

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

Сулейменова Гульзара Сулеймановна

Водоснабжение микрорайона Думан города Алматы

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. Басенова

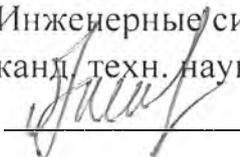
Кафедра Инженерные системы и сети

ДОПУЩЕН К ЗАЩИТЕ

Заведующий кафедрой

Инженерные системы и сети

канд. техн. наук, ассоц. проф.

 Алимова К.К.

“ 06 ” 05 2019 г.

ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА

к дипломному проекту

На тему: "Водоснабжение микрорайона Думан города Алматы"

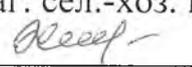
по специальности 5В080500 – Водные ресурсы и водопользование

Выполнила

Сулейменова Г.С.

Руководитель

маг. сел.-хоз. наук, тьютор

 Серикбаева Ж.С.

" 6 " 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

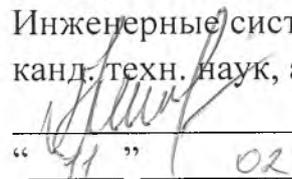
5B080500 – Водные ресурсы и водопользование

УТВЕРЖДАЮ

Заведующий кафедрой

Инженерные системы и сети

канд. техн. наук, ассоц. проф.

 Алимова К.К.

“ 11 ” 02 2019 г.

ЗАДАНИЕ

на выполнение дипломного проекта

Обучающейся Сулейменова Гульзара Сулеймановна _____

Тема: Водоснабжение микрорайона Думан города Алматы

Утверждена приказом Ректора Университета №1210–б от 30.02.2019 г.

Срок сдачи законченной работы "30" апреля 2019 г.

Исходные данные к дипломному проекту: характеристика микрорайона Думан и его климат, число жителей, площадь города.

Перечень подлежащих разработке в дипломном проекте вопросов:

а) технологическая часть;

б) технология строительства объектов водопользования.

в) экономическая часть

Перечень графического материала (с точным указанием обязательных чертежей): представлены 10 слайдов презентации работы

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.	<i>выполнено</i>
Технология строительства объектов водопользования	01.04.2019 г. – 16.04.2019 г.	<i>выполнено</i>
Экономическая часть	16.04.2019 г. – 30.04.2019 г.	<i>выполнено</i>

Подписи

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
Технология строительства объектов водопользования	Ж.С. Серикбаева, маг. сел.-хоз. наук, тьютор	<i>30.03.19</i>	<i>Ж.С. Серикбаева</i>
Экономическая часть	Ж.С. Серикбаева, маг. сел.-хоз. наук, тьютор	<i>30.04.19</i>	<i>Ж.С. Серикбаева</i>
Нормоконтролер	А.Н. Хойшиев, канд. техн. наук, лектор	<i>08.05.19</i>	<i>А.Н. Хойшиев</i>

Руководитель _____ *Ж.С. Серикбаева* _____ Серикбаева Ж.С.

Задание приняла к исполнению обучающаяся _____ *Г.С. Сулейменова* _____ Сулейменова Г.С.

Дата _____ *"11" февраля* _____ 2019 г.

АНДАТПА

Бұл дипломдық жұмыста Алматы қаласы Думан шағын ауданының жер асты су тартқыштарын таңдау және есептеу жасалған, олар өз кезегінде таза және санитарық-гигиеналық нормаларға сәйкес ауыз суын қамтамасыз етуге көмектеседі. Жеке сумен жабдықтауды жобалау басты функциялардың бірі Алматы қаласының тазарту құрылыстары мен су құбыры желілерін түсіру болып табылады.

Дипломдық жобада ұңғымаларды бұрғылау және жер асты сумен жабдықтауды құру мәселелері толық қарастырылған. Жер асты көзунен сумен қамтамасыз ету үшін терең сорғылар алынды. Екінші көтермелі сорғы станциясының, сондай-ақ AutoCAD бағдарламалық-аппараттық кешенін қолдана отырып таза су резервуарларының толық сипаттамасы беріледі.

АННОТАЦИЯ

В данной работе заключены подбор и расчет подземных водозаборов микрорайона Думан г. Алматы, которые в свою очередь помогут в обеспечении чистой и соответствующей санитарно-гигиеническим нормам питьевой воды. Одной из главных функций проектирование отдельного водоснабжения является разгрузка очистных сооружений и водопроводных сетей г. Алматы.

В дипломном проекте подробно рассмотрены вопросы бурения скважин и создания подземного водоснабжения. Для питания из подземного источника были подобраны глубинные насосы. Дается подробное описание насосной станции второго подъема, а также резервуаров чистой воды с применение программно-аппаратного комплекса AutoCAD.

ABSTRACT

In this paper, the selection and calculation of underground water intakes of the Duman district of Almaty, which in turn will help in ensuring clean and appropriate sanitary and hygienic standards of drinking water are concluded. One of the main functions of the design of a separate water supply is the unloading of sewage treatment plants and water supply networks in Almaty.

In the thesis project discussed in detail the issues of drilling wells and the creation of underground water supply. For power from an underground source submersible pumps were selected. A detailed description of the second lift pumping station, as well as clean water tanks with the use of AutoCAD software and hardware is given.

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	7
1 Технологическая часть	8
1.1 Характеристика объекта	8
1.1.1 Водоснабжение микрорайона Думан	8
1.1.2 Определение расчетных расходов воды	8
1.1.3 Хозяйственно-питьевое водопотребление население	9
1.1.4 Расход воды на поливочные нужды	10
1.1.5 Расход воды на пожаротушение	11
1.2 Построение графика водопотребления по часам суток для населенного пункта	11
1.2.1 Выбор места расположения скважин	12
1.2.2 Расчет скважин	12
1.2.3 Расчет резервуара чистой воды	15
1.2.4 Расчет водоопорной башни	16
1.2.5 Расчет насосной станции 2 подъема	17
1.3 Подбор оборудования для подъема воды	19
1.3.1 Расчет водоводов	20
1.3.2 Построение линии пьезометрических высот	22
2 Технология строительства объектов водопользования	25
2.1 Объем земляных работ	25
3 Экономическая часть	27
3.1 Оценка экономической эффективности	27
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	28
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ	29
ПРИЛОЖЕНИЯ	30

ВВЕДЕНИЕ

Водохозяйственная система – это комплекс искусственных и природных водных объектов, функционирующих для удовлетворение экономических, экологических и социальных потребностей человека. Основными проблемами водного хозяйства Казахстана является детериорация качества воды, нерациональное использование водных ресурсов, транспортировка чистой соответствующей санитарно-гигиеническим нормам питьевой воды в трудно доступные районы республики.

Многие ученые уже к 2040 году прогнозируют дефицит воды во всем мире, в том числе и в Казахстане. Алматы является самым крупным городом производительностью 270.000 куб/сут, и с населением по официальным данным 1,8 млн. чел, по неофициальным 3 млн.чел В последнее время концентрируют внимание на развитие качественной очистки сточных вод и охране окружающей среды. Основной задачей является уменьшение объёма воды забираемой из внешних источников на производство, технические и хозяйственно- бытовые нужды, а именно создавать изолированные системы с итеративным использованием воды.

Поскольку микрорайон Думан относится к г. Алматы, мы проектируем очистные сооружения, которые в свое время помогут в добыче чистой и санитарно-гигиенической питьевой воды. Одной из дополнительных функций проектирования отдельного водоснабжения у данного микрорайона. Является разгрузка водозаборных, очистных сооружений и водопроводных сетей г. Алматы. Подобным образом можно отметить, что подача своевременного, достаточного количества воды в населенный пункт позволяет поднять уровень благоустройства района.

Любая система обязана удовлетворять экономическим и санитарно-техническим требованиям, являться устойчивой и простой в эксплуатации.

Актуальность выбранной темы, для данного дипломного проекта определяется тем, что в наше время – время совершенствования технологий, большое количество предприятий занимающихся прокладкой трубопроводов, водопроводных и водоотводящих систем, должны ясно осознавать потребность на перспективу экономических, трудовых, социальных и экологических источников и их получения . На ряду с этим квалифицированно рассчитывать эффективность использования материалов в процессе производства работ и оказания услуг.

1 Технологическая часть

1.1 Характеристика объекта

Целью проекта является обеспечение населенного пункта качественной питьевой водой с использованием двух видов источника водоснабжения.

Участок проектируемого водопровода расположен в микрорайоне Думан Алматинской области Республики Казахстан, юго-западнее от областного центра. Площадь села – 25 км² = 2500 га. Численность населения на 2017 год составляет 10000 человек.

В административном отношении это территория Медеуского района. Думан находится в 20 км к востоку от города Талгар

Климат микрорайона близок к умеренно-холодному. Зима бывает не продолжительная, но суровая, с частыми заморозками. Лето жаркое, иногда умеренно-теплое за редким исключением с достаточным количеством осадков.

Что касается животного и растительного мира он поражает своим разнообразием. Животный мир охватывает около 201 вида птиц, 37 млекопитающих, 8 видов пресмыкающихся и несколько тысяч видов насекомых и беспозвоночных. В состав растительного мира входят различные виды хвойных деревьев, степи, смешанные леса и горы.

1.1.1 Водоснабжение микрорайона Думан

Целью проекта является обеспечение населенного пункта качественной питьевой водой с использованием одного вида источника водоснабжения. В данном проекте водоснабжение будет обеспечиваться забором подземных вод группой скважин. В связи с этим будут приняты все условия для качественного, бесперебойного обеспечения микрорайона.

Централизованная система водоснабжения м. Думан введена в эксплуатацию в 2011 году. Источником водоснабжения являются поверхностные воды (р.Тескенсу).

В целях обеспечения качественной питьевой водой населения микрорайона Думан Медеуского района разработана проектно-сметная документация «Реконструкция и строительство системы водоснабжения микрорайона Думан г. Алматы».

1.1.2 Определение расчетных расходов воды

Основные виды потребления воды

Размеры и мощность элементов инженерных систем водоснабжения устанавливаются исходя из заданных нагрузок. Нагрузки состоят из расчетного ко-

личества воды, которая подается на элементы системы или должна быть транспортирована в единицу времени, аккумулирована или должна храниться.

Виды водопотребления воды:

- хозяйственно-питьевые нужды населения;
- производственные нужды промышленных предприятий;
- поливочные и моечные нужды городских территорий;
- для тушения пожаров.

1.1.3 Хозяйственно-питьевое водопотребление населения

Доля хозяйственно-питьевых нужд общий расход воды на нужды населения будет пропорционально числу жителей в населенном пункте. Для определения общего расхода при этом необходимо знать расход на хозяйственно питьевые нужды, приходящиеся на одного жителя, т.е. удельный расход.

Расчетный (средний за год) суточный расход воды $Q_{сут.м}$, м³/сут, на питьевые нужды в населенном пункте следует определять по формуле

$$Q_{сут.м} = 0.001 \sum_1^n = 1q_{жi} \cdot N_{жi} , \quad (1)$$

$$Q_{сут.м} = 0,001 \sum_{i=1}^n (160 \cdot 2500) + (230 \cdot 7\ 500) = 2125 \text{ м}^3/\text{сут},$$

где $q_{ж}$ - удельное водопотребление; [1]

$N_{ж}$ - расчетное число жителей в районах жилой застройки с различной степенью благоустройства.

Выбор удельного водопотребления в пределах, указанных в табл.1, должен производиться в зависимости от климатических условий, мощности источника водоснабжения и качества воды, степени благоустройства, этажности застройки и местных условий.

$$Q_{сут.маx} = K_{сут.маx} \cdot Q_{сут.м} \quad (2)$$

$$Q_{сут.маx} = 1.1 \cdot 2125 = 2337.5 \text{ м}^3/\text{сут},$$

где $K_{сут.маx}$ - коэффициент суточной неравномерности водопотребления принимаемый $K_{сут.маx}=1.2(1.1-1.3)$, $K_{сут.мин.}=0.8(0.7-0.9)$. [1]

$$Q_{сут.мин} = K_{сут.мин} \cdot Q_{сут.м}, \quad (3)$$

$$Q_{сут.мин} = 0.7 \cdot 2125 = 1487.5 \text{ м}^3/\text{сут},$$

Расчетные расходы воды на хозяйственно-питьевые нужды в часы наибольшего и наименьшего водопотребления $q_{ч.мах}$, $q_{ч.мин}$, м³/ч, определяют по формулам:

$$q_{ч.мах} = K_{ч.мах} \cdot \frac{Q_{сут.мах}}{24}, \quad (4)$$

$$q_{ч.мах} = 1,56 \cdot \frac{2337,5}{24} = 151,93 \text{ м}^3/\text{ч},$$

$$q_{ч.мин} = K_{ч.мин} \cdot \frac{Q_{сут.мах}}{24}, \quad (5)$$

$$q_{ч.мин} = 0,16 \cdot \frac{1487,5}{24} = 9,91 \text{ м}^3/\text{ч}.$$

Коэффициент часовой неравномерности водопотребления $K_ч$ следует определять из выражений

$$K_{ч.мах} = \alpha_{мах} \cdot \beta_{мах}, \quad (7)$$

$$K_{ч.мах} = 1,2 \cdot 1,3 = 1,56,$$

$$K_{ч.мин} = \alpha_{мин} \cdot \beta_{мин}, \quad (8)$$

$$K_{ч.мин} = 0,4 \cdot 0,4 = 0,16,$$

где α - коэффициент, учитывающий степень благоустройства зданий, режим работы предприятий и другие местные условия, принимаемый $\alpha_{мах} = 1,2-1,4$; $\alpha_{мин} = 0,4 - 0,6$;

β - коэффициент, учитывающий число жителей в населенном пункте, принимаемый $0,16-1,56$.

1.1.4 Расход воды на поливочные нужды

Расчетный суточный расход воды на поливочные нужды $Q_{сут.пол}$, м³/сут., определяется по формуле

$$Q_{сут.пол} = \frac{q_{пол} \cdot N_{ж}}{1000} \cdot 0,15, \quad (9)$$

где $q_{пол}$ – удельное среднесуточное водопотребление на поливку в расчете на одного жителя, $q = 50-90$ л/чел. сут в зависимости от климатических условий, степени благоустройства населенных пунктов. С учетом всех этих требований принимаем $q=70$ л/чел. сут.; [2]

0,15 – величина, учитывающая какая часть воды на поливку будет браться из проектируемой водопроводной сети, остальная вода должно доставляться к месту поливки специальными машинами или системами.

Тогда,

$$Q_{\text{сут.пол}} = \frac{50 \cdot 10000}{1000} \cdot 0,15 = 75 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Принимаем 4 часа поливки: с шести до восьми часов утра и с девяти до двадцати одного часа вечера.

$$Q_{\text{п.ч}} = \frac{Q_{\text{сут.п}}}{T_{\text{п}}} = \frac{75}{4} = 18,75 \text{ ч.}$$

1.1.5 Расходы воды на пожаротушение

Расход воды на наружное пожаротушение $Q_{\text{н.пож}}$ в населенном пункте находят по формуле

$$Q_{\text{н.пож}} = xq_{\text{н.пож}}, \quad (10)$$

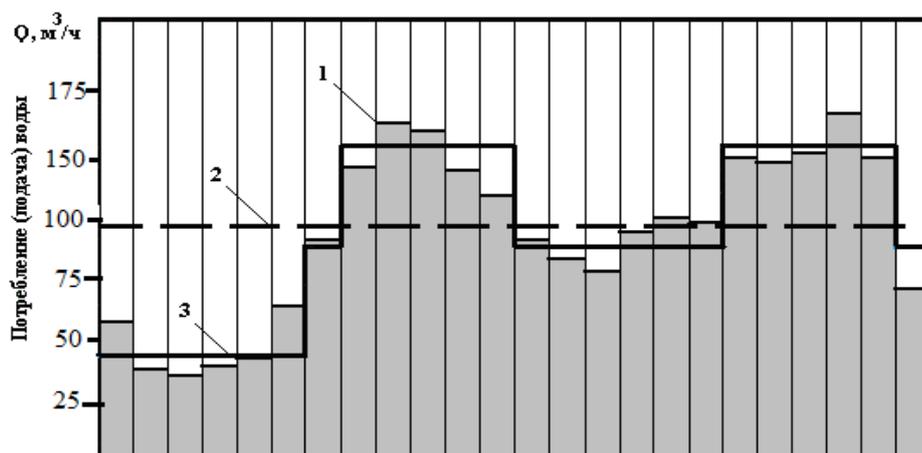
$$Q_{\text{н.пож}} = 2 \cdot 15 = 30 \text{ л/сут.},$$

где x – расчетное количество одновременных пожаров в населенном пункте, принимаем $x=2$;

$q_{\text{н.пож}}$ – расход воды на один пожар в населенном пункте при наружном пожаротушении.

1.2 Построение графика водопотребления по часам суток для населенного пункта

График водопотребления по часам суток для населенного пункта строим, откладывая по оси ординат часы суток, а по оси абсцисс часовые расходы воды в населенном пункте. Построенный график приведен на рисунке 1.



1 - график водопотребления; 2 - график подачи воды насосной станцией первого подъема; 3 – график подачи воды насосной станцией второго подъема.

Рисунок 1 – График водопотребления населенного пункта и подачи воды насосными станциями.

1.2.1 Выбор места расположения скважин

Участок выбираем согласно требованиям СН 4.01.02-2009. С учетом санитарных требований, возможности организации зоны санитарной охраны, удобства обслуживания водозабора, присоединения скважин к водопроводной сети, устройства водопроводных сооружений выбираем место выше населенного пункта, вне зон возможного загрязнения.

При большом суточном водопотреблении возникает необходимость забора воды сразу из нескольких скважин, то есть происходит захват воды группой скважин (колодцев). Расположение их в плане может быть разным: по квадрату, по кольцу, в один ряд – в одну линию. С целью более полного захвата воды и обеспечения более благоприятных условий питания наиболее часто скважины располагают по возможности в одну линию, которую прокладывают перпендикулярно направлению движения подземных вод или под некоторым углом.

В соответствии с выбранным сооружением принимаем следующую схему водоснабжения: забор воды группой скважин – поступление воды по сборным водоводам в резервуар чистой воды – подача насосной станцией II подъема – поступление воды в сеть.

1.2.2 Расчет скважин. Определение дебита одиночной скважины и допустимого понижения

Основными показателями в расчете дебита являются статический и динамический уровни воды. Оба они измеряются от поверхности земли до зеркала, способом веревки и груза. Если, между статическим и динамическим уровнем

разница небольшая, значит дебит нормальный, и не превышает интенсивности насоса. При дебите, меньшем производительности насоса, уровень будет падать до полного исчезновения. Объем выкачанной жидкости и время, за которое она была извлечена, позволяет сделать примитивный расчет, поделив объем на время.

Дебит совершенной скважины, заложенной в напорном пласте, определяем по формуле

$$Q = 2.73K_{\phi} \frac{mS}{\log R/r}, \quad (11)$$

где K_{ϕ} - коэффициент фильтрации, м/с;

m - мощность водоносного пласта, м;

R - радиус депрессионной воронки, м.

$$R = 1.5\sqrt{at}, \quad (12)$$

где a – коэффициент пьезопроводности, характеризующий скорость распределения давления в водоносном пласте; [3]

t – время откачки воды из скважины за период эксплуатации, сут; принимаем нормативное $t=25$ лет;

$$R = 1,5 \sqrt{1800 \cdot 25 \cdot 365} = 19224,1 \text{ м.}$$

Допустимое понижение $S_{\text{доп}}$ при заданном (нормативном) времени эксплуатации скважины (25 лет) определяем предположив, что дебит скважины Q соответствует проектируемому водопотреблению, то есть

$Q = Q_{\text{max.сут}} = 2337,5$, тогда:

$$S_{\text{доп}} = \frac{2337,5}{2,73 \cdot 18 \cdot 12,5} \log \frac{19224,1}{0,1} = 20,1 \approx 20 \text{ м.} \quad (13)$$

Дебит скважин с учетом взаимодействия вычисляют по формуле

$$Q_{\text{вз.скв}} = \alpha \cdot Q, \quad (14)$$

где α - коэффициент взаимодействия, принимают в зависимости от расстояния между скважинами. Для принятого расстояния между скважинами $l=30$ м, $\alpha=0,6$.

Тогда

$$Q_{\text{вз.скв}} = 0,6 \cdot 2337,5 = 1402,5 \text{ м}^3/\text{сут}.$$

Число скважин

$$n = \frac{Q_{max.сут}}{Q_{вз.скв}}, \quad (15)$$

$$n = \frac{2337.5}{1402.5} = 1,66.$$

Принимаем $n=2$, тогда фактический дебит одной скважины

$$Q_{факт} = \frac{Q_{max.сах}}{n}, \quad (16)$$

$$Q_{факт} = \frac{2337.5}{2} = 1168.7 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Проверяем водозахватывающую способность водоприемной части скважины при полученном дебите $Q_{факт} = 1168.7 \text{ м}^3/\text{сут.}$

При круглосуточной работе скважины часовой расход

$$q_{ч.скв} = \frac{1168.7}{24} = 48.7 \text{ м}^3/\text{ч.} \quad (17)$$

Тогда

$$D_{нар} = \frac{48}{3.14 \cdot 10 \cdot 7.1} = 0.21 \text{ м.} \quad (18)$$

Полученный диаметр фильтра неприемлем ни по теоретическим (диаметр не рекомендуется >300 мм), ни по производственным соображениям, поэтому принимаем $D_{нар} = 150$ мм, исходя из условия производства работ и конструкции скважины.

Определяем водозахватывающую способность при $D_{нар} = 150$ мм

$$Q_{факт} = D_{нар} \cdot \pi \cdot l_{р.ч} \cdot v_{вх}, \quad (19)$$

$$Q_{факт} = 0.21 \cdot 3.14 \cdot 10 \cdot 7.1 = 667,8 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

Число рабочих скважин

$$n = \frac{Q_{max.сут}}{Q_{скв}}, \quad (20)$$

$$n = \frac{2337.5}{667.8} = 3.5 \text{ шт.},$$

принимаем $n_{\text{раб}} = 3$.

Фактический дебит при трех рабочих скважинах

$$Q_{\text{факт}} = \frac{2337,5}{3} = 780 \text{ м}^3 / \text{сут.} \quad (21)$$

Часовой расход

$$q_{\text{факт.ч}} = \frac{780}{24} = 33 \text{ м}^3 / \text{ч.} \quad (22)$$

Секундный расход скважины

$$q_c = \frac{33}{3.6} = 10 \text{ л/с.} \quad (23)$$

Уточняем наружный диаметр фильтра по $Q_{\text{факт}}$

$$D_{\text{нар}} = \frac{33}{3.14 \cdot 10 \cdot 7.1} = 0.150 \text{ м} \approx 150 \text{ мм.} \quad (24)$$

Принимаем трубчатый фильтр с проволочной обмоткой из нержавеющей стали и водоприемной поверхностью из сетки, марка фильтра ТП-7Ф5В, $D_{\text{нар}} = 150 \text{ мм}$, $d_{\text{вн}} = 132 \text{ мм}$, скважность 25,5%.

1.2.3 Расчет резервуара чистой воды.

Резервуар чистой воды (РЧВ) выполняет роль регулирующей и запасной емкости и располагается между НС-1 и НС-2 подъема.

Определить объем РЧВ:

$$W_{\text{Рез}} = W_{\text{рег}}^{\text{РЧВ}} + W_{\text{пож}}^{\text{РЧВ}} + W_{\text{с.н}}, \quad (25)$$

$$W_{\text{Рез}} = 162 + 44,9 + 250 = 457 \text{ м}^3$$

$$W_{\text{рег}} = (0.5 \dots 1.0) \cdot Q_{\text{н}}, \quad (26)$$

$$W_{\text{рег}} = 1,0 \cdot 44,9 = 44,9 \text{ м}^3$$

Пожарный объем воды:

$$W_{\text{ПОЖ}} = 3.6 \cdot n \cdot T_{\text{ПОЖ}} \cdot Q_{\text{ПОЖ}}, \quad (27)$$

$$W_{\text{ПОЖ}} = 3.6 \cdot 15 \cdot 3 \cdot 1 = 162 \text{ м}^3.$$

Выбираем 2 прямоугольных резервуара из монолитного железа вместимостью по 250 м³ каждый.

Максимальная глубина воды в резервуаре.

$$n = \frac{4 \cdot W^{\text{РЧВ}}}{\pi \cdot n \cdot D^2}, \quad (28)$$

$$n = \frac{4 \cdot 457}{2 \cdot 3.14 \cdot 100} = 2.9 \text{ м}.$$

Отметка поверхности земли в месте расположения резервуаров, согласно плану населенного пункта, составляет 43,5 м. Отметка дна резервуара будет равна:

$$\nabla_{\text{дна РЧВ}} = \nabla_{\text{пов.земли}} - \frac{H}{2} \quad (29)$$

$$\nabla_{\text{дна РЧВ}} = 43,5 - \frac{5,0}{2} = 41 \text{ м}.$$

Отметка максимального уровня воды

$$\nabla_{\text{водыmax}} = \nabla_{\text{дна РЧВ}} + h, \quad (30)$$

$$\nabla_{\text{водыmax}} = 41 + 2,9 = 43,9 \text{ м}.$$

1.2.4 Расчет водонапорной башни

Высота водонапорной башни определяется по формуле

$$H_{\text{Б}} = H_{\text{р}} + \sum h_{\text{W}_{\text{Б-Д}}} + (z_{\text{д}} - z_{\text{Б}}), \quad (31)$$

где $H_{\text{р}}$ – рабочий напор в диктующей точке; [4]

$\sum h_{\text{W}_{\text{Б-Д}}}$ – потери напора по длине от точки Д до башни;

$z_{\text{д}}$, $z_{\text{Б}}$ – отметки поверхности земли, соответственно, диктующей точки и башни.

Подставляя необходимые данные, получим:

$$H_B = 10 + 6,6 + (150 - 130) = 36,6 \text{ м.}$$

Определяем расход воды, $Q_{\text{ср.час}}$ в %

$$Q_{\text{ср.час}} = 100/24 = 4,17 \text{ \%} \quad (32)$$

Определяем фактическое часовое водопотребление по формуле

$$Q_{\text{макс.час}} = Q_{\text{ср.час}} \cdot k_2 = 4,17 \cdot 3 = 12,51 \text{ \%} \quad (33)$$

Определяем объем емкости водонапорной башни по формуле

$$W = \frac{Q_{\text{макс.ч}} \cdot Q_{\text{сут}}}{100} = \frac{12,5 \cdot 2337,5}{100} = 292,2 \text{ м}^3/\text{сут} \quad (34)$$

1.2.5 Расчет насосной станции второго подъема

Определяем подачу первой ступени за период времени один час $Q_{1\text{ст}}$, первоначально выразив ее в процентах от максимального расхода воды на хозяйственно-питьевые и производственные нужды П1.

$$Q_{1\text{ст}} = \frac{Q_{\text{сут.макс}} \cdot 1000 \cdot П_1}{3600 \cdot 100} \quad (35)$$

$$Q_{1\text{ст}} = \frac{2337,5 \cdot 1000 \cdot 2,3}{3600 \cdot 100} = 14,9 \text{ л/с,}$$

где: $Q_{\text{сут.макс}}$ - максимальный суточный расход воды на хозяйственно-питьевые и производственные нужды, м^3 ;

П1 - подача первой ступени, выраженная в процентах от максимального суточного расхода воды на хозяйственно-питьевые и производственные нужды.

$$П_{\text{min}} < П_1 < 4,17 \text{ \%},$$

$$\text{При } K_{\text{час.макс}} = 1,43 \text{ и } П_{\text{min}} = 2\%$$

$$\begin{aligned} П_{\text{min}} < П_1 < 4,17 \text{ \%} \\ 2\% < 2,3\% < 4,17\% \end{aligned}$$

Расхода воды на хозяйственно-питьевые и производственные нужды
 $П_П$:

$$Q_{\text{ст}}^{\text{п}} = \frac{Q_{\text{сут.маx}} \cdot 1000 \cdot \Pi_{\text{п}}}{3600 \cdot 100}, \quad (36)$$

$$Q_{\text{ст}}^{\text{п}} = \frac{2337,5 \cdot 1000 \cdot 5,5}{3600 \cdot 100} = 35,7 \text{ л/с},$$

где $Q_{\text{сут.маx}}$ - максимальный суточный расход воды на хозяйственно-питьевые и производственные нужды, м³;

$\Pi_{\text{п}}$ - подача второй ступени, выраженная в процентах от максимального суточного расхода воды на хозяйственно-питьевые и производственные нужды.

Определить напор в обычное время:

$$H_{\text{х.п.}} = 1.05 \cdot h_{\text{вод}} + H_{\text{баш}} + H_{\text{бака}} + (z_{\text{б}} - z_{\text{н}}) \quad (37)$$

где $h_{\text{вод}}$ - потери напора в водоводе;

$H_{\text{баш}}$ - высота водонапорной башни

$H_{\text{бака}}$ - высота бака водонапорной башни

$z_{\text{б}}$ - отметка земли на месте установки башни [5]

$z_{\text{н}}$ - отметка оси насоса

$$H_{\text{х.п.}} = 1.05 \cdot 6,6 + 36,6 + 36,6 + 20 = 100,13$$

Определяем расход воды через один водовод (напорную линию) в аварийном случае.

$$Q_{\text{вод}} = Q_{\text{ст}}^{\text{п}} \cdot 0,7, \quad (38)$$

$$Q_{\text{вод}} = 35,7 \cdot 0,7 = 24,99$$

где $Q_{\text{ст}}^{\text{п}}$ - подача последней ступени НС-2, л/с

Определяем диаметр труб водовода и скорости движения воды в водоводе V по известному $Q_{\text{вод}}$

$$D_{\text{вод.}} = 500 \text{ мм}; v = 1,18 \text{ м/с}; 1000i = 3,67$$

Определение максимальных потерь напора в водоводе $h_{\text{вод.}}$ в аварийном случае.

$$h_{\text{вод}} = \frac{1000i \cdot l_{\text{вод}}}{1000}, \quad (39)$$

$$h_{\text{вод}} = \frac{3,67 \cdot 2500}{1000} = 9,1 \text{ м},$$

где $l_{\text{вод}}$ - длина водовода, м.

$$H_{\text{х.п}} = 1.05 \cdot 9.1 + 5.4 + 40 + 5 = 60\text{м.}$$

1.3 Подбор оборудования для подъема воды.

Часовую подачу насоса принимают равной фактическому часовому расходу скважины, то есть

$$q_{\text{нас}} = q_{\text{факт.ч}} = 40\text{м}^3/\text{ч.} \quad (40)$$

Напор насоса

$$H_H = H_{\Gamma} + \sum h, \quad (41)$$

$$H_{\Gamma} = z_1 - z_{\text{дин}}, \quad (42)$$

$$H_H = 37,9 + 0,8 = 38,7\text{м,}$$

$$H_{\Gamma} = 103,5 - 65,6 = 37,9\text{м.}$$

Расчетные уровни воды в резервуаре при глубине воды

$$z_1 = z + 0,5 = 103 + 0,5 = 103,5\text{м,} \quad (43)$$

$$z_2 = z_1 - H = 103,5 - 3 = 100,5\text{м,} \quad (44)$$

$$z_3 = z_2 + h_{\text{пож}} = 100,5 + 1,3 = 101,8\text{м.} \quad (45)$$

Отметка динамического уровня в скважине

$$z_{\text{дин}} = z_{\text{скв}} - C - S_{\text{max}}, \quad (46)$$

$$z_{\text{дин}} = 103,2 - 14,2 - 23,4 = 65,6\text{м.}$$

Геодезическая высота подъема

$$H_{\Gamma} = 103,5 - 65,6 = 37,9\text{м.} \quad (47)$$

По расчетным параметрам $Q_{\text{н}} = 40\text{м}^3/\text{ч}$, $H=38,7$ м, подбираем насос марки ЭЦВ-8-63-40, $\eta = 67\%$; $N_{\text{эл}} = 11\text{кВт}$.

1.3.1 Расчет водоводов

Транспортирование воды к потребителям осуществляется по водоводам и водопроводным сетям. Они должны отвечать определенным требованиям надежности и экономичности. Это достигается путем правильного выбора трассы водоводов и конфигурации сети, материала и диаметров труб, режима их эксплуатации. При выборе, отводе и использовании земель под трассы водоводов должны соблюдаться основы земельного законодательства и ряд нормативных актов. В соответствии с этими документами водоводы должны прокладываться вблизи дорог с учетом границ землепользования и севооборотов. Если это приводит к значительному удлинению трассы, необходимо технико-экономическими расчетами обосновать ее начертание с учетом дополнительных расходов на временное использование посевных площадей и потраву посевов в случае ликвидации аварий.

Сооружения для транспортирования воды от источника к объекту водоснабжения называют водоводами.

Количество линий водоводов надлежит принимать с учетом категории системы водоснабжения и очередности строительства. Принимаем для второй категории надежности две линии водоводов.

Водоводы, как правило, рассчитывают на средний часовой расход в сутки максимального водопотребления. [13]

В нашем случае этот расход равен

$$Q_{\text{ч.ср.}} = \frac{Q_{\text{сут.макс}}^{\text{нп}}}{24}, \quad (48)$$

$$Q_{\text{ч.ср.}} \frac{2337,5}{24} = 97,4 \text{ м}^3/\text{ч}.$$

$$q_{\text{ср}} = \frac{97,4}{3,6} = \frac{27,1 \text{ л}}{\text{с}}. \quad (49)$$

Так как водоводов два, то расчетный расход каждого водовода составит 16,6 л/с. Водоводы выполним из чугунных труб. Выберем среднее значение экономического фактора Э в зависимости от географического положения населенного пункта.

Определим потери напора в водоводах при различных режимах водопотребления.

При максимальном водопотреблении населенного пункта от насосной станции второго подъема в водоводы поступает 153,3 м³/ч, что соответствует 42,58 л/с или 21,30 л/с на каждый водовод.

Потери напора определяем по формуле

$$h = K \cdot A \cdot q^2 \cdot L, \quad (50)$$

где: K – поправочный коэффициент, зависящий от скорости движения воды в трубопроводе и материала трубопровода;

A – удельное сопротивление трубопровода;

q – расход воды в трубопроводе;

L – длина трубопровода.

Величину скорости найдем из выражения $v = q \cdot m$, где $m = 4/\pi d^2$.

Для пластмассовых труб диаметром 125 мм: $m = 0,0787$; $A = 96,72 \cdot 10^{-6}$

$$v = 21,30 \cdot 0,0787 = 1,67 \text{ м/с.} \quad (51)$$

Значение коэффициента $K = 1,0$

$$h_1 = 1,0 \cdot 96,72 \cdot 10^{-6} \cdot 21,30 \cdot 385 = 16,7 \text{ м.} \quad (52)$$

При пожаротушении расход воды в водоводах необходимо увеличить на величину противопожарного расхода, (в этом случае возможно два одновременных пожара с расходом воды на каждый пожар $q_{\text{пож.}} = 15$ л/с). Расход воды в одном водоводе при тушении пожаров составит $21,30 + 15 = 36,3$ л/с

$$v = 36,3 \cdot 0,0787 = 2,85 \text{ м/с,} \quad (53)$$

$$K = 1,0, \quad (54)$$

$$h_2 = 1,0 \cdot 96,72 \cdot 10^{-6} \cdot 36,3^2 \cdot 385 = 48,1 \text{ м.} \quad (55)$$

При прокладке водоводов в две или более линий и общих водозаборных сооружениях, между водоводами устраивают переключения, при этом в случае аварии на одном из водоводов подачу воды на хозяйственно-питьевые нужды снижаем на 30 % расчетного расхода

$$q_{\text{ав}} = 0,7 \cdot q_{\text{х.п}} + q_{\text{пр}}, \quad (56)$$

$$q_{\text{ав}} = 0,7 \cdot 42,58 = 29,81 \text{ л/с}$$

Количество переключений (перемычек) между водоводами определим исходя из условия равенства потерь напора в водоводах при нормальной эксплуатации и при аварии на одном из водоводов. Для двух параллельных водоводов число участков переключений при одинаковом их диаметре и длине можно определить из уравнения

$$n = \frac{3 \cdot q_{ав}^2}{(q^2 - q_{ав}^2)}, \quad (57)$$

где n – число участков переключений;
 $q_{ав}$ – расход воды при аварии;
 q – расход воды при нормальной эксплуатации.

$$n = \frac{3 \cdot 29,81^2}{(42,58^2 - 29,81^2)} = 2,88.$$

1.3.2 Построение линий пьезометрических высот

Разбор воды большинством потребителей происходит на некоторой высоте над поверхностью земли, в связи, с чем в водопроводной сети должно поддерживаться определенное давление. Пьезометрическая высота, обеспечивающая нормальные условия эксплуатации водопровода, носит название свободного напора. Иначе говоря, свободный напор это расстояние от поверхности земли до пьезометрической линии. Минимальный свободный напор для населенных пунктов при максимальном хозяйственно-питьевом водопотреблении принимают: при одноэтажной застройке не менее 10 м над поверхностью земли, при большей этажности на каждый этаж следует добавлять 4 м. В период тушения пожаров свободный напор в сети должен быть не менее 10 м, независимо от этажности зданий. Максимальный напор хозяйственно-питьевого водопровода не должен превышать 60 м, в противном случае необходима установка регуляторов давления или зонирование системы водоснабжения.

Перед построением пьезометрических линий необходимо нанести на чертеж продольный профиль поверхности земли по трассе водопроводной сети. Трассу водопроводной сети намечаем от насосной станции второго подъема по водоводам и далее по полукольцу магистральной сети до диктующей точки (выбираем то полукольцо, где сумма потерь напора больше).

Построение пьезометрических линий начинаем от конца сети (от диктующей точки). Принимаем свободный напор в диктующей точке равным минимальному. Для режима максимального хозяйственно-питьевого водопотребления

$$H_{св.мин} = 10 + 4(n - 1), \quad (58)$$

где n – количество этажей.

В нашем микрорайоне этажность зданий равна 4 этажам

$$H_{св.мин} = 10 + 4(4 - 1) = 22\text{ м.}$$

Для режима пожаротушения $H_{\text{св.мин}} = 10$ м.

Добавив к отметке поверхности земли в диктующей точке значения минимальных свободных напоров, получим начальные отметки линий пьезометрических высот. Двигаясь последовательно по участкам сети к водонапорной башне и добавляя к полученным ранее отметкам пьезометрических линий потери напора на каждом из участков, строим две линии пьезометрических высот. Свободный напор в узлах магистральной сети определяем как разность между отметками пьезометрических линий и поверхности земли. Свободный напор в точке расположения водонапорной башни (в режиме максимального хозяйственно-питьевого водопотребления) определяет высоту башни от поверхности земли до дна бака. Аналитически высоту водонапорной башни можно определить из выражения

$$H_{\text{вб}} = H_{\text{св.мин}} + \sum h (\nabla_1 - \nabla_{\text{д}}), \quad (59)$$

где $H_{\text{св.мин}}$ – минимальный свободный напор в диктующей точке для случая максимального хозяйственно-питьевого водопотребления;

$\sum h$ – сумма потерь напора от диктующей точки до начала кольцевой сети; [6]

$(\nabla_1 - \nabla_{\text{д}})$ – отметки поверхности земли в начале сети и в диктующей точке.

$$H_{\text{вб}} = 26 + 6,13 - (34,1 - 35,5) = 33,53 \text{ м.}$$

В режиме максимального водопотребления пьезометрическая линия в створе водонапорной башни делает скачок вверх на высоту, равную наибольшей глубине воды в баке водонапорной башни. При пожаротушении водонапорная башня не работает, поэтому пьезометрическая линия в этом случае разрывов не имеет и является непрерывной. Добавив к отметкам пьезометрических линий в створе водонапорной башни соответствующие потери напора в водоводах, получим отметки пьезометрических линий в створе насосной станции второго подъема. Разница между этими отметками и отметкой дна резервуаров чистой воды определяет расчетный напор насосов насосной станции второго подъема.

Для первого расчетного случая

$$H_{\text{р}}^1 = 78,75 - 32,15 = 46,6 \text{ м.} \quad (60)$$

Для второго расчетного случая

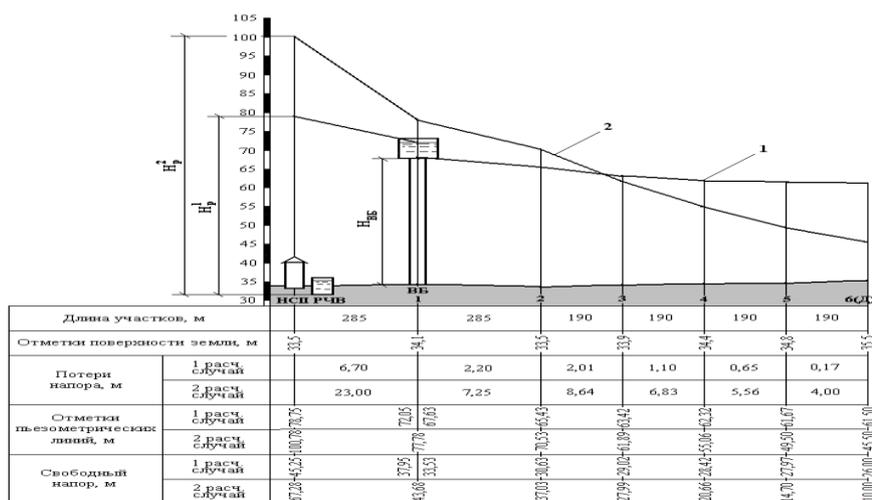
$$H_{\text{р}}^2 = 100,78 - 32,15 = 68,63 \text{ м.} \quad (61)$$

Разбор воды большинством потребителей происходит на некоторой высоте над поверхностью земли, в связи, с чем в водопроводной сети должно поддерживаться определенное давление. Пьезометрическая высота, обеспечивающая нормальные условия эксплуатации водопровода, носит название свободного напора. Иначе говоря, свободный напор это расстояние от поверхности земли до пьезометрической линии.

Минимальный свободный напор для населенных пунктов при максимальном хозяйственно-питьевом водопотреблении принимают: при одноэтажной застройке не менее 10 м над поверхностью земли, при большей этажности на каждый этаж следует добавлять 4 м. В период тушения пожаров свободный напор в сети должен быть не менее 10 м, независимо от этажности зданий.

Максимальный напор хозяйственно-питьевого водопровода не должен превышать 60 м, в противном случае необходима установка регуляторов давления или зонирование системы водоснабжения.

На рисунке 2 построены линии пьезометрических высот для рассматриваемого конкретного примера и обозначены расчетные значения напоров насосной станции второго подъема и высоты водонапорной башни.



1-режим максимального хозяйственно-питьевого водопотребления; 2- то же при пожаротушении

Рисунок 1 – Линии пьезометрических высот

2 Технология строительства объектов водопользования

2.1 Объем земляных работ

Расчетные данные по формулам, сведены в таблице А.1.
Глубину заложения траншеи, м, определяют по формуле

$$h = h_{\text{пром.гр}} + (0,2 \div 0,4) + d, \quad (65)$$

где $h_{\text{пром.гр}}$ – глубина промерзания грунта (суглинок), в Алматинской области составляет; $h_{\text{пром.гр}} = 1,7\text{м}$, [10]

d – наружный диаметр труб, м.

Ширины траншеи по дну, м, определяют по формуле

$$b = 2 \cdot (0,3 \div 1) + d, \quad (66)$$

где $(0,3 \div 1)$ – зазор для прохода рабочих, м. [11]

Ширину траншеи по верху, м, определяют с помощью формулы

$$B = b + 2 \cdot m \cdot h, \quad (67)$$

где m – коэффициент крутизны откоса, $m = 0,6$ [12]

Площадь поперечного сечения траншеи, м^2 , определяют по формуле

$$F = \frac{B+b}{2} \cdot h, \quad (68)$$

Объем траншеи, м^3 , вычисляют по формуле

$$V = F \cdot l, \quad (69)$$

где l – длина участка трубы, м.

Объем трубы, м^3 , определяют по формуле

$$V_{\text{тр}} = \pi \cdot d \cdot l, \quad (70)$$

Объем излишнего грунта, м^3 , вычисляют по формуле

$$V_{\text{изл.гр}} = V - \frac{V_{\text{тр}}}{K_{o.p} + 1}, \quad (71)$$

где $K_{o.p}$ – коэффициент остаточного разрыхления грунта, который зависит от типа грунта, $K_{o.p} = 4\%$

Объема обратной засыпки, м^3 , определяют по формуле

$$V_{\text{обр.з}} = V - V_{\text{изл.гр}}, \quad (72)$$

Объем недобора грунта, м³, определяют по формуле

$$V_{\text{нед.гр}} = h_{\text{нед.гр}} \cdot b \cdot l, \quad (73)$$

где $h_{\text{нед.гр}}$ – толщина слоя недобора грунта, м, $h_{\text{нед.гр}} = 0,1$. [14]

Площадь поверхности среза грунта, м² определяется по формуле

$$S = b \cdot l \cdot 1,05. \quad (74)$$

3 Экономическая часть.

3.1 Оценка экономической эффективности проекта

Величина капиталовложений зависит от суммы затрат на стоимость вводимого оборудования, его транспортировку, монтаж и складские расходы, сведены в Таблице Б.1.

$$K = K_{об} + K_{тр} + K_{км} + K_c \quad (75)$$

где $K_{об}$ - сумма капиталовложений на приобретение оборудования, тыс. тг; $K_{тр}$ - сумма капиталовложений на транспортные расходы, тыс. тг.

K_m - сумма капиталовложений на монтаж приобретенного оборудования, тыс. тг.

K_c - сумма складских расходов

$$K_m = 0,08 \cdot K_{общ} \quad (76)$$

$$K_c = 0,06 \cdot K_{об} \quad (77)$$

Расчеты по суммарному капитовложению приведены в таблице Б.2, а также по эксплуатационным работам в таблице Б.3.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Целью данного дипломного проекта является водоснабжение микрорайона Думан г. Алматы. Благодаря разведке подземных вод данного района, были обнаружены большие запасы пресной воды, и поэтому рассматриваемая местность обеспечивается водой путем водозабора из подземных скважин. Согласно литологическому разрезу, для водоснабжения могут быть использован водоносный горизонт, сложенный песками, мергелем, известняком, обладающий водой высокого качества и имеющий большой напор.

Также в данной работе разработаны магистральные сети для бесперебойной подачи воды населению. Водонапорная башня рассчитана для менее энергозатратного питания сети с учетом самотечной подачи потребителям. По расчетным параметрам напора и расходов микрорайона Думан г. Алматы, наиболее оптимальным решением для изъятия воды из источника является использование насоса марки ЭЦВ-8-63-40 с коэффициентом полезного действия в 67% и мощностью 11кВт.

Выполнена задача дипломной работы – снабдить микрорайон Думан качественной водой, соответствующей санитарно-гигиеническим нормам.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

- 1 СН.РК 4.01-02-2009. Водоснабжение Наружные сети. Алматы: 2010 – 175 с.
- 2 Воронов Ю.В., Алексеев Е.В Водоснабжение: 2012г.
- 3 Кожинов В.Ф Очистка питьевой и технической воды: 2008г.
- 4 Гидравлическое регулирование систем отопления и охлаждения. Пырков В.В. 2005
- 5 Инженерные сети городов и населенных пунктов. Музалевская Г.Н. 2006
- 6 В.Д.Завгородняя И.В. Проектирование и расчёт системы водоснабжения сельского населённого пункта: - Краснодар: 2004. - 112 с
- 7 СН РК 1.03.05-2011 «Охрана труда и техники безопасности в строительстве».
- 8 СН РК 1.02-18-2004. Инженерные изыскания для строительства. Основные положения.
- 9 СН РК 4.01-02-2009 «Водоснабжение. Наружные сети и сооружения» (с изменениями по состоянию на 13.06.2017 г.) ВСН 208-89. Инженерно-геодезические изыскания для строительства.
- 10 ГОСТ 12071-2000. Грунты. Отбор, упаковка, транспортирование и хранение образцов.
- 11 СН РК 1.02-16-2003. Инженерные изыскания для строительства. Сейсмическое микрорайонирование. Общие положения
- 12 СН РК 25 1 00 – 2002. Грунты. Классификация.
- 13 СН РК 4.01-41-2006 Внутренний водопровод и канализация зданий.
- 14 Чуев И.Н., Чечевицина Л.Н. Анализ финансово-хозяйственной деятельности М., 2006.
- 15 Насосные станции. Курсовое проектирование. Залуцкий Э.В.2000

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение А

Таблица А.1 – Расчетная таблица объема земляных работ

Название расчета	Диаметр		
	Ø125	Ø100	Ø80
Глубина заложения траншеи, h	2,12 м	2,1 м	2,08 м
Ширина траншеи по дну, b	0,925 м	0,9 м	0,88 м
Ширина траншеи по верху, B	3,47 м	3,4 м	3,37 м
Площадь поперечного сечения траншеи, F	2,2 м ²	2,16 м ²	2,128 м ²
Объем траншеи, V	891 м ³	669,6 м ³	659,7 м ³
Объем трубы, $V_{тр}$	158,9 м ³	97,3 м ³	77,8 м ³
Объем излишнего грунта, $V_{изл.гр}$	31,78 м ³	19,46 м ³	15,56 м ³
Объема обратной засыпки, $V_{обр.з}$	859,2 м ³	650,1 м ³	644,1 м ³
Объем недобора грунта, $V_{нед.гр}$	37,4 м ³	27,9 м ³	27,2 м ³
Площадь поверхности среза грунта, S	393,4 м ²	292,9 м ²	286,4 м ²

Приложение Б

Таблица Б.1- Затраты на строительство сооружений

Сооружения	Стоимость, тыс.тг.
Резервуар чистой воды	100000
насос марки ЭЦВ-8-63-40	9000
Емкости для сбора осадка	9400
Фильтр	50690
Суммарные затраты на строительство сооружений, $K_{общ}$	169090

Таблица Б.2 – Суммарные капиталовложения

Затраты на строительство, тыс. тг	Транспортные затраты, тыс. тг	Затраты на монтаж, тыс. тг	Складские затраты, тыс. тг	Сумма капиталовложений, тыс. тг
$K_{общ}$	$K_{тр}$	$K_{м}$	$K_{с}$	K
169090	10145,4	5478	610	176260

Таблица Б.3 – Эксплуатационные работы

Эксплуатационные расходы		Цены, тыс. тенге в год
Заработная плата ($Z_{\text{общ}}$)	Рабочие (2 чел.)	720000
	ИТР (1 чел.)	480000
	МОТ (1чел.)	420000
	Служащие (1 чел.)	240000
Энергозатраты ($Z_{\text{эл}}$)		960000
Амортизационные затраты (А)		720000
Текущий ремонт ($P_{\text{тек}}$)		200000
Прочие расходы ($P_{\text{пр}}$)		100000
Итого (С)		3840000