водопроводных и напорных труб	Н.В.Сидорова канд.техн.наук, ассоц.проф.	20.05.19	
Расчет технико - экономических и эксплуатационных показателей	Н.В.Сидорова канд.техн.наук, ассоц.проф.	20.05.19	
Нормоконтролер	А.Н.Хойшиев канд.техн.наук, лектор	20.05.19	

Руководитель



Сидорова Н.В.

Задание принята к исполнению обучающаяся



Литничева А.А.

Дата

20 04

2019 г.

## ВВЕДЕНИЕ

Проектирование систем водоснабжения населенного пункта Абай Карасайского района Алматинской области СН РК 4.01.02-2009 водоснабжение. Целью проектирования систем водоснабжения является обеспечение населения населенного пункта Абай Карасайского района Алматинской области качественной водой, отвечающей требованиям СанПиН РК 3.01.067-97 “питьевая вода” в соответствии с программой «Чистая вода», проводимой в Республике Казахстан.

Доступ к чистой и безопасной питьевой воде является одним из основных потребностей человека. По расчетам, в развивающихся странах около 1 млрд. долл. человек не может полностью добраться до питьевой воды. В целом, 20 % человечества испытывают дефицит чистой питьевой воды. В ходе реализации проекта подача воды в жилые дома будет осуществляться по подземным источникам воды.

В ходе реализации проекта подача воды в жилые дома будет осуществляться по подземным источникам воды. Система водоснабжения - это комплекс инженерных технологических установок, таких как транспортировка, доставка, хранение, подъем до необходимого напора воды к потребителям и местам водопотребления.

## 1 Технологическая часть

### 1.1 Природно-климатические характеристики проектного района

*Общее состояние месторасположения объекта проектирования.* Населенный пункт Абай–поселок Карасайского района Алматинской области Казахстана. Входит в состав Райымбекского сельского округа. Расположено в 10 км к востоку от города Каскелен, на левом берегу реки Аксай. Территория района не укомплектована, транспортная связь по району осуществляется через сеть грунтовых дорог. Районный центр город Каскелен связан со всеми сельскими и транспортными дорогами. Для обслуживания населения в населенном пункте имеется школа на 800 мест, детский сад на 100 мест, дом культуры на 150 мест, дом акимата, баня на 25 человек, центр быта, отделение связи, магазин, столовая на 30 мест и врачебно-амбулаторный пункт. Все общественные и производственные сооружения обеспечены водопроводом, канализацией и электроэнергией. В данном населенном пункте имеется несколько производственных предприятий: пекарня, мини-мельница, ток, зернобобовая, автогараж, АЗС.

*Природные условия.* Территория района строительства расположена в зоне долины рек террасизированный Аксай. Рельеф местности относительно гладкий с общим уклоном к северо-востоку. Рельеф участка состоит из четырех - современных аллювиальных слоев. Вся территория занимает от поверхности земли суглинков толщиной 25 - 35м, далее зеленые глины толщиной 30-40м и мелкозернистые пески толщиной 45-55м. Территория района компактная, внутрирайонная перевозка осуществляется через развитые сети транспортных дорог с черным покрытием.

*Климатические характеристики планировочного района.* Объект строительства-стационарная климатическая зона по СН РК 4.01.02-2009 Согласно 11-2008, территория относится к IV-Г климатическому району [1].

Характерными особенностями климата являются продолжительность и сухость лета, а зима короткая и мягкая. Снежный покров немалый и беззаботный. Континентальность климата обусловлена большой разницей между летом, днем и ночью. Температура наружного воздуха в самый холодный день минус 15° С. Тепловая продолжительность дня составляет 2600-2800 часов. Максимальная продолжительность в июле изменяется в пределах 370-420 часов. Количество пасмурных дней составляет не более 40-44 дней в год, максимальная - в декабре и январе (8-10 дней в месяц). Количество осадков за год в среднем варьируется в пределах 260-290 мм и происходит в весенний и зимний периоды. Летом осадков не будет. Снежный покров не толстый и неустойчивый, периодически тает. Средняя месячная скорость ветра от 0,5-1,2 м/с до 1,3-2,7 м/с. до сих пор. Нормативная глубина замерзания почвы-0,42 м. Сейсмичность района СН РК 4.01.02-2009 По состоянию на 2019 год-8 баллов.

*Инженерно-геологические условия.* Трассы водопроводных труб, водопроводов и внутрипоселковых водопроводных конструкций и инженерно-геологические условия. По геолого-литологическому сооружению территория участвует в высочайшем четверти-в современном аллювиальном делении, общая толщина которых составляет 20... 50м представлены в виде суглинков и щебеночно-гравийных грунтов. Толщина 2,5...15м глины относятся к поверхности земли и сопряжены с щебенками, песками. Территория равнинная, сложная орошения и дренажный узел, с общим уклоном на северо-восток 0,0005.....0,0008. По результатам лабораторных исследований и полевых работ на территории строительного объекта до глубины Юм были известны четыре инженерно-геологических элемента (ИГЭ):

1) ИГЭ-толщина 3...6м осаждаются твердые и полужесткие суглинки. Тип условий осадка почвы-I. Суммарный осадок-до 5см.

2) ИГЭ-толщина 6...9м твердые и полужесткие суглинистые. Тип условий оседания почвы-II. Суммарный осадок-до 0,45 м.

3) ИГЭ-толщина 6...9м твердые и полужесткие суглинистые.

Тип условий оседания почвы-II. Суммарный осадок-до 1,20 м.

4) ИГЭ-гравийная почва.

Сейсмичность района согласно СН РК 4.01.02-2009, равна 8 баллам.

Сыпучие породы заполнены песчаниками, суглинками и щебеночно-глинистыми гранулами. Толщина водяных частиц 25...30м. инвестпроектов в южном казахстане составит. Подземные воды без напора.

Он относится к водам (по замеру 2009 года) на глубине 3,5-4 метра. Амплитуда волнения, приблизительно 1-1,5 м. Максимальный уровень залегания грунтовых вод происходит в весенний и осенний периоды, т. е. с выпадением снега и воздействием атмосферных осадков. Вид подземных вод-сульфатно-кальцил. Содержание сухого остатка-675,2 мг/л. Портландцемент с нормальной плотностью подземных вод в зависимости от примесей сульфатов имеет высокую плотность бетона-агрессивный, а сульфатостойкий не агрессивный к цементным бетонам.

## **1.2 Определение расчетного водопотребления населенного пункта**

Расчетное количество воды, потребляемой населенным пунктом, состоит из следующих затрат [2]:

а) хозяйственно-питьевые потребности предприятий и населенных пунктов;

б) потребность в местной промышленности;

в) уборка улиц, полив газонов;

г) производственные потребности промышленных предприятий;

д) затраты на противопожарную воду.

Численность населения в населенном пункте определяется по каждому району по следующей формуле:

$$N_x = P \cdot F, \quad (1.1)$$

где  $P$  – плотность населения, (человек/га)

$F$ -строительная территория определяется по плану города (га).

Принимаем численность населения по районам:

Первый район

$$N_1 = 50 \cdot 105,68 = 5284 \text{ (человек).}$$

Второй район

$$N_2 = 22 \cdot 104,7 = 2303 \text{ (человек).}$$

Расчетный (среднегодовой) суточный расход воды  $Q_{\text{сред.сут}}$ , ( $\text{м}^3/\text{сут}$ ) на хозяйственно-питьевые нужды определяется по формуле:

$$Q_{\text{сред}} = \frac{q_x \cdot N_x}{1000}, \quad (1.2)$$

где  $q_x$  - объем собственного водопотребления (л/сут);

$N_x$  - расчетная численность населения в населенном пункте

Принимаем по районам,  $\text{м}^3/\text{сут}$ :

Первый район

$$Q_{\text{сред.сутI}} = \frac{190 \cdot 5284}{1000} = 1003,96.$$

Второй район

$$Q_{\text{сред.сутII}} = \frac{230 \cdot 2303}{1000} = 529,69.$$

С учетом неравномерности водопотребления в течение всего года и по часам суток определяются максимальные и минимальные затраты водопотребления в сутки.

$$Q_{\text{сут.max}} = K_{\text{сут.max}} \cdot Q_{\text{сред.сут}} \quad (1.3)$$

$$Q_{\text{сут.min}} = K_{\text{сут.min}} \cdot Q_{\text{сред.сут}} \quad (1.4)$$

где  $K_{\text{сут.max}}$ ,  $K_{\text{сут.min}}$  - суточный неоднородный коэффициент водопотребления  $K_{\text{сут.max}} = \frac{1,1}{1,3}$ ;  $K_{\text{сут.min}} = \frac{1,1}{1,3}$ .



Принимаем по районам, м<sup>3</sup>/сут:

Первый район

$$Q_{\text{сут.maxI}} = 1,2 \cdot 1003,96 = 1204,7,$$

$$Q_{\text{сут.minI}} = 0,8 \cdot 1003,96 = 803,2.$$

Второй район

$$Q_{\text{сут.maxII}} = 1,2 \cdot 526,69 = 635,62,$$

$$Q_{\text{сут.minII}} = 0,8 \cdot 526,69 = 423,75.$$

Часовая максимальная  $Q_{\text{час.max}}$  и минимальный  $Q_{\text{час.min}}$  затраты  $\text{min}$  определяются по формуле, (м<sup>3</sup>/ч):

$$Q_{\text{час.max}} = \frac{K_{\text{час.max}} \cdot Q_{\text{сут.max}}}{24}, \quad (1.5)$$

$$Q_{\text{час.min}} = \frac{K_{\text{час.min}} \cdot Q_{\text{сут.min}}}{24}, \quad (1.6)$$

где  $K_{\text{час.max}}$ ,  $K_{\text{час.min}}$  -коэффициент почасовой неравномерности потребления воды определяем по формуле (максимальный, минимальный):

$$K_{\text{час.max}} = \alpha_{\text{max}} \cdot \beta_{\text{max}}, \quad (1.7)$$

$$K_{\text{час.min}} = \alpha_{\text{min}} \cdot \beta_{\text{min}}, \quad (1.8)$$

где  $\alpha_{\text{max}}$ , плотность  $\alpha_{\text{min}}$  коэффициент, учитывающий режим работы на предприятии и степень благоустройства здания,  $\alpha_{\text{max}} = 1,2 \div 1,4$ . ;  $\alpha_{\text{min}} = 0,4 \div 0,6$ .

$\beta_{\text{max}}$ ,  $\beta_{\text{min}}$  – коэффициент, учитывающий численность населения в населенном пункте.  $\beta_{\text{max}} = 1,23$ ,  $\beta_{\text{min}} = 0,47$ .

Мы принимаем по районам:

Для первого района

$$K_{\text{час.maxI}} = 1,2 \cdot 1,45 = 1,75,$$

$$K_{\text{час.minI}} = 0,4 \cdot 0,22 = 0,088.$$

Для второго района

$$K_{\text{час.maxII}} = 1,2 \cdot 1,58 = 1,8,$$

$$K_{\text{час.minII}} = 0,4 \cdot 0,15 = 0,06.$$

Для первого района

$$Q_{\text{час.maxI}} = \frac{1,75 \cdot 1204,7}{24} = 87,84(\text{м}^3/\text{час}),$$

$$Q_{\text{час.minI}} = \frac{0,088 \cdot 803,2}{24} = 2,94(\text{м}^3/\text{час}).$$

Для второго района

$$Q_{\text{час.maxII}} = \frac{1,8 \cdot 635,62}{24} = 47,67(\text{м}^3/\text{час}).$$

$$Q_{\text{час.minII}} = \frac{0,06 \cdot 423,75}{24} = 1,05(\text{м}^3/\text{час}).$$

Расчетные максимальные и минимальные посекундные затраты определяются следующим образом. ( $q_{\text{сек.max}}$ ,  $q_{\text{сек.min}}$ , л/сек):

$$q_{\text{сек.max}} = \frac{Q_{\text{час.max}}}{3,6} \quad (1.9)$$

$$q_{\text{сек.min}} = \frac{Q_{\text{час.min}}}{3,6} \quad (1.10)$$

Определим по районам:

Первый район:

$$q_{\text{сек.maxI}} = \frac{87,84}{3,6} = 24,4(\text{л/сек}).$$

$$q_{\text{сек.minI}} = \frac{2,94}{3,6} = 0,8(\text{л/сек}).$$

Второй район:

$$q_{\text{сек.maxII}} = \frac{47,67}{3,6} = 13,24 (\text{л/сек}),$$
$$q_{\text{сек.minII}} = \frac{1,05}{3,6} = 0,29 (\text{л/сек}).$$

### 1.3 Определение расхода воды на тушение пожара

$Q_{\text{пож}}$  выезда расхода воды на наружное пожаротушение (л/сут) и населенных пунктов в соответствии с количеством одновременно принимаем пожара:

$$Q_{\text{пож}} = n_n \cdot q_n, \quad (1.11)$$

где  $n_n$  - количество наружного пожара;

$q_n$  - расход воды на тушение наружного пожара.

$$Q_{\text{пож}} = 1 \cdot 55 = 55 \text{ л/с.}$$

#### 1.3.1 Определение объема бака напорной водонапорной башни

В зависимости от того, какой объем напорного водяного башенного бака ( $W_{\text{нвб}}$ , м<sup>3</sup>) будет рассчитан на 10 минут с максимальным расходом воды на тушение внутреннего и наружного пожара, который произошел одновременно, получаем в зависимости от регулирующего объема ( $W_{\text{рег}}$ ) и запаса воды, рассчитанного на 10 минут [3].

$$W_{\text{нвб}} = W_{\text{рег}} + W_{\text{пож}}, \quad (1.12)$$
$$W_{\text{нвб}} = 858,23 + 7,5 = 865,73.$$

Все расчеты заполняются в таблице 1.1.

Регулирующий объем напорного башенного бака ( $W_{\text{рег}}$ ) определяется путем размещения графиков водопотребления и подачи воды насосами II-го подъема.

Таблица 1.1 Вместимость водонапорной башни

Часы суток	Водопотребление города,%	Подача воды насосом II, %	Расход из бака%	Остаток в баках, %
0-1	2,95	2,19	0,76	12,97
1-2	2,95	2,19	0,76	12,21
2-3	2,95	2,19	0,76	11,45
3-4	3,02	2,19	0,83	10,62
4-5	2,34	2,19	0,15	10,47
5-6	3,39	2,19	1,2	9,27
6-7	4,33	2,19	2,14	7,13
7-8	5,03	2,19	2,84	4,29
8-9	4,6	4,27	0,33	3,96
9-10	4,14	4,27		4,09
10-11	4,24	4,27		4,12
11-12	5,29	4,27	1,02	3,1
12-13	5,99	4,27	1,72	1,38
13-14	5,43	4,27	1,16	0,22
14-15	4,49	4,27	0,22	0
15-16	4,01	4,27		0,26
16-17	3,85	6,04		2,45
17-18	4,54	6,04		3,95
18-19	5,09	6,04		4,9
19-20	4,42	6,04		6,52
20-21	5,81	6,04		6,75
21-22	4,41	6,04		8,38
22-23	3,71	6,04		10,71
23-24	3,02	6,04		13,73
Всего	100	100	13,89	

Кроме того, при определении регулирующего объема бака являются часы, на которых отсутствует вода в суточном багте и максимальное значение остатка в процентном отношении является величиной определения регулирующего объема.

$$W = \frac{A\% \cdot \Sigma Q}{100\%}, \quad (1.13)$$

$$W = \frac{13.73 \cdot 6250.79}{100\%} = 858.23,$$

где  $\Sigma Q$ -суммарный максимальный суточный расход воды по городу;

Если при работе получены положительные и отрицательные значения из таблицы 1.1, то значение  $A\%$  при определении формулы  $W_{рег.}$  равно сумме наиболее положительных и отрицательных значений данной графы.

С учетом саморегулируемой способности центробежных насосов (увеличение подачи воды при снижении напора и наоборот уменьшение подачи воды при увеличении напора), по сравнению с выходным значением по формуле, приходится уменьшать регулирующий объем башенного бака для контрезервуара на 10-15% и на 30-40% в головную сторону узла.

Полная емкость бака напорной водонапорной башни не должна превышать 2-6 % суточного потребления воды. Вместимость типовых водонапорных башен: 15, 25, 50, 100, 150, 200, 300, 500, 800 м<sup>3</sup>.

Окончательный размер напорно башенного бака определяется по данным типового проекта:

$$\frac{H_6}{D} = \frac{0,7}{0,8}, \quad (1.14)$$

где  $H_6$  -высота водяного столба в баках; м

$D$ -диаметр баков, м

$$H_6 = \left(\frac{0,7}{0,8}\right) D, \quad (1.15)$$

$$H_6 = 0,8 \cdot 9 = 7,2 \text{ м.}$$

$$D = 122 \sqrt[3]{W_p}, \quad (1.16)$$

где  $W_p$  - вместимость баков, принятых при расчетах;

Строительная высота баков

$$H_{стр} = H_6 + (0,5 \div 1), \quad (1.17)$$

$$H_{стр} = 7,2 + 1 = 8,2.$$

### 1.3.2 Определение высоты напорной водонапорной башни

$$H_{нвб} = H_{тал} + \Sigma h_{г\text{ео-исх.точ.нвб}} - (z_{нвб} - z_{бн}), \quad (1.18)$$

где  $h_{бн-нвб.г\text{ео}}$  сумма потери давления от гео - исходной точки до напорной водонапорной башни

$z_{бн.г\text{ео}}$  - знак геометрического расположения башня напорной воды

$z_{бн}$  - обозначение геометрического расположения начальной точки

$$H_{нвб} = 26 + 2,158 - (1122 - 1106) = 25,442 \text{ м.}$$

### 1.3.3 Определение объема резервуара чистой воды

Полная емкость резервуара чистой воды ( $W_{рез}$ , м<sup>3</sup>) состоит из суммы объема ( $W_{сред}$ ) для хранения противопожарного запаса и личного фонда очистного пункта ( $W_{зл}$ ) [4]:

$$W_{рпм} = W_{рез} + W_{пож} + W_{зл}, \quad (1.19)$$

$$W = 986,99 + 696,23 + 120,7 = 1803,92.$$

Таблица 1.2 - Объем резервуаров чистой воды

Часы, сутки	Подача воды насосной станции I подъема	Подача воды насосного сооружения II подъема	Поступление в РНР, %	Расход воды в РНР, %	РЧВ-остаток %
	%	%	%	%	%
0-1	4,16	2,19	1,97		1,97
1-2	4,16	2,19	1,97		3,94
2-3	4,16	2,19	1,97		5,91
3-4	4,16	2,19	1,97		7,88
4-5	4,16	2,19	1,97		9,85
5-6	4,17	2,19	1,98		11,83
6-7	4,17	2,19	1,98		13,81
7-8	4,17	2,19	1,98		15,79
8-9	4,17	4,27		0,1	15,69
9-10	4,17	4,27		0,1	15,59
10-11	4,17	4,27		0,1	15,49
11-12	4,17	4,27		0,1	15,39
12-13	4,17	4,27		0,1	15,29
13-14	4,17	4,27		0,1	15,19
14-15	4,17	4,27		0,1	15,09
15-16	4,17	4,27		0,1	14,99
16-17	4,17	6,04		1,87	13,12
17-18	4,17	6,04		1,87	11,25
18-19	4,17	6,04		1,87	9,38
19-20	4,17	6,04		1,87	7,51
20-21	4,17	6,04		1,87	5,64
21-22	4,16	6,04		1,88	3,76
22-23	4,16	6,04		1,88	1,88
23-24	4,16	6,04		1,88	0
Всего	100	100	15,79	15,79	

$$W_{пер.} = \frac{Б\% \cdot \Sigma Q}{100\%}, \quad (1.20)$$

$$w_{\text{пер.}} = \frac{15,79 \cdot 6250,79}{100\%} = 986,99.$$

где Б % - максимальное значение

$$W_{\text{пож.}} = \frac{3 \cdot (n_{\text{вн.}} \cdot q_{\text{вн.}} + n_{\text{нар.}} \cdot q_{\text{нар.}}) \cdot 3600}{1000} + \sum W_{\text{зл.}} - 3Q_I, \quad (1.21)$$

где  $n_{\text{внут,наруж}}$ -количество одновременных внутренних и наружных пожаров;

$q_{\text{внут}}, q_{\text{наруж}}$  -расход воды на тушение пожара;

$W_{\text{хз}}$ -трехчасовой хозяйственный запас воды;

$W_{\text{ин}}$  -объем воды для индивидуальных нужд, он принимается как суточный максимальный расход водопотребления на очистных пунктах.

$$W_{\text{пож}} = \frac{3 \cdot (1 \cdot 2.5 + 1 \cdot 10) \cdot 3600}{1000} + \sum 583.55 - 22.32 = 696.23,$$

Число РЧВ на одном узле  $\left(\frac{3}{4}\right)$  % должно быть не менее 2. При отключении одного резервуара в остальных должны храниться 50% от полного объема. После выпуска полного объема резервуара чистой воды выбираем количество типовых резервуаров и их емкость находится в следующих пределах: 1000, 2000, 3000, 6000, 10000, 20000 м<sup>3</sup>.

### 1.3.4 Проектирование и расчет II подъемного насосного пункта

Насосная станция II подъема необходима для закачки воды из резервуара чистой воды в водоотводную сеть населенного пункта. Насосная станция проектируется путем пол - углубления. Верхняя часть насосной станции-кирпичная постройка. Подземная часть-бетонированные блоки, а покрытие – железобетонные сборные плиты.

Насосные и напорные водопроводы на насосной станции выполнены из прочных сварных оловянных труб. Трубы на полу машинного зала закрываются заменяющими плитами. Автоматизирована работа дренажных насосов хозяйственно-питьевых вод. Срабатывание противопожарных насосов управляется диспечерным пультом на расстоянии. Агрегаты насосных станций могут быть взаимозаменяемыми с хозяйственно-питьевым водоснабжением на противопожарный режим[5].

### **1.3.5 Расчетная часть проектирования подъемных насосных станций II подъема**

Режим работы насосной станции II подъема зависит от водопользования населенного пункта. В связи с тем, что показатель водопользования в населенном пункте разный в течение всего времени, работа насосной станции II подъема не является нормальным.

Профилактика работы насосов заранее указывается поэтапно. Подача воды из насосной станции II подъема в трубопроводы водоснабжения населенного пункта осуществляется через три линии. Подача воды производится с двумя временными стадиями с максимальными расхода ( $Q_{\text{час. max}}$ ).



## 2 Гидравлический расчет водоводных и напорных труб

Водозаборные трубы забойные заборы чугунные  $l_{ст}=30\text{м}$ . По схеме станции хозяйственно-питьевые водопроводные трубопроводы принимается 2, где расчетный расход каждого из них равен [6]:

$$Q_{расч.} = \left(\frac{Q_c}{2}\right), \quad (2.1)$$

Расчетный расход трубопровода при работе I ступени:

$$Q^I_{расч.} = \left(\frac{75,45312}{2}\right) = 37,72656 \text{ л/с.}$$

Расчетный расход трубопровода при работе II ступени:

$$Q^{II}_{расч.} = \left(\frac{99,3772}{2}\right) = 49,6886 \text{ л/с.}$$

При пожаре с расчетными расходами снимается 1 водопровод:

$$Q^{пож}_{расч} = 229,9 \text{ л/с.}$$

Гидравлический расчет водоводов принимается с максимальным расходом II ступени  $Q=49,6886 \text{ л/с}$ ;  $d_{ст}=100\text{мм}$ ,  $V=1,41\text{м/с}$ ,  $1000i=4,16$ .

Проверим экономически выгодную скорость по следующей формуле:

$$V_{выгод} = 0,7 + 0,0011 \cdot 100 = 0,81 \text{ м/с.}$$

В зависимости от того, что оптимальная скорость  $V$ ,  $V_{выгод} = 0,2 \text{ м/с}$ , принимаем к решению трубу диаметром  $d_{ст} = 100\text{мм}$ .

Потери напора в водопроводной трубе  $h_m$ , м:

$$h_m = h_{ннт} + \Sigma h_n. \quad (2.2)$$

Потери напора при трении,  $h_{ннт}$ , м:

$$H_{ннт} = i \cdot l_m = 0,00416 \cdot 30 = 0,1248 \text{ м.} \quad (2.3)$$

Пропадание в локальном противостоянии  $\Sigma h_n$ , м:

$$\Sigma h_n = 0,5218 \text{ м.}$$

Потери общего напора на водопроводных трубах:

$$h_m=0,1248+0,5218=0,6466 \text{ м.}$$

При максимальном пропуске воды противопожарные трубы проектируются отдельно от хозяйственно-питьевых труб, а также проектируются 1 водозабор и 1 противопожарный  $Q=229,9$  л/с

$$d_{ст}=300\text{мм,}$$

$$V=1.51\text{м/с,}$$

$$1000i=2,8.$$

Потери напора при трении  $h_{мре}$ , м:

$$H_{мре}=i \cdot l_m=0,0028 \cdot 30=0,084 \text{ м.}$$

Пропадание в локальном противостоянии  $\Sigma h_{np}$ , м:

$$\Sigma h_{np}=0,598 \text{ м.}$$

Потери общего напора на водопроводных трубах:

$$h_m=0,084+0,598 =0,682 \text{ м.}$$

## 2.1 Определение полного напора насосной станции

Основные расчетные параметры водопропускных труб и напорных труб приведены в таблице [2.1].

Таблица 2.1 - Основные расчетные параметры водопропускных труб и напорных труб

Трубопровод	число	$d$ , мм	$Q$ , л/с	$V$ , м/с	$1000i$	$h$ , м
Хозяйственная питьевая вода	2	100	49,6886	1,31	3,16	0,6466
Противопожарные	1	300	229,9	1,41	1,85	0,682
Хозяйственная питьевая вода	2	100	50,6886	2,04	10,90	1,199
Противопожарные	1	100	230,9	1,91	5,22	0,5742

Необходимый напор для насосного поста II подъема

$$H_2=H_z+\Sigma h+H_{ик}, \quad (2.4)$$

$$H_2=35+2,1544+5=42.15,$$

где  $H_z$  -высота геометрического подъема воды, м:

$Z_{mv}$  – начальная точка водопроводной сети =76 м;

$H_{пн}$  – пустой напор =26 м;

$\Sigma h_w$  – потери напора в водопроводной сети получаем 5;

$H_{вк}$  - потери напора во внутренних коммуникациях насоос.

ст = 2,1544м

$$H_z = (z_c + H_{ба} + \Sigma h_w) - z_{мсп}, \quad (2.5)$$

$$H_z = (76 + 26 + 5) - 72 = 35 \text{ м.}$$

## 2.2 Технология технического производство трубопровода

Производство труб различается в зависимости от материала изготовления, целевого предназначения продукции, диаметра, профиля, способа соединения и прочих технологических факторов. Их можно перечислять по классификациями:

-Стальные изделия причисляются к устаревшим трубам для обустройства водопровода и других систем. Они подвержены коррозии, поэтому требуют защитного покрытия. В качестве часто используется цинк, что влияет на повышение цены продукции.

-Чугунные аналоги устойчивее к ржавлению, однако не такие прочные. Они отличаются большой массой и при прокладке требуют специального надежного крепления. Из таких конструкций оборудуют водопроводные, отопительные и канализационные системы[8].

-Металлопластиковые трубы стали очень популярными. Сочетание металла и пластика позволяет добиться отличных качественных показателей. Сделать водопровод из таких элементов совсем не сложно. К минусам продукции относится слабая термо устойчивость и возможность появления протечки в местах стыковки.

-Пластиковые трубы включают в себя несколько видов полимерных изделий. К ним относятся: полиэтилен низкого/высокого давления (ПНД, ПВД) и сшитые полимерные модификации. Они имеют небольшую массу, долговечны, не поддаются коррозии. Между собой виды отличаются характеристиками и свойствами, однако имеют общую технологию производства.

-Медные трубы – это самый дорогостоящий вариант. Материал отличается высокими техническими параметрами, устойчивостью к воздействию влаги, перепадам температур.

## 2.2.1 Расчетная характеристика трубопроводов

Расчетная характеристика трубопроводов показывает функциональную связь расхода воды и напора  $H=f(Q)_{рас}$ , уравнение соответствует следующей

$$H_{рас}=H_{Г}+\Sigma\Delta h, \quad \text{или} \quad H_{рас}=H_{Г}+S\cdot Q^2, \quad (2.6)$$

где  $\Sigma\Delta h$  – суммарные потери напора в коммуникациях внутреннего расстояния водоводов и нагнетательных трубопроводов, м.

$S$  – сопротивление трубопровода в зависимости от диаметра трубопроводов и материала изготовления:

$$S = \frac{\Sigma\Delta h}{Q^2_p}, \quad (2.7)$$

Затраты  $Q$ , м<sup>3</sup>/с потери напора в трубопроводе с принятием значения  $\Sigma\Delta h$  найдем значение по следующей формуле:

$$\Sigma\Delta h=S\cdot Q^2. \quad (2.8)$$

При I, II ступенях и максимальном распределении воды приведено в  $Q$  и  $H$  значения таблиц.

I ступень:  $Q=37.72656$  л/с,  $\Sigma\Delta h=3$ м

$$S=3\left(\frac{37,72656}{1000}\right)^2\cdot Q^2=80Q^2, \quad H_{Г}=35\text{м}, \quad H_p=H_{Г}+\Sigma\Delta h.$$

Таблица 2.2 - I ступень. Значение  $Q$  и  $H$  на

$Q$ , м <sup>3</sup> /с	0,028	0,055	0,083	0,111	0,139	0,165	0,194	0,220	0,258	0.275
$\Sigma\Delta h$ , м	0,027	0,105	0,241	0,431	0,676	0,953	1,317	1,694	2,329	2,646
$H_p$ , м	35,027	35,105	35,241	35,431	35,676	35,953	36,317	36,694	37,329	37,646

I ступень  $Q=49,6886$  л/с,  $\Sigma\Delta h=4$ м

$$S=4\div(49,6886\div 1000)^2\cdot Q^2=80Q^2, \quad H_{Г}=35\text{м}, \quad H_p=H_{Г}+\Sigma\Delta h.$$

Таблица 2.3 - II ступень Значение Q и H на

$Q, \text{ м}^3/\text{с}$	0,028	0,055	0,083	0,111	0,139	0,165	0,194	0,220	0,258	0,275
$\Sigma\Delta h, \text{ м}$	0,020	0,076	0,174	0,311	0,488	0,688	0,950	1,222	1,680	1,910
$H_p, \text{ м}$	35,020	35,076	35,174	35,311	35,139	35,688	35,950	36,222	36,680	36,910

Максимальное распределение воды:

$$Q=229,9\text{л/с}, \Sigma\Delta h=3\text{м},$$

$$S=3\div(229,9\div 1000)^2\cdot Q^2=80Q^2, \quad H_T=40\text{м}, \quad H_p=H_T+\Sigma\Delta h.$$

Таблица 2.4 - Значение Q и H при максимальном распределении воды

$Q, \text{ м}^3/\text{с}$	0,138	0,278	0,414	0,556	0,694	0,833	0,972	1,111	1,250
$\Sigma\Delta h, \text{ м}$	0,062	0,253	0,562	1,014	1,580	2,275	3,099	4,048	5,125
$H_p, \text{ м}$	40,062	40,253	40,562	41,014	41,580	42,275	43,099	44,048	45,125

По данным Q и H, заданным в таблицах Q и H, для характеристики проводника рассчитаем насосную станцию.

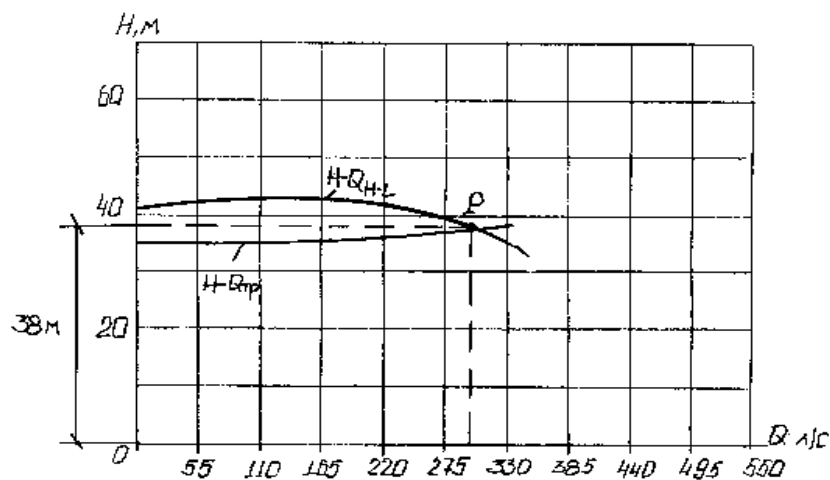


Рисунок 2.1 - Характеристика трубопровода (на I ступень)

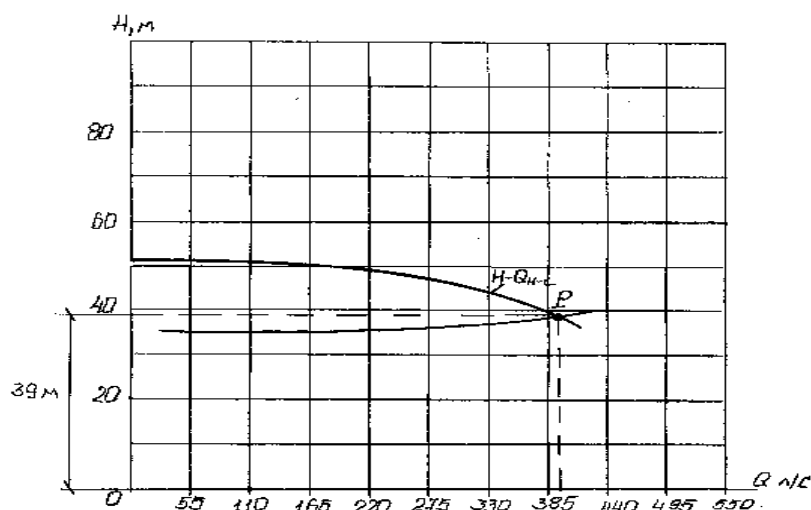


Рисунок 2.2 - Характеристика трубопровода (на II ступень)

### 2.2.2 Определение глубины расположения насосной станции

Глубина расположения насосной станции определяется  $H_{\text{глуб}}$ , м по формуле:

$$H_{\text{глуб}} = z_3 - z_n, \quad (2.9)$$

где  $z_3$  – геодезический знак земной поверхности всасывающего поста-75 м

$z_n$  – геодезическая отметка пола машинного зала, м:

$$z_n = z_3 - 1\text{м} - 0,5\text{м} - h_c - h_p - h_{\text{ф}}, \quad (2.10)$$

где  $h_c$  - высота всасывания = 1,1 м;

$h_p$  - высота рамы всасывающей крепи = 0,2 м;

$h_{\text{ф}}$  - высота фундамента насоса = 0,5 м.

Крепление II подъема проектируется методом полуглубленного размещения. Пол машинного зала располагался на отметке 72,7 рельефа местности. Уровень углубления:

$$H_{\text{глуб}} = 76 - 72,7 = 3,3 \text{ м.}$$

### 2.2.3 Исходные данные по источнику водоснабжения

Источник водоснабжения подземные воды водоносного горизонта

аллювиальных и среднестатистических отложений подземных вод по

гидрогеологическим исследованиям. Месторождение подземных вод для хозяйственно-питьевых и производственных нужд находится в 3 км от центра населенного пункта. Подземные воды данного района распределены совместно. Глубина залегания подземных вод 2-3 метра. Водоизмещающие породы состоят из щебёночное – гравийно-гравийных пород. Питание подземных вод осуществляется инфильтрацией атмосферных осадков. Водоснабжение предусматривается из пяти подземных и двух резервных скважин, расположенных в водозаборе [9].

## 2.2.4 Проектирование водозабора из подземного источника

Метод бурения водозаборных сооружений выбираем в зависимости от диаметра и глубины скважины, степени гидрогеологической изученности района бурения, вида в ней горных пород, характера постоянной эксплуатации водоносного горизонта, структуры и типа фильтрации, наличия высококачественной глины и воды для бурения. При действенном способе бурения проходит не менее 30 метров с одним диаметром, а роторным методом не менее 100 метров. Первая направленная труба устанавливается на 5-10 метров. В дипломном проекте выбираю действенный способ толчки, так как глубина бурения составляет 35 метров. Также принимаю две трубы. Окончательный диаметр эксплуатируемых скважин, где размещаются фильтр и водоподъемник, принимается в зависимости от способа бурения и габаритной установки. Структура и тип фильтров принимают песчано-гравийно, при этом скорость фильтрации воды из слоя является формулой [10]:

$$V_{\phi} = 65\sqrt[3]{K_{\phi}}, \quad (2.11)$$
$$V_{\phi} = 65\sqrt[3]{200} = 380,12 \text{ м/сут}$$

где  $K_{\phi}$  - коэффициент фильтрации водоносного слоя, м/сут

$d_{50}$  - диаметр деталей грунта, мм

$D_{50}$  - средний диаметр насыпей, мм

Найдем средний диаметр насыпей по формуле:

$$D_{50} = \left(\frac{8}{12}\right) \cdot d_{50}, \quad (2.12)$$
$$D_{50} = 10 \cdot 5 = 50, \text{ мм}$$

В зависимости от мощности водоносного слоя принимаем длины рабочих частей фильтра, м.

$$\begin{aligned}L_{\phi} &= \alpha \cdot m, \\L_{\phi} &= 0.5 \cdot 13 = 6.5,\end{aligned}\tag{2.13}$$

коэффициент  $\alpha = 0.5 \cdot 0.8$

Область поверхностной фильтрации  $m^2$ :

$$F_{\phi} = \pi \cdot D_{\phi} \cdot l_{\phi},\tag{2.14}$$

$$L_{\phi} = 3.14 \cdot 0.15 \cdot 6.5 = 3.062 \text{ м}^3,$$

где  $D_{\phi}$  - диаметр фильтра, м. Пропускная способность фильтра, м<sup>3</sup>/сут.

$$Q_{\phi} = F_{\phi} \cdot V_{\phi},\tag{2.15}$$

$$Q_{\phi} = 3.062 \cdot 380.12 = 1163.73, \text{ м}^3/\text{сут.} = 48.48, \text{ м}^3/\text{ч} = 13.17, \text{ л/с.}$$

Общее количество рабочих скважин получаем в зависимости от производительности принятой скважины:

$$\begin{aligned}N_{\phi} &= \frac{Q_{\phi}}{Q_H}, \\N_{\phi} &= \frac{5491,71}{1163,74} = 5,\end{aligned}\tag{2.16}$$

где  $Q_{\phi}$  - обязательное производство водовода, м<sup>3</sup>/ч;

$Q_H$  - производительность выбранного насоса, м<sup>3</sup>/ч;

Количество 5 рабочих скважин, двух резервных.

Марка насосов, установленных в скважинах, определяется только после гидрогеологического расчета[11].

## 2.2.5 Расчет установок для обеззараживания воды

Обеззараживание воды на существующих очистных сооружениях проводится во всех случаях, когда водные источники водоснабжения по санитарному подходу являются ненадежными. Способ обеззараживания, хлорирования, азонирования, удаления бактерицидными лучами и так далее выбирается с учетом качества и расхода воды на основе технико-



экономического обоснования, учитывающего эффективность ее очистки и условия хранения и доставки реагентов, с учетом автоматизации и механизации сложных работ. Принятый в проекте способ обеззараживания - хлорирование жидким хлором. Потому что подземные источники воды не подвергаются обработке, кроме хлорирования. Очищенная вода на фильтрах перед поступлением в резервуар чистой воды обеззараживается попутным хлором [3].

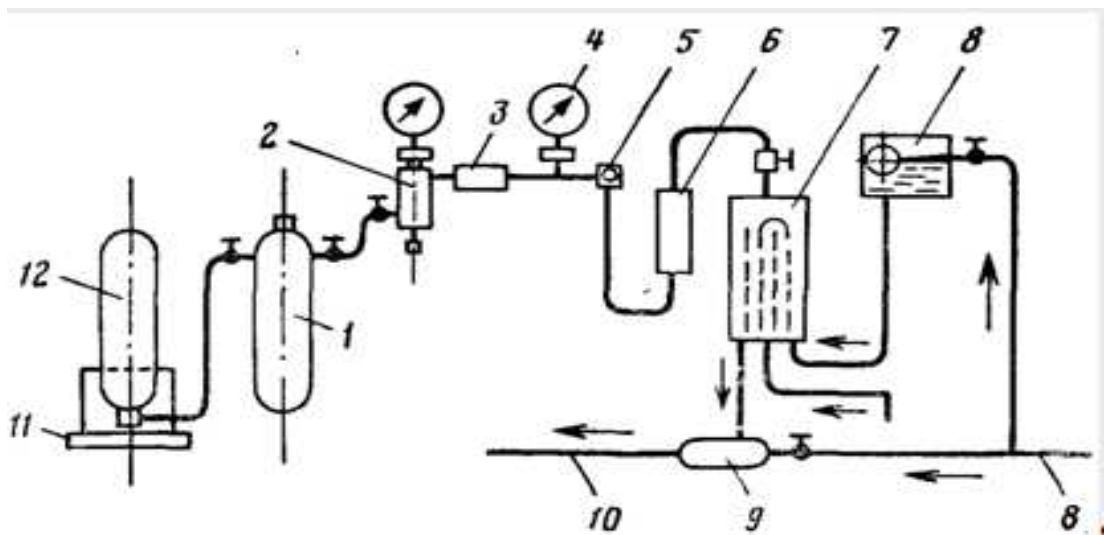
Расход хлора при хлорировании:

$$q_x = \frac{Q \cdot D_x}{1000 \cdot 24}, \text{ кг/час}, \quad (2.17)$$

где  $D_x$ -доза хлора для подземных источников,  $D_x=2$  мг/л

$$q_x = \frac{3491,71 \cdot 2}{1000 \cdot 24} = 0,3 \text{ кг/час}.$$

Принимаем хлоратор марки ЛОНИН-100 (один рабочий и один резервный хлоратор) Под влиянием хлора или его производных умирают бактерии, содержащиеся в воде. Поэтому хлорирование является хорошей средой, исключая размножение микроорганизмов в воде. Для того, чтобы хлорирование было эффективным, необходимо хорошо перемешать, а затем вода должна взаимодействовать с водой и хлором, если вода не менее чем за 30 минут до достижения пользователя. Взаимодействие может проводиться в резервуаре чистой воды (ТСР) или в водопроводах, на которых подается вода потребителям. Количество хлора принимается из расчета хлорирования образца, являющегося показателем достаточности количества хлора, принятого таким образом, чтобы содержание хлора оставалось не реакционным (остаточным)  $0,3 \div 0,5$  мг в 1 мл воды, подаваемой потребителю. Для дозирования хлора применяются дозаторы хлора. Большое распространение систематические вакуумные дозаторы хлора



*1-3-расходные и промежуточные баллоны; 2-контрольные весы;  
4 – фильтр; 5 – манометр; 6 – редакционный клапан; 7 – ротометр;  
8 – регулирующий вентиль; 9 – смеситель; 10 – регулирующий бак;  
11-эжектор; 12- вакуумный регулятор*

Рисунок 2.3 - Вакуумный хлоратор ЛОНИН-100

Транспорт с хлорными баллонами останавливается на открытых площадках под монорельсами перед воротами склада. Баллоны опускают на тележку с помощью подъемного крана, помещают в склад и размещают в стояночной яме в вертикальном положении. Жидкий хлор пропускается из баллона в испарители по хлоропроводным трубопроводам, где он проходит в газовое состояние, далее проходит через сбросную трубу (промежуточный баллон) хлора и через хлораторы поступает в эжекторы. Движение хлора происходит при подаче им воды за счет всасывания в эжекторах, хлораторы и эжекторы очищаются от площади, расположенной на высоте 3,5 метра от пола 1-го этажа и отметки 2,4 м. Общий напор воды хлоратора 6,5 м (1 этаж от уровня пола). Хлорная вода после эжекторов удаляется через отдельные трубопроводы в хлораторе.

Перед насосами I-го и II подъема насос идет в патрубку. Предусматривается промывка хлоропроводных труб стесненным азотом для очистки испарителей от хлора, а также во избежание скопления азота. Также предусматривается приточная вытяжная вентиляция с 6-12 с кратковременным переключением воздуха из хлораторной комнаты в хранилище хлора.

### 3 Расчет технико - экономических и эксплуатационных показателей

#### 3.1 Расчет годовых эксплуатационных затрат и себестоимости воды

Содержание затраты на настройку. Годовой фонд оплаты труда определяется исходя из численности и размера средней заработной платы обслуживающего персонала. Водопровод и сеть управляются единой бригадой Состав штата бригады 21 выполнение плана производится подрядным способом. Обеспечение строительными материалами, инструментарием осуществляется заказчиками [12].

Таблица 3.1 - Состав штата эксплуатации

Объект эксплуатации	Исполнители	Количество, человек	Населенный пункт Абай
Структура забора подземных вод	Машинист; Установка	2	2
Насосные станции	Машинист насосной станции 2смен	2	2
Резервуары и водонапорная башня	Осмотрщик и ремонтник, слесарь	2	1
Главный трубопровод и линия	Хозяйственный Ревизор	2	2
Водопровод хозяйства	Бригадир	1	1
Всего		9	

Таблица 3.2 - Расчет годовой заработной платы служащих

Категория служащих	Количество	Разряд ЕТС	Тариф коэффициент	Зарплата тенге	Месячная тенге
Заведующий	1	7	1,54	13646	13646
Машинист(насосной установки)	4	4	1,24	10988	43952
Слесарь-осмотрщик	2	3	1,15	10190	20380
Проверяющий	2	2	1,07	9481	18962
Всего: в месяц					96940
В течение года					1163280

Так как затраты на годовой расход электроэнергии  $W$ , кВт. определяется по формуле:

$$W = (\sum P_i^p \cdot t_i / \eta_{эi} + \sum P_j^k \cdot t_j \cdot K_4 / \eta_{эj}) \cdot K_5 \quad (2.18)$$

где  $P_i^p$  - расчетная мощность электродвигателей, кВт ;  
 $P_j^k$  - каталогная мощность электроприемников, кВт ;  
 $T_i, t_j$  – количество годовых рабочих часов электродвигателей и электроприемников ;

$K_5$  - коэффициент, учитывающий расход электроэнергии вспомогательных механизмов  $K_5=1,05$ .

$K_4$  – коэффициент загрузки  $K_4= 0.8-0.9$ ;

$\eta_{эi}, \eta_{эj}$  – ПЭК электродвигателей и электроприемников

$N, n$  - количество электродвигателей и электроприемников

Годовой расход электроэнергии:

$$W = \left( \frac{11 \cdot 16,09 \cdot 365}{0,66} \right) + \left( \frac{5,5 \cdot 16,9 \cdot 365}{0,66} \right) + 2,2 \cdot 24 \cdot 365 + 15 \times 4 \times 180 \cdot 0,85) \cdot 1,05 = 184036 \text{ кВтч.}$$

Цены на электроэнергию:

$$P = W \cdot P_1 = 184036,91 \text{ кВтч} \cdot 15,41 \text{ тенге} = 2836008,78 \text{ тенге,}$$

где,  $P_1$  – тариф – 15.41 тенге.

Таблица 3.3 - Сметная стоимость эксплуатации

Наименование затрат	Затраты, тыс. тг.
Месячник персонала	1163,28
Наименование затрат	Затраты, тыс. тг.
Социальный налог 19%	221,02
Стоимость электроэнергии	995,64
Амортизационные отчисления	2899,63
Итого	5279,57

Расчет себестоимости воды:

$$S = \frac{\text{Э}/Q_{\text{год}}}{107,41} = \frac{5279,57}{107,41} = 49,15 \text{ ттнг} \quad (2.19)$$

где Э-годовые эксплуатационные затраты, тг

Q год – количество воды в году, м<sup>3</sup>.

### 3.2 Основные технико-экономические показатели

Таблица 3.4 - Техничко-экономические показатели

Наименование затрат	Затраты,тыс. тг.
Количество водопотребителей	10439 чел.
Годовой объем воды	1957063 м <sup>3</sup>
Протяженность водопроводных сетей	43,5 км
Сметная стоимость строительства	99,3326 млн.тенге
В том числе СМР	72,56096 млн.тенге
Эксплуатационные расходы за каждый год	96,1896 млн.тенге
Цена за 1 м <sup>3</sup> воды	49,15 тенге

В связи с нестабильностью цен условий экономики рынка, оплата труда и указанные технико - экономические показатели могут быть изменены.

Расчетные эксплуатационные расходы должны оказываться государственной помощи водителям, так как они несут чрезмерную нагрузку на водопотребителей.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Основная цель водообеспечения населенного пункта-обеспечение населения и других водопотребителей водой с высоким качеством и достаточным объемом.

В данном дипломном проекте была проектирована система водоснабжения населенных пунктов в соответствии с требованиями СН РК 4.01.02-2009. При разработке данного дипломного проекта предусматривается не только высокая эффективность водопроводной сети, но и экономичность строительных сооружений.

В ходе проекта определены объемы водопотребления, необходимые для хозяйственно-питьевого водоснабжения населенных пунктов, производства, полива и озеленения, пожаротушения. В результате выявленных расчетов были определены объемы бака водонапорной башни и резервуара чистой воды. Проектировалась вторая подъемная насосная станция, определена производительность работы первой и второй ступеней насосов, проведен гидравлический расчет водоводов и напорных труб, выбраны марки всасывания, определена глубина расположения насосной станции, рассчитана расчетная характеристика трубопроводов.

Водозабор по источнику водоснабжения проектирован из подземного источника. Приведен расчет оборудования для обеззараживания воды.

Кроме того, проект включает разделы по охране природы и водных ресурсов, безопасности труда, технико – экономических и эксплуатационных показателей.

## СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

- 1 СН РК 4.01-02-2009 Водоснабжение. Наружные сети и сооружения - Проектная академия «KAZGOR» 2010г.
- 2 Карамбиров Н.А. «Сельскохозяйственное водоснабжение». Москва. Колос. 1982г.
- 3 В.Н.Зацепин. «Курсовое и дипломное проектирование водопроводных и канализационных сооружений». Строиздат.
- 4 Жұмағұлов. «Водоснабжение». 1993г
- 5 Оводов В.С. «Сельскохозяйственное водоснабжение». Москва. 1986г.
- 6 Шевелёв Ф.А., Шевелев А.Ф. Таблицы для гидравлического расчёта стальных, чугунных, асбестоцементных, пластмассовых и стеклянных водопроводных труб. М: ООО «Ид «БАСТЕТ», 2009-352с.
- 7 Тоғабаев, Тойбаев. «Сумен қамтамасыз ету». Алматы. 2000ж.
- 8 Ж.Достайұлы. «Жалпы гидрология». Алматы. «Білім». 1996ж.
- 9 Н.Н.Абрамов. «Водоснабжение». Москва. Строиздат. 1982г.
- 10 Журба М.Г.Вдовин Ю.И. и др. Водозаборно-очистные сооружения и устройства. –Москва, 2003.
- 11 Ж.Достайұлы. «Жалпы гидрология». Алматы. «Білім». 1996ж.
- 12 Р.Р.Рахматуллин, Л.Ф.Давлетбаева. Расчет технико-экономических показателей и определение экономического эффекта программного продукта.

