

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ
УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«ПЕНЗЕНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ АРХИТЕКТУРЫ И
СТРОИТЕЛЬСТВА»

ИНЖЕНЕРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ
КАФЕДРА «СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ»

Утверждаю:

Зав. кафедрой

Н.Н. Ласьков

подпись, инициалы, фамилия

“.....”20 г.

ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА
К ВЫПУСКНОЙ КВАЛИФИКАЦИОННОЙ РАБОТЕ БАКАЛАВРА ПО
НАПРАВЛЕНИЮ 08.03.01 «СТРОИТЕЛЬСТВО» НАПРАВЛЕННОСТЬ
«ПРОМЫШЛЕННОЕ И ГРАЖДАНСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО»

Тема ВКР Здание склада с административно-бытовыми помещениями
размером в плане 72,5 х 51,6 м по ул. Аустрина, 63 в г. Пензе

Автор ВКР Жучкин Д.А.

Обозначение ВКР-2069059-08.03.01-130953-2017 Группа СТ1-43

Руководитель ВКР Артюшин Д.В.

Консультанты по разделам:

архитектурно-строительный Ю.М. Пучков

расчетно-конструктивный Д.В. Артюшин

основания и фундаменты А.Ф. Чичкин

технологии и организации строительства О.В. Карпова

экономики строительства А.Н. Сафьянов

вопросы экологии и безопасность
жизнедеятельности Г.П. Разживина

НИР Д.В. Артюшин

Нормоконтроль Д.В. Артюшин

ПЕНЗА 2017 г.

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«ПЕНЗЕНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ АРХИТЕКТУРЫ И СТРОИТЕЛЬСТВА»
ИНЖЕНЕРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ
КАФЕДРА «СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ»

«УТВЕРЖДАЮ»
Зав. кафедрой _____
_____ 20 ____ г.

З А Д А Н И Е
на выполнение выпускной квалификационной работы бакалавра по
направлению подготовки 08.03.01 «Строительство» направленность
«Промышленное и гражданское строительство»

Автор ВКР Жучкин Данил Александрович

Группа СТ1-43

Тема ВКР Здание склада с административно-бытовыми помещениями размером в
плане 72,5 x 51,6 м по ул. Аустрина, 63 в г. Пензе

Консультанты:

архитектурно-строительный раздел Ю.М. Пучков

расчетно-конструктивный раздел Д.В. Артюшин

основания и фундаменты А.Ф. Чичкин

технология и организация строительства О.В. Карпова

экономика строительства А.Н. Сафьянов

вопросы экологии и безопасности жизнедеятельности Г.П. Разживина

НИР Д.В. Артюшин

I. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ВКР

1. Место строительства г. Пенза

2. Назначение здания. Степень новизны разрабатываемой работы. Реальность ВКР

Склад с административно-бытовыми помещениями

II. СОСТАВ ВКР

1. Архитектурно-строительная часть должна быть представлена следующими проектными материалами:

- объемно-планировочное и конструктивное решение;
- генплан 1-500, 1-1000;
- планы неповторяющихся этажей М 1-100, 1-200;
- поперечный и продольный разрезы М 1-100, 1-200;
- фасады М 1-100, 1-200;
- план фундаментов М 1-200, 1-400; конструктивные детали и сечения фундаментов М 1-10, 1-20, 1-50;
- план кровли М 1-400, 1-800;
- технико-экономические показатели.

2. Расчетно-конструктивная часть должна состоять из:

- выбора типа, материала и конструктивной схемы здания или сооружения;
- расчета конструкций и основания;
- составления рабочих чертежей со спецификациями;
- оформления пояснительной записки.

3. Раздел технологии и организации строительства включает в себя:

- стройгенплан на стадии возведения подземной или надземной части здания;
- технологические карты на ведущие строительные процессы;

4. Раздел экономики строительства включает в себя:

- ведомость укрупненной номенклатуры работ на общестроительные работы на проектируемый объект;
- календарный план с графиками потока основных ресурсов (рабочих, капиталовложений, грузов), интегральным графиком капиталовложений и технико-экономическими показателями;

5. Вопросы экологии и безопасности жизнедеятельности.

III. ТРЕБОВАНИЯ К ВЫПОЛНЕНИЮ ВКР

Сроки выполнения ВКР устанавливаются с 24_Мая по _20_ Июня_2017г.

Объем ВКР: чертежей 8-10 листов, пояснительной записки от 60 до 100 страниц.

Законченная ВКР с пояснительной запиской, подписанной консультантами и руководителем, представляется на кафедру для окончательного решения и допуска к защите.

Дата выдачи « » _____ 20 года.

Руководитель ВКР _____

Содержание

1. Архитектурно-строительный раздел

1.1. Введение.....	5
1.2. Объемно-планировочные решения.....	6
1.2.1 Объемно-планировочные показатели.....	7
1.3. Антикоррозийная защита.....	7
1.4. Конструктивные решения.....	8
1.5. Противопожарные мероприятия.....	12
1.6. Теплотехнический расчет панели.....	12

2. Расчетно-конструктивный раздел

2.1. Сбор нагрузок.....	18
2.2. Расчет фермы.....	19
2.3. Расчет колонны.....	24
2.4. Проектирование многопустотной плиты перекрытия с арматурой ВР1200.....	29

3. Основания и фундаменты

3.1. Оценка инженерно-геологических условий площадки строительства...	45
3.2. Оценка конструктивных особенностей здания и сбор нагрузок на фундаменты.....	47
3.3. Проектирование фундаментов мелкого заложения под колонну.....	49
3.4. Проектирование свайных фундаментов	54
3.5. Расчет свайного фундамента под колонну по деформациям	58

4. Технология и организация строительного производства

4.1. Основные организационно-технологические схемы выполнения СМР..	61
4.2. Отделочные работы.....	64
4.3. Выбор и обоснование использования основных подъемно-транспортных механизмов, монтажных кранов.....	68
4.4. Стройгенплан.....	71

5. Экономика строительства

5.1. Определение сметной стоимости объекта.....	85
5.2. Локальная смета.....	89
5.3. Объектная смета.....	89
5.4. Сводный сметный расчет стоимости строительства.....	89

6. Вопросы экологии и безопасность жизнедеятельности

6.1 Введение.....	90
6.2.1. Организация безопасных условий труда на строительной площадке..	91
6.2.2. Проектирование внутриплощадочных работ.....	91
6.2.3. Складирование материалов и конструкций.....	92
6.2.4. Обеспечение электрической безопасности.....	93
6.2.5. Вопросы пожарной безопасности.....	93
6.2.6. Земляные работы.....	94
6.2.7. Монтажные работы.....	95
6.2.8. Бетонные работы.....	96
6.3. Охрана окружающей среды.....	97

7.Нир

7.1. Проектирование многопустотной плиты перекрытия с арматурой А600.....	100
7.2. Вывод НИР.....	116

Список использованных источников

1.1 Введение

Основанием для проектирования является задание на разработку проектной документации здания склада с административно-бытовыми помещениями по в г. Пензе.

Стадийность проектирования в соответствии с постановлением Правительства Российской Федерации от 16.02.2008 г. №87 – проектная документация.

Исходные данные по площадке объекта строительства:

- климатический район II В;
- расчетная зимняя температура наружного воздуха - -27°C ;
- средняя температура отопительного периода - $-4,1\text{C}$;
- продолжительность отопительного периода – 200 дн.;
- расчетный вес снегового покрова (СНиП 2.01.07-85* "Нагрузки и воздействия")- 1,8 кПа;
- нормативная ветровая нагрузка (СНиП 2.01.07-85* "Нагрузки и воздействия") - 0,3 кПа.

За условную относительную отметку 0,000 принята отметка чистого пола первого этажа здания, что соответствует абсолютной отметке 141,20м.

Уровень ответственности здания II;

Степень огнестойкости склада – IV;

Степень огнестойкости административно-бытовых помещений – III;

Класс функциональной пожарной опасности Ф5.2; Ф 4.3.

Класс конструктивной пожарной опасности С0.

На участке проектируемого строительства на период изысканий (июнь-июль 2013г.) грунтовые воды вскрыты всеми скважинами на глубинах 1,3-4,5м, что соответствует абсолютным отметкам 134,6-137,0м. Водовмещающими породами являются насыпные грунты и аллювиальные глины. Грунтовые воды имеет прямую гидравлическую связь с водами р.Суры. Уровень грунтовых вод подвержен сезонным колебаниям. В весенний период возможен подъем грунтовых вод до дневной поверхности.

Горизонт высоких вод р. Суры составляет 139,8м. По потенциальной подтопляемости исследуемая территория относится к сезонно постоянно подтопленной в естественных условиях. Грунтовые воды являются неагрессивными по отношению к бетону всех марок по водонепроницаемости, по отношению к стали грунтовые воды - среднеагрессивные.

1.2. Объемно-планировочные решения

Здание склада с административно-бытовыми помещениями - «Г»-образной формы имеет размеры в плане по осям 51,6х72,5м. Помещение склада имеет размеры в плане по осям 42,8х63,3м, одноэтажное, высота до низа стропильных конструкций – 9,0м. Административно-бытовые помещения размещены в двух блоках: один с размерами в плане по осям 8,0х31,8м, второй с размерами в плане по осям 8,4х31,8м. Административно-бытовые блоки трехэтажные, высота этажа 3,3м. Связь между этажами в административно-бытовых блоках выполняется по двум внутренним лестницам, размещенным в лестничных клетках. С каждого этажа в административно-бытовых блоках имеется два выхода: один – по внутренней лестнице, второй по наружной металлической лестнице. На верхней площадке каждой наружной металлической лестницы установлены стальные стремянки для подъема на кровлю здания.

На 1-ом этаже размещены складское помещение, под административно-бытовым блоком – рампа для загрузки и разгрузки товара, в административно-бытовом блоке: помещение охраны, помещение операторов, гардеробные с санузлами и душевой, карная, насосная, котельная, санузлы. На втором и третьем этажах административно-бытовых блоков размещены кабинеты административного назначения, санузлы, комнаты уборочного инвентаря.

1.2.1. Объемно-планировочные показатели:

Общая площадь здания – 3841,0 м²

Площадь застройки – 3144,24 м²

Строительный объем – 34858,34 м³,

в т.ч. склада - 28504,49м³

в т.ч. админ-быт.помещений - 6353,85м³

1.3. Антикоррозийная защита

Антикоррозийная защита строительных конструкций выполняется в соответствии с требованиями главы СНиП 2.03.11-85 и СНиП 3.04.03-85.

Все металлические конструкции, располагающиеся внутри и снаружи здания, защищаются от коррозии лакокрасочным покрытием по I-ой группе (эмалью ПФ-115 в два слоя по грунтовке ГФ-021 в два слоя) в соответствии с приложением 15 к СНиП 2.03.11-85 - «Защита строительных конструкций от коррозии».

Все бетонные поверхности фундаментов и кирпичная кладка цоколя, соприкасающиеся с грунтом, окрашиваются холодной битумной мастикой №24 «Технониколь» в два слоя по огрунтованной поверхности битумным праймером.

Выполнение антикоррозийных мероприятий должно в обязательном порядке оформляться актами освидетельствования скрытых работ.

1.4. Конструктивные решения

Здание склада с административно-бытовыми помещениями имеет «Г»-образную форму с наибольшими размерами 51,6х72,5м, каркасное. Каркас – стальные колонны, балки, фермы, прогоны покрытия.

Пространственная жесткость здания обеспечивается системой вертикальных и горизонтальных связей по каркасу, жестким сопряжением колонн с фундаментами, и жесткими дисками перекрытий, выполненных из сборных железобетонных многопустотных панелей.

В проекте фундаменты приняты монолитные железобетонные столбчатые под стальные колонны каркаса и ленточные под внутренние кирпичные стены. Под фундаментами выполнена уплотненная (Купл.=0,98) щебеночная подготовка из щебня изверженных пород по ГОСТ 8267-93 толщиной мин. - 100мм, макс.- 1,5м с заменой насыпного грунта в основании фундаментов. Для исключения капиллярного подъема грунтовых вод по конструкциям, фундаменты и стены цоколя выполнены по мембране из ПВХ «Planter».

Стальные колонны каркаса смонтировать на отм.-0,200 по подливке из мелкозернистого бетона кл В20 толщиной 100мм.

После монтажа базы стоек обетонировать бетоном кл В20.

Обратную засыпку пазух выполнить сухим непучинистым (песчаным) грунтом с послойным уплотнением и трамбованием (Купл.=0,98).

По периметру здания выполнена асфальтобетонная отмостка (t=30мм) по щебеночной подготовке (t=100-130мм) шириной 1,0м с уклоном от здания 3%.

Все строительно-монтажные работы выполнять с соблюдением требований СНиП 12-03-2001 "Безопасность труда в строительстве. ч.1. Общие требования", СНиП 12-04-2002 "Безопасность труда в строительстве. ч.2. Строительное производство".

На весь период строительства и эксплуатации здания не допускать промораживания грунта основания фундаментов.

Все бетонные поверхности фундаментов и кирпичная кладка цоколя, соприкасающиеся с грунтом, покрыты холодной битумной мастикой №24 «Технониколь» в два слоя по огрунтованной битумным праймером поверхности.

Цоколь здания – монолитные железобетонные стены выполнены из бетона кл В20 с армированием сетками из арматуры кл А-III.

Утепление цоколя по периметру склада выполнено из экструдированного пенополистирола "Пеноплекс 35" толщиной 30мм; по периметру административно-бытовых помещений - из экструдированного пенополистирола "Пеноплекс 35" толщиной 80мм с последующей штукатуркой по стальной оцинкованной сетке и окраской оштукатуренных поверхностей фасадными красками.

Наружные стены выполнены из трехслойных стеновых сэндвич панелей с минераловатным утеплителем толщиной 120мм производство ОАО «Теплант» г. Самара.

Раскладка стеновых сэндвич панелей горизонтальная.

Металлические обшивки стеновых сэндвич-панелей имеют заводское полимерное покрытие с наружной и внутренней стороны (ПЕ).

Внутренние стены, отделяющие помещение склада от административно-бытовых помещений выполнены из полнотелого керамического кирпича марки КОРПо 1Нф/100/2,0/25 ГОСТ 530-2007 на цементно-песчаном растворе М50 толщиной 380мм и являются противопожарными 1-го типа.

Стальные колонны каркаса, расположенные по обе стороны от стены, связаны с ней анкерами (Ø10А-I) с шагом 1,2м по высоте.

Данные колонны вместе с деталями крепления оштукатурены

цементно-песчаным раствором по стальной сетке, толщина штукатурного слоя 30мм.

Каркас здания – стальные колонны, балки, фермы, прогоны покрытия. Защита от коррозии поверхностей стальных конструкций предусматривается в соответствии с указаниями СНиП 2.03.11-85 и неагрессивной степенью агрессивного воздействия среды в соответствии с таблицей 24,29 СНиП 2.03.11-85 группа лакокрасочных покрытий Ia: окраска эмалью ПФ-115 в 2 слоя по грунтовке ГФ-021 в 2 слоя, общая толщина покрытия 40мкм. По колоннам, балкам, перекрытия, вертикальным связям административно-бытовых помещений выполнено огнезащитное покрытие вспучивающейся краской "УНИПОЛ" марки ОП на акриловой основе толщиной 0,9мм (нормируемый предел огнестойкости 45мин) с доведением конструкций здания до III степени огнестойкости. Нанесение покрытия производится аппаратами безвоздушного распыления. По огнезащитному покрытию наносится 2 слоя эмали СБЭ-111 "УНИПОЛ" марки АМ.

Перекрытия – многпустотные железобетонные панели перекрытия по серии 1.141-1 вып.60; ИЖ-568-03; ИЖ-831 по стальным балкам.

Покрытие – оцинкованный профлист Н75-750-0,8 с полимерным покрытием (ПЕ) ГОСТ 24045-2010 по стальным прогонам, балкам и фермам покрытия.

Кровля – плоская, рулонная. Утеплитель минплита Технорурф толщиной 150мм, покрытие кровли – кровельная мембрана.

Перегородки выполнены из гипсокартонных листов толщиной 12,5мм в два слоя с каждой стороны на металлическом каркасе из оцинкованных профилей толщиной 0,6мм (ПН75/40; ПС75/50) с укладкой между элементами каркаса минплиты «Изовер» толщиной 75мм в пароизоляционной пленке «Изоспан В» общей толщиной 125мм в соответствии серией шифр М8.12/06.

В санузлах, душевых со стороны данных помещений облицовку каркаса выполнить из влагостойких ГКЛ в два слоя, в местах крепления сантехнического оборудования шаг стоечных профилей принят - 400мм.

Перекрытия - сборные железобетонные по серии 1.038.1-1 в.1 и из прокатного профиля по ГОСТ 8509-93 и ГОСТ 8240-97.

Лестницы: лестничные площадки – многопустотные железобетонные панели перекрытия по серии 1.141-1 вып.60; лестничные марши – сборные железобетонные ступени ГОСТ 8717.0-84 по стальным косоурам. По стальным косоурам выполнено огнезащитное покрытие вспучивающейся краской "УНИПОЛ" марки ОП на акриловой основе толщиной 0,9мм (нормируемый предел огнестойкости 45мин) с доведением конструкций здания до III степени огнестойкости.

Окна - из ПВХ-профиля по ГОСТ 30674-99.

Витражи - из алюминиевого профиля с остеклением двойным стеклопакетом.

Двери - металлические противопожарные по серии 1.036.2-3.02 вып.1, из ПВХ-профиля по ГОСТ 30970-2002, деревянные производство ЗАО "Дера" г.Пенза.

Ворота – металлические, противопожарные.

Внутренняя отделка - высококачественная штукатурка стен, окраска акриловыми водостойкими красками оштукатуренных и подготовленных поверхностей из ГКЛ. Подвесной потолок "АРМСТРОНГ".

Наружная отделка - штукатурка по утеплителю и окраска оштукатуренных поверхностей фасадными красками.

Полы - керамическая, керамогранитная плитки, коммерческий линолеум. На первом этаже полы выполнены по грунту с бетонным подстилающим слоем по гидроизоляционной мембране «Planter» с прокладкой утеплителя из экструдированного пенополистирола "Пеноплекс 35" по периметру наружных стен. В помещении склада, котельной, насосной,

карной полы – бетонные из бетона кл В25 с упрочненным верхним слоем и армированием сетками из арматуры кл А-III толщиной 200мм.

1.5. Противопожарные мероприятия

Объёмно-планировочное и конструктивное решения здания выполнено в соответствии с требованиями СНиП 31-05-2003 – «Общественные здания административного назначения»; СП 118.13330.2012 «Общественные здания и сооружения. Актуализированная редакция СНиП 31-06-2009», СНиП 31-04-2001 «Складские здания» и «Технического регламента о требованиях пожарной безопасности» №123-ФЗ в части обеспечения эвакуационными и аварийными выходами, соблюдения норм эвакуации по лестницам и лестничным клеткам, соблюдения мероприятий по предотвращению распространения пожара, обеспечения огнестойкости здания.

Здание разделено на 3 отсека противопожарными стенами 1-го: помещение склада отделено от 2-х блоков административно-бытовых помещений противопожарными стенами 1-го типа.

1.6. Теплотехнический расчет панели

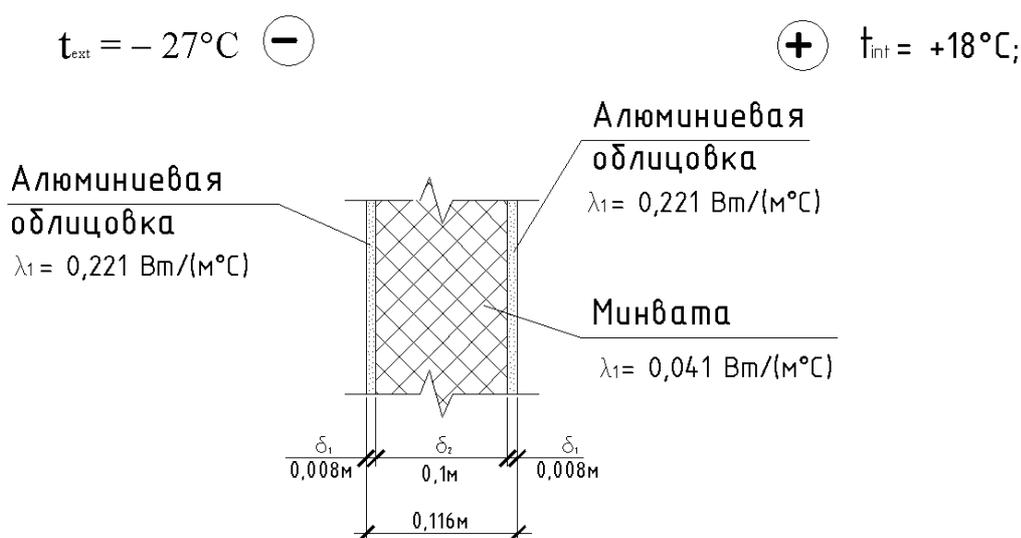


Рис. 1. Расчетная схема наружной стены

Информация о расчете:

Расчет выполнен в соответствии с: п. 2.1 СНиП 23-02-2003 "Тепловая защита зданий";

Исходные данные:

Воздух внутри помещения:

- Относительная влажность воздуха внутри помещения $f_v = 55 \%$;
- Расчетная температура внутреннего воздуха $t_v = 18 \text{ }^\circ\text{C}$;

Толщины слоев многослойных конструкций:

- Толщина 1-го слоя $d_1 = 0,008 \text{ м}$;
- Толщина 2-го слоя $d_2 = 0,1 \text{ м}$;
- Толщина 3-го слоя $d_3 = 0,008 \text{ м}$;

Теплотехнические показатели слоя 1:

(Зона влажности - Нормальная; Вид материала – алюминиевая облицовка):

- Расчетный коэффициент теплопроводности слоя 1 $\lambda_1 = 0,221 \text{ Вт/(м}^\circ\text{C)}$;

Теплотехнические показатели слоя 2:

(Зона влажности - Нормальная; Вид материала – пенополиуретан):

- Расчетный коэффициент теплопроводности слоя 2 $\lambda_2 = 0,041 \text{ Вт/(м}^\circ\text{C)}$;

Теплотехнические показатели слоя 3:

(Зона влажности - Нормальная; Вид материала – алюминиевая облицовка):

- Расчетный коэффициент теплопроводности слоя 3 $\lambda_3 = 0,221 \text{ Вт/(м}^\circ\text{C)}$;

Климатические данные: (Пензенская область; г.Пенза):

- Средняя температура наиболее холодной пятидневки с обеспеченностью 0,92 $t_{\text{хол, пятидн}} = -27 \text{ }^\circ\text{C}$;
- Продолжительность отопительного периода $Z_{\text{от, пер}} = 200$ сут;
- Расчетная температура наружного воздуха $t_{\text{от, пер}} = -4,1 \text{ }^\circ\text{C}$;

Влажность наружного воздуха:

- Среднегодовая упругость водяного пара наружного воздуха $e_n = 761$ Па;
- Средняя упругость водяного пара наружного воздуха периода с отрицательными среднемесячными температурами $e_{\text{н0}} = 356$ Па;
- Средняя упругость водяного пара наружного воздуха за летний период $e_{\text{н3}} = 1212$ Па;
- Продолжительность периода с отрицательной среднемесячной температурой наружного воздуха $z_0 = 152$ сут;
- Продолжительность периода с отрицательной среднемесячной температурой наружного воздуха $z_1 = 3$ мес;
- Продолжительность весенне-осеннего периода $z_2 = 4$ мес;
- Продолжительность летнего периода $z_3 = 5$ мес;
- Средняя температура периода с отрицательной среднемесячной температурой наружного воздуха $t_0 = -4,2 \text{ }^\circ\text{C}$;
- Средняя температура зимнего периода $t_1 = -5,9 \text{ }^\circ\text{C}$;
- Средняя температура весенне-осеннего периода $t_2 = -2,5 \text{ }^\circ\text{C}$;
- Средняя температура летнего периода $t_3 = +16 \text{ }^\circ\text{C}$;

Результаты расчета:

1) Проверка условия сопротивления теплопередаче

Конструкция - несветопрозрачная.

Эксплуатация здания - постоянная.

Расчетная температура наружного воздуха: $t_n = t_{\text{хол, пятидн}} = -27 \text{ }^\circ\text{C}$.

2) Определение сопротивления теплопередаче

Тип конструкций - наружные стены.

По табл. 5:

Коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности: $a_{в}=8,7 \text{ Вт}/(\text{м}^2\text{°C})$.

Воздушная прослойка, вентилируемая наружным воздухом – не имеется.

По табл. 6:

Коэффициент теплоотдачи наружной поверхности: $a_{н}=23 \text{ Вт}/(\text{м}^2\text{°C})$.

Конструкция - неоднородная.

Конструкция - многослойная.

3) Определение термического сопротивления конструкции с последовательно расположенными слоями

Замкнутая воздушная прослойка - отсутствует.

Количество слоев - 3.

4) Определение термического сопротивления для первого слоя

Толщина слоя: $d = d_1 = 0,008 \text{ м}$.

Расчетный коэффициент теплопроводности материала слоя:

$\lambda = \lambda_1 = 0,221 \text{ Вт}/(\text{м}^{\circ}\text{C})$.

Сопротивление теплопередаче слоя 1: $R_1 = d / \lambda = 0,008 / 0,221 = 0,0362 \text{ (м}^2\text{°C)}/\text{Вт}$.

5) Определение термического сопротивления для второго слоя

Толщина слоя: $d = d_2 = 0,1 \text{ м}$.

Расчетный коэффициент теплопроводности материала слоя:

$\lambda = \lambda_2 = 0,041 \text{ Вт}/(\text{м}^{\circ}\text{C})$.

Сопротивление теплопередаче слоя 2: $R_2 = d / \lambda = 0,1 / 0,041 = 2,4390 \text{ (м}^2\text{°C)}/\text{Вт}$.

6) Определение термического сопротивления для третьего слоя

Толщина слоя: $d = d_3 = 0,008 \text{ м}$.

Расчетный коэффициент теплопроводности материала слоя:

$$l = l_3 = 0,221 \text{ Вт/(м}^\circ\text{С)} .$$

Сопротивление теплопередаче слоя 3: $R_3 = d / l = 0,008 / 0,221 = 0,0362 \text{ (м}^2\text{°С)/Вт}$.

7) Продолжение расчета по п. 2.7 СНиП 23-02-2003

Термическое сопротивление ограждающей конструкции:

$$R_k = R_1 + R_2 + R_3 = 0,0362 + 2,4390 + 0,0362 = 2,5114 \text{ (м}^2\text{°С)/Вт}$$

8) Продолжение расчета по п. 2.6 СНиП 23-02-2003

Сопротивление теплопередаче: $R_o = 1/a_b + R_k + 1/a_n =$

$$= 1/8,7 + 2,5114 + 1/23 = 2,6698 \text{ (м}^2\text{°С)/Вт}$$

9) Продолжение расчета по п. 2.1 СНиП 23-02-2003

Эксплуатация здания - постоянная.

Явные избытки тепла в здании отсутствуют.

Т.к. $t_b = 18^\circ\text{С} < 23^\circ\text{С}$ и $t_b = 18^\circ\text{С} < 24^\circ\text{С}$

Следовательно по табл. 1 влажностный режим - сухой.

Т.к. $t_b < 23^\circ\text{С}$: в соответствии с п. 2.1 сопротивление теплопередаче следует принимать не ниже значений, определяемых по формулам (1) из санитарно-гигиенических и комфортных условий и (1а) из условий энергосбережения.

10) Проверка условий энергосбережения

Градусо-сутки отопительного периода:

$$D_d = (t_{int} - t_{ht}) Z_{ht} = (18 - (-4,1)) \cdot 200 = 4657,5 \text{ }^\circ\text{С} \cdot \text{сут.}$$

Тип здания или помещения – производственное с сухим режимом

Тип конструкций - стены.

Требуемое приведенное сопротивление теплопередаче конструкции:

По табл. 4 СНиП 23-02-2003 в зависимости от D_d $R_{req} = 1,9547 \text{ (м}^2\text{°С)/Вт}$.

$R_o = 2,6698 \text{ (м}^2\text{°С)/Вт} > R_{req} = 1,9547 \text{ (м}^2\text{°С)/Вт}$ (118,33285% от предельного значения) - **условие выполнено**.

11) Проверка санитарно-гигиенических и комфортных условий

Тип конструкций - наружные стены.

Коэффициент: по табл. 4 СНиП 23-02-2003 $n = 1$.

По табл. 5:

Коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности: $a_{int}=8,7 \text{ Вт}/(\text{м}^2\text{°C})$.

Тип конструкций - наружные стены.

Тип здания или помещения - производственное с сухим режимом Нормативный температурный перепад:

По табл. 2 СНиП II-3-79 $\Delta t_n = 5,4 \text{ °C}$.

Эксплуатация здания - постоянная.

Расчетная температура наружного воздуха: $t_n = t_{\text{хол, пятидн}} = -29 \text{ °C}$.

Требуемое приведенное сопротивление теплопередаче конструкции:

$$R_{\text{req}} = n (t_{\text{int}} - t_{\text{ex}}) / (\Delta t_n a_{\text{int}}) =$$

$$= 1 \cdot (18 - (-29)) / (5,4 \cdot 8,7) = 1,20051 \text{ (м}^2\text{°C)/Вт (формула (1); п. 2.2 СНиП 23-02-2003.$$

12) Продолжение расчета по п. 2.1 СНиП СНиП 23-02-2003

$R_o = 2,6698 \text{ (м}^2\text{°C)/Вт} > R_{\text{req}} = 1,20051 \text{ (м}^2\text{°C)/Вт}$ (256,00786% от предельного значения) - **условие выполнено**.

2.1 Сбор нагрузок

Собственный вес конструкций покрытия и снега.

Постоянные нагрузки от массы конструкций покрытия приведены в табл. 2.1.

Таблица 2.1. Постоянные нагрузки на 1 м^2 покрытия

Вид нагрузки	Нормативная, гН/м^2	Коэффициент надёжности по нагрузке	Расчетная, гН/м^2
Полимерная мембрана	0,1	1,05	0,11
Утеплитель техноруп 150 мм, $\gamma=120 \text{ кгс/м}^3$	$12 \cdot 0,15=1,8$	1,3	2,34
Пароизоляция	0,1	1,05	0,11
Профнастил $\delta=1 \text{ мм.}$	1,6	1,05	1,68
Прогоны пролетом 6 м.	1,3	1,05	1,365
Металлические конструкции (связи и)	0,5	1,05	0,525
Снеговая нагрузка	12,86	1,4	18
Итого:	18,26		24,13

Расчетная нагрузка на единицу длины ригеля рамы:

$$q = q_0 \cdot B = 24,13 \cdot 6 = 144,78 \text{ гН / м ,}$$

где $B = 6 \text{ м}$ – шаг рам (рис 2.1).

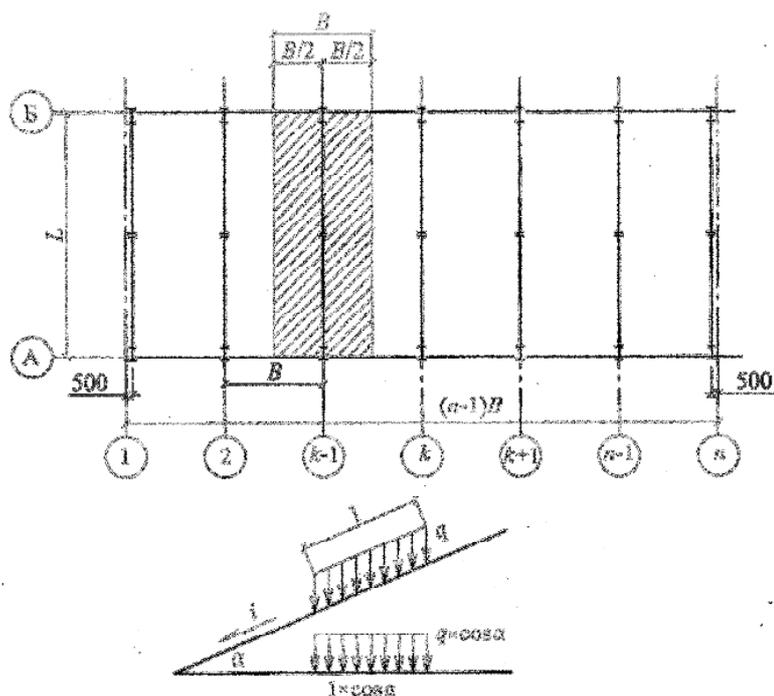


Рис. 2.1. Схема к определению постоянных нагрузок на раму

2.2 Расчет фермы

Расчёт фермы производится по программе WINFERMA от действия постоянной, снеговой нагрузок, а также от максимального момента, действующего на верхнюю часть левой колонны.

Сбор нагрузок на ферму:

Постоянная и временная нагрузка от покрытия $q = 144,78 \text{ гН/м}$

Узловые нагрузки:

$$P = 144,78 \cdot 2,65 = 383,67 \text{ гН.}$$

ПОДБОР СЕЧЕНИЙ СТЕРЖНЕЙ ВЕРХНЕГО ПОЯСА

Стержень 17-18.

Расчётное усилие $N = 7640,81 \text{ гН}$.

Требуемая площадь сечения:

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c \cdot \varphi} = \frac{7640,81}{230 \cdot 0,95 \cdot 0,75} = 34,97 \text{ см}^2.$$

Принимаем $\square 180 \times 140 \times 8$: $A = 48,7 \text{ см}^2$; $i_x = 6,7 \text{ см}$; $L = 265 \text{ см}$.

Гибкости:

$$\lambda_x = \frac{l}{i_x} = \frac{265}{6,7} = 39,55 < [\lambda] = 120$$

Коэффициент продольного изгиба: $\varphi = 0,782$

Проверка устойчивости стержня:

$$\frac{N}{A \cdot \gamma \cdot \varphi \cdot R_y} = \frac{7640,81}{48,7 \cdot 0,95 \cdot 0,782 \cdot 230} = 0,92 < 1.$$

Прочность стержня обеспечена.

ПОДБОР СЕЧЕНИЙ НИЖНЕГО ПОЯСА

Стержень 4-5.

Расчётное усилие $N = 7728,08 \text{ гН}$.

Требуемая площадь сечения:

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{7728,08}{230 \cdot 0,95} = 35,37 \text{ см}^2.$$

Принимаем $\square 140 \times 140 \times 7$: $A = 37,2 \text{ см}^2$; $i_x = 5,38 \text{ см}$; $i_y = 5,38 \text{ см}$.

Проверяем гибкость стержня:

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l}{i_x} = \frac{265}{5,38} = 49,26 < [\lambda] = 400;$$

Гибкости меньше предельной.

Проверка прочности стержня:

$$\frac{N}{A \cdot \gamma \cdot R_y} = \frac{7728,08}{37,2 \cdot 0,95 \cdot 230} = 0,951 < 1$$

Прочность стержня обеспечена.

ПОДБОР СЕЧЕНИЙ ОПОРНЫХ РАСКОСОВ

Стержень 1-14.

Расчётное усилие $N = 2670,725 \text{ зН}$.

Требуемая площадь сечения:

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c \cdot \varphi} = \frac{2670,725}{230 \cdot 0,95 \cdot 0,6} = 20,37 \text{ см}^2.$$

Принимаем $\square 120 \times 120 \times 6$: $A = 27,4 \text{ см}^2$; $i_x = 4,61 \text{ см}$; $i_y = 4,61 \text{ см}$.

Гибкости:

$$\lambda_x = \frac{l}{i_x} = \frac{0,8 \cdot 168,3}{4,61} = 29,21$$

Коэффициент продольного изгиба: $\varphi = 0,571$

Проверка устойчивости стержня:

$$\frac{N}{A \cdot \gamma \cdot \varphi \cdot R_y} = \frac{2670,725}{27,4 \cdot 0,95 \cdot 0,571 \cdot 230} = 0,781 < 1$$

Прочность стержня обеспечена.

ПОДБОР СЕЧЕНИЙ СЖАТЫХ РАСКОСОВ

Стержень 2-15.

Расчётное усилие $N = 1542,376 \text{ зН}$.

Требуемая площадь сечения:

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c \cdot \varphi} = \frac{1542,376}{230 \cdot 0,95 \cdot 0,45} = 15,08 \text{ см}^2.$$

Принимаем $\square 100 \times 100 \times 4$: $A = 15,3 \text{ см}^2$; $i_x = 3,89 \text{ см}$; $i_y = 3,89 \text{ см}$.

Гибкости:

$$\lambda_x = \frac{l}{i_x} = \frac{0,8 \cdot 205,8}{3,89} = 42,34$$

Коэффициент продольного изгиба: $\varphi = 0,448$

Проверка устойчивости стержня:

$$\frac{N}{2 \cdot A \cdot \gamma \cdot \varphi \cdot R_y} = \frac{1542,376}{15,3 \cdot 0,95 \cdot 0,448 \cdot 230} = 0,963 < 1$$

Прочность стержня обеспечена.

ПОДБОР СЕЧЕНИЙ РАСТЯНУТЫХ РАСКОСОВ

Стержень 13-1

Расчётное усилие $N = 3023,286 \text{ зН}$.

Требуемая площадь сечения:

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{3023,286}{230 \cdot 0,95} = 23,84 \text{ см}^2.$$

Принимаем $\square 120 \times 120 \times 6$: $A = 27,4 \text{ см}^2$; $i_x = 4,61 \text{ см}$; $i_y = 4,61 \text{ см}$.

Проверяем гибкость стержня:

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l}{i_x} = \frac{169,1}{4,61} = 36,68 < [\lambda] = 400;$$

Гибкости меньше предельной.

Проверка прочности стержня:

$$\frac{N}{A \cdot \gamma \cdot R_y} = \frac{3023,286}{27,4 \cdot 0,95 \cdot 230} = 0,905 < 1$$

Прочность стержня обеспечена.

Стержень 14-2

Расчётное усилие $N = 1678,734 \text{ зН}$.

Требуемая площадь сечения:

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1678,734}{230 \cdot 0,95} = 14,68 \text{ см}^2.$$

Принимаем $\square 100 \times 100 \times 4$: $A = 15,3 \text{ см}^2$; $i_x = 3,89 \text{ см}$; $i_y = 3,89 \text{ см}$.

Проверяем гибкость стержня:

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l}{i_x} = \frac{186,3}{3,89} = 47,89 < [\lambda] = 400;$$

Гибкости меньше предельной.

Проверка прочности стержня:

$$\frac{N}{A \cdot \gamma \cdot R_y} = \frac{1678,734}{15,3 \cdot 0,95 \cdot 230} = 0,926 < 1$$

Прочность стержня обеспечена.

Крепление фермы в уровне нижнего пояса

Принимаем 8 болтов класса 6,6 R = 250 МПа.

Требуемая площадь одного болта:

$$A_{1\sigma}^{mp} = \frac{N}{n \cdot R \cdot \gamma} = \frac{7728,08}{8 \cdot 250 \cdot 1} = 3,164 \text{ см}^2$$

Принимаем болты М24 с A = 3,52 см².

Проверка прочности:

$$\tau = \frac{N}{n \cdot A^\phi} = \frac{7728,08}{8 \cdot 3,52} = 234,44 \text{ МПа} < R = 250 \text{ МПа}$$

Прочность обеспечена.

Узел сопряжения верхних поясов

Стык выполняется на высокопрочных болтах. Принимаем 4 болта 40Х «селект», временное сопротивление R_{bun} = 1100 МПа. Очистка поверхностей элементов газопламенная.

Расчётное усилие в соединении:

$$R_{bh} = 0,7 \cdot R_{bun} = 0,7 \cdot 1100 = 770 \text{ зН};$$

Требуемая площадь одного болта:

$$A_{1\sigma}^{mp} = \frac{N}{n \cdot R \cdot \gamma} = \frac{7640,81}{4 \cdot 770 \cdot 1} = 2,41 \text{ см}^2$$

Принимаем болты М20 с A = 2,45 см².

Проверка прочности:

$$\tau = \frac{N}{n \cdot A^\phi} = \frac{7640,81}{4 \cdot 2,45} = 679,674 \text{ МПа} < R = 770 \text{ МПа}$$

Прочность обеспечена.

2.3 Расчёт колонны

Подбор сечения и конструирование стержня колонны

Материал колонны сталь С245 ГОСТ 27772-88 с $R = 240$ МПа.

Определяем расчетную нагрузку:

$$N = q \cdot l / 2 = 144,78 \cdot 31,8 / 2 = 23020 \text{ H}.$$

Расчётная длина колонны:

$$l = 2 \cdot 9,55 = 19,1 \text{ м}$$

Предварительная гибкость $\lambda = 70 \Rightarrow \varphi = 0,764$.

Расчёт относительно материальной оси.

Требуемая площадь сечения:

$$A_{mp} = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{23020}{0,764 \cdot 240 \cdot 1} = 122,55 \text{ см}^2.$$

Требуемый радиус инерции:

$$i_{x,mp} = \frac{l}{\lambda_0} = \frac{1910,0}{70} = 20,29 \text{ см}.$$

По A_{mp} и $i_{x,mp}$ по сортаменту подбираем поперечное сечение колонны из двух двутавров.

Принимаю I50Ш1 с $A = 145,52 \text{ см}^2$; $J_x = 60370,996 \text{ см}^4$; $J_y = 6462,4 \text{ см}^4$, $i_x = 20,37 \text{ см}$; $i_y = 6,52 \text{ см}$ (по СТО АСЧМ 20-93).

Проверка гибкости относительно оси x-x:

$$\lambda_x = \frac{l}{i_x} = \frac{1910,0}{20,37} = 93,77$$

Коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,706$.

Проверяем устойчивость колонны относительно материальной оси x-x:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c$$

$$\sigma = \frac{23020}{0,706 \cdot 145,52} = 224,1 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 240 \cdot 1 = 240 \text{ МПа}$$

Устойчивость сечения относительно материальной оси колонны обеспечена.

Недонапряжение составляет:

$$\Delta_{\%} = \frac{240 - 224,1}{240} \cdot 100\% = 6,63\% .$$

Расчёт базы колонны

Расчётная нагрузка на базу колонны:

$$N = N \cdot \gamma = 23020 \cdot 1,05 = 24171,0 \text{ кН} .$$

Бетон фундамента: В10 с $R_b = 6 \text{ МПа}$.

Расчётное сопротивление смятию:

$$R_{cm} = R_b \cdot \sqrt[3]{1,5} = 6,0 \cdot \sqrt[3]{1,5} = 6,87 \text{ МПа} .$$

Принимаем толщину траверсы $t_{тр} = 1 \text{ см}$, свес плиты $c = 6 \text{ см}$.

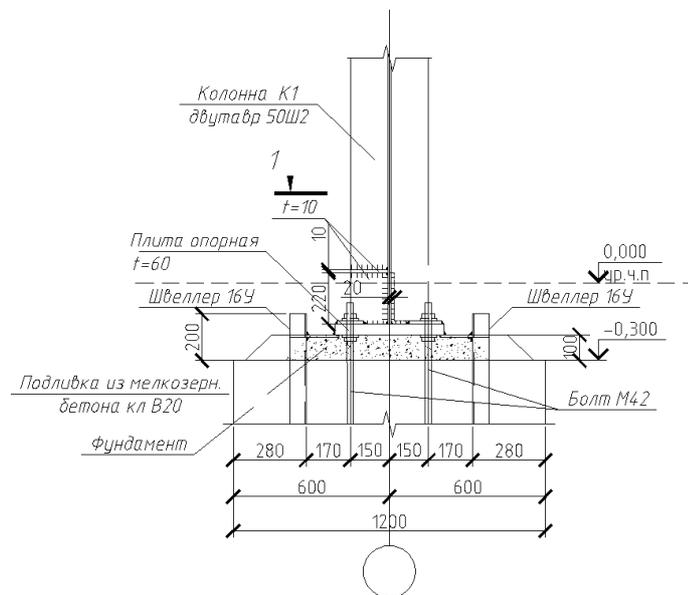


Рис. 2.2. База колонны

Ширина плиты:

$$B_{пл} = H + 2 \cdot (t_{тр} + c) = 36 + 2 \cdot (1 + 6) = 50 \text{ см} .$$

Принимаем по ГОСТ 82-70* $B_{пл} = 56 \text{ см}$, свес плиты $c = 8 \text{ см}$.

Требуемая площадь плиты:

$$A_{тр} = \frac{N}{R_{cm}} = \frac{24171,0}{6,87} = 4203 \text{ см}^2 .$$

Длина плиты:

$$L_{\text{тр}} = \frac{A_{\text{пл}}}{B_{\text{пл}}} = \frac{4203}{50} = 74,8 \text{ см.}$$

Принимаем по ГОСТ 82-70* $L_{\text{пл}} = 75 \text{ см.}$

Фактическая площадь плиты:

$$A_{\text{ф}} = B_{\text{пл}} \cdot L_{\text{пл}} = 50 \cdot 85 = 4250 \text{ см}^2.$$

Фактические напряжения в бетоне под плитой:

$$\sigma_{\text{ф}} = \frac{N}{A_{\text{пл}}} = \frac{24171}{4250} = 6,85 \text{ МПа.}$$

Вылет консоли плиты:

$$b_1 = \frac{L_{\text{пл}} - B}{2} = \frac{85 - 49}{2} = 18 \text{ см.}$$

Для выбора толщины плиты определим изгибающие моменты на разных участках плиты.

Участок плиты, опёртый на 4 канта.

$$\text{Соотношение } \frac{b}{a} = \frac{49 - 0,75}{40} = 1,117, \text{ следовательно } \alpha = 0,05514.$$

Расчётный изгибающий момент:

$$M_1 = \alpha \cdot \sigma_f \cdot a^2 = 0,05514 \cdot 6,85 \cdot 40^2 = 592,3 \text{ Нсм.}$$

Участок плиты, опёртый на 3 канта.

$$\text{Соотношение } \frac{b}{a_1} = \frac{14,625}{40} = 0,366, \text{ участок работает как консоль.}$$

Расчётный изгибающий момент:

$$M_2 = \frac{\sigma_f \cdot a^2}{2} = \frac{6,85 \cdot 14,63^2}{2} = 733,1 \text{ Нсм.}$$

Участок плиты, опёртый на 2 канта.

Расчётный изгибающий момент:

$$M_3 = \frac{\sigma_f \cdot c^2}{2} = \frac{6,85 \cdot 8^2}{2} = 219,2 \text{ Нсм.}$$

Определяем толщину плиты по максимальному моменту:

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{\max}}{R_y \cdot \gamma}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 733,1}{240 \cdot 1}} = 4,37 \text{ см.}$$

Принимаем $t_{pl} = 4,5 \text{ см.}$

Определяем длину угловых швов, прикрепляющих листы траверсы к ветвям колонны:

$$l_w = h_{mp} = \frac{N}{n \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf}} = \frac{24171}{4 \cdot 0,7 \cdot 1,2 \cdot 180} = 47,6 \text{ см.}$$

Принимаем высоту траверсы $h_{тр} = 50 \text{ см.}$

Определяем суммарную толщину швов, прикрепляющих лист траверсы к плите:

$$k_f = \frac{N}{\beta_f \cdot \Sigma l_w \cdot R_{wf}} = \frac{24171}{0,7 \cdot 194 \cdot 180} = 1,35 \text{ см.}$$

Где $\Sigma l_w = 2 \cdot L_{\text{пл}} + 4 \cdot b_1 = 2 \cdot 85 + 4 \cdot 18 = 242 \text{ см.}$

Проверка траверсы на изгиб.

Опорное давление на 1 м длины одной ветви траверсы:

$$q_{tr} = \sigma_{\phi} \cdot \left(\frac{h}{2} + t_{тр} + c \right) = 6,89 \cdot \left(\frac{49}{2} + 1 + 8 \right) = 199,8 \text{ кН / м.}$$

Изгибающий момент в траверсе:

$$M_{mp} = q_{mp} \cdot \frac{b_1^2}{2} = 199,8 \cdot \frac{18^2}{2} = 22478 \text{ кНм.}$$

Момент сопротивления траверсы:

$$W_{тр} = \frac{t_{тр} \cdot h_{mp}^2}{6} = \frac{1 \cdot 50^2}{6} = 416,7 \text{ см}^3.$$

Напряжения в траверсе:

$$\sigma_{mp} = \frac{M_{mp}}{W_{mp}} = \frac{22478}{416,7} = 53,9 \text{ МПа} < R \cdot \gamma = 240 \cdot 1 = 240 \text{ МПа.}$$

Прочность траверсы обеспечена.

Вывод: принятый вариант базы колонны удовлетворяет требованиям прочности и жёсткости. Для соединения базы колонны с фундаментом принимаем 2 анкерных болта диаметром 24 мм.

Расчет оголовка колонны

Толщину опорной плиты оголовка принимаем $t_{pl} = 20\text{мм}$.

Определяем толщину сварного шва, прикрепляющего ребро оголовка к опорной плите колонны:

$$k_f = \frac{N}{\beta_f \cdot 2 \cdot b_p \cdot R_{wf}} = \frac{24171}{0,7 \cdot 2 \cdot 44,25 \cdot 180} = 2,58\text{см}.$$

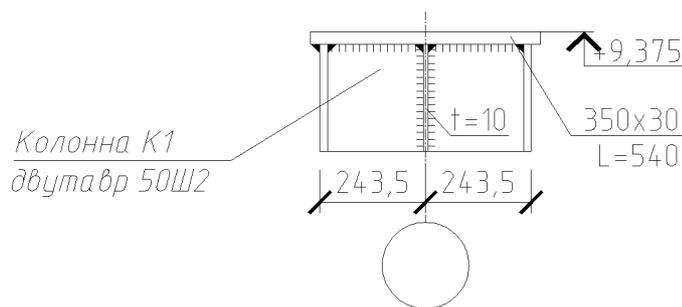


Рис. 2.3. Оголовок колонны

Принимаем толщину шва $k_f = 1,2\text{мм}$.

Длину ребра оголовка определим требуемой длиной швов:

$$l_p = \frac{N}{n \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf}} + 1 = \frac{24171}{4 \cdot 0,7 \cdot 1,4 \cdot 180} + 1 = 49\text{см}.$$

Принимаем длину ребра $l_p = 50\text{см}$.

Определяем толщину ребра оголовка:

$$t_p = \frac{N}{b_{cp} \cdot R_p} = \frac{24171}{44,25 \cdot 370} = 1,56\text{см}.$$

Принимаем толщину ребра $t_p = 1,6\text{см}$.

Проверяем опорное ребро на срез:

$$\tau = \frac{N}{2 \cdot l_p \cdot t_p} = \frac{24171}{2 \cdot 50 \cdot 1,6} = 121,07\text{МПа} < 0,58 \cdot R = 0,58 \cdot 240 = 145,0\text{МПа}.$$

Прочность ребра обеспечена.

2.4 Проектирование многопустотной плиты перекрытия с арматурой Вр1200

Исходные данные. Плиты перекрытий изготавливаются в заводских условиях из тяжелого бетона класса В35.

Продольная рабочая арматура - преднапряженная класса Вр1200, с электротермическим натяжением на упоры. Арматура каркасов - классов А240 или В500, закладные детали из стали СтЗпс, монтажные петли из стали класса А240, марки СтЗпс или класса А300, марки 10ГТ.

Нормативное сопротивление арматуры Вр1200, согласно *табл. 15 приложения*, $R_{sn} = 1200$ МПа; расчетное сопротивление $R_{sn} = 1000$ МПа ($1000 \cdot 10^3$ кН/м²); модуль упругости $E_s = 2,0 \cdot 10^5$ МПа ($2,0 \cdot 10^8$ кН/м²).

Бетон тяжелый класса В35, согласно *табл. 2 приложения*, $R_b = 19,5$ МПа ($19,5 \cdot 10^3$ кН/м²), $E_b = 34,5 \cdot 10^3$ МПа ($34,5 \cdot 10^6$ кН/м²); $R_{bt} = 1,95$ МПа ($1,95 \cdot 10^3$ кН/м²); $R_{bt} = 1,3$ МПа ($1,3 \cdot 10^3$ кН/м²).

Проектируемая плита должна рассчитываться по предельным состояниям первой и второй групп для работы конструкции в стадиях изготовления, транспортирования, монтажа, эксплуатации.

Установление размеров и расчетного пролета плиты

Принятые размеры ригеля прямоугольного сечения $b_p = 250$ мм.
Расчетный пролет плиты при ее опирании на ригель:

$$l_0 = L - \frac{b_p}{2} = 5500 - \frac{250}{2} = 5375 \text{ мм,}$$

где b_p - ширина ригеля,

ты

$$h \approx \frac{l_0}{30} = \frac{5375}{30} \approx 189 \text{ мм.}$$

Принимаем высоту плиты 22 см.

Рабочая высота сечения $h_0 = h - a = 22 - 3 = 19$ см.

Плита имеет 8 круглых пустот диаметром 15,9 см. Толщина верхней и нижней полок $(22 - 15,9)/2 = 3,05$ см. Ширина средних ребер – 3,0 см, крайних – 7,9 см.

В расчетах по предельным состояниям первой группы необходимо учитывать расчетную ширину сжатой полки.

Толщина сжатой полки таврового сечения $h'_f = 3,05$ см; отношение $h'_f / h = 3,05/22 = 0,14 > 0,1$, при этих условиях в расчет вводится вся ширина полки $b'_f = 161$ см; расчетная ширина ребра $b = b'_f - n_{гесн} \cdot d = 161 - 8 \cdot 15,9 = 33,8$ см.

Сбор нагрузок и определение усилий в плите

Расчетная нагрузка вычисляется на 1 м длины плиты с учетом коэффициента надежности по назначению здания $\gamma_n = 1$ при номинальной ширине плиты 1,65 м.

Постоянная нагрузка $g = 4,07 \cdot 1 \cdot 1,65 = 6,72$ кН/м.

Временная $v = 2,4 \cdot 1 \cdot 1,65 = 3,96$ кН/м.

Полная $q = 6,47 \cdot 1 \cdot 1,65 = 10,67$ кН/м.

Нормативная нагрузка на 1 погонный метр плиты:

- постоянная $g^n = 3,64 \cdot 1 \cdot 1,65 = 6,01$ кН/м;

- постоянная и длительная $4,14 \cdot 1 \cdot 1,65 = 8,83$ кН/м;

-полная $g^n + v^n = 5,64 \cdot 1 \cdot 1,65 = 9,31$ кН/м.

Моменты и поперечные силы от расчетных и нормативных нагрузок вычисляются в соответствии с расчетной схемой и вычисленными нагрузками.

Усилия для расчетов по предельным состояниям первой группы: от расчетных нагрузок

$$M = \frac{ql_0^2}{8} = \frac{10,67 \cdot 5,375^2}{8} = 92,8 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q = \frac{ql_0}{2} = \frac{10,67 \cdot 5,375}{2} = 72,22 \text{ кН}.$$

Усилия для расчетов по предельным состояниям второй группы:

- от полной нормативной нагрузки

$$M_n = \frac{q^n l_0^2}{8} = \frac{9,31 \cdot 5,375^2}{8} = 77,71 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

Таблица 2,1

Сбор вертикальных нагрузок на 1 м² перекрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Постоянная:			
-от массы плиты	3	1,1	3,3
- керамогранитная плитка	0,1	1,2	0,12
- цементно-песчаная стяжка $\delta=30$ мм, $\gamma=1800$ кг/м ³ .	0,54	1,2	0,648
Итого:	3,64	-	4,07
Временная v	2,0	1,2	2,4
в том числе:			
длительная	0,5	1,2	0,6
кратковременная	1,5	1,2	1,8
Полная $q = g + v$	5,64	-	6,47
в том числе:			
длительная	4,14	-	8,82
кратковременная	1,5	-	4,67

- от постоянной и длительно действующей части нормативной нагрузки

$$M_{n,dl} = \frac{8,83 \cdot 5,375^2}{8} = 69,94 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Расчет плиты по предельным состояниям первой группы

Расчет плиты по предельным состояниям первой группы включает расчеты прочности продольных ребер и полки плиты для различных стадий работы конструкции и, как правило, заключается в определении необходимого количества арматуры и ее расположении в сечениях и по длине элемента.

Расчет прочности нормальных сечений плиты

Исходные данные. Расчетной схемой прочности нормальных сечений в стадии эксплуатации является шарнирно опертая балка. Изгибающий момент от полных нагрузок $M = 92,8$ кНм. Размеры сечения $h = 22$ см, $b'_f = 161$ см, $b = 33,8$ см, $h'_f = 3,05$ см. Минимальный защитный слой для конструкций в закрытых помещениях при нормальной влажности принимается не менее 20 мм. Расстояние от центра тяжести арматуры до растянутой грани $a \geq 20 + \emptyset/2$. Предполагаемый диаметр арматуры $\emptyset = 20$ мм, тогда $a = 3$ см, рабочая высота сечения $h_0 = 19$ см.

Расчет прочности выполняется в предположении, что расчетной сжатой ненапрягаемой арматуры не требуется ($A_{sc} = 0$); уровень преднапряжения при коэффициенте точности натяжения $\gamma_{sp} = 0,9$ и с учетом всех потерь равен $\sigma_{sp} / R_s \approx 0,755$.

Величина напряжений обжатия $\sigma_{sp} = 0,755 R_s = 0,755 \cdot 520 = 392,6$ МПа.

Расчетной схемой для расчета нормальных сечений плиты является шарнирно опертая балка таврового профиля с полкой в сжатой зоне $M = 92,8$ кНм.

Проверяется положение нейтральной оси

$$R_b \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (h_0 - h'_f / 2) = 19,5 \cdot 10^3 \cdot 1,61 \cdot 0,0305 \cdot (0,19 - 0,0305 / 2) = 167,33 \text{ кНм} > M = 92,8 \text{ кНм.}$$

Граница сжатой зоны проходит в полке, сечение рассчитывается как прямоугольное с размерами $b'_f = 1,61$ м, $h'_f = 0,0305$ м, $h_0 = 0,19$ м.

Вычисляется табличный коэффициент α_m

$$\alpha_m = M / R_b b'_f h_0^2 = 92,8 / 19,5 \cdot 10^3 \cdot 1,61 \cdot 0,192 = 0,1539$$

Граничная высота сжатой зоны бетона при $\sigma_{sp} / R_s \approx 0,75$ и арматуре А600

$$\xi_R = 0,44;$$

$$\alpha_R = \xi_R \cdot (1 - \xi_R / 2) = 0,44 \cdot (1 - 0,44 / 2) = 0,343.$$

Проверяется выполнение условия $\alpha_m = 0,1539 < \alpha_R = 0,343$, следовательно, сжатой арматуры не требуется и сечение рассчитывается с одиночной арматурой.

Вычисляется относительная высота сжатой зоны

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,1539} = 0,168;$$

$$\xi / \xi_R = 0,168 / 0,44 = 0,3818.$$

Так как условие $\xi \leq \xi_R$ соблюдается, расчетное сопротивление напрягаемой арматуры R_s можно увеличить путем умножения на коэффициент условий работы γ_{s3} , учитывающий увеличение сопротивления напрягаемой арматуры выше условного предела текучести

$$\gamma_{s3} = 1,25 - 0,25 \cdot \xi / \xi_R = 1,25 - 0,25 \cdot 0,3818 = 1,15 > 1,1.$$

Принимаем $\gamma_{s3} = 1,1$.

Требуемая площадь растянутой напрягаемой арматуры

$$A_{sp} = \frac{\xi R_b b' h_0}{\gamma_{s3} R_s} = \frac{0,168 \cdot 19,5 \cdot 10^3 \cdot 1,61 \cdot 0,19}{1,1 \cdot 1000 \cdot 10^3} = 0,00091 \text{ м}^2 = 9,01 \text{ см}^2.$$

По сортаменту выпускаемой стали определяются диаметр и необходимое количество стержней. Принимаем 18Ø8 Вр1200, $A_{sp} = 9,06 \text{ см}^2$.

В многопустотных плитах в соответствии с [9] наибольшее расстояние между осями стержней продольной арматуры должно быть не более $2h(2 \cdot 220 = 440 \text{ мм})$ и не более 400 мм. В нашем случае это расстояние равно $(1640 - 2 \cdot 40)/4 = 390 < 400 \text{ мм}$. Условие выполняется. Здесь 40 мм, расстояние от боковой поверхности плиты понизу до оси крайнего продольного стержня.

Расчет прочности наклонных сечений плиты

В соответствии с [9] в многопустотных плитах высотой менее 300 мм, на участках, где поперечная сила воспринимается только бетоном, поперечную арматуру можно не устанавливать. Выполним проверочный расчет.

Исходные данные. Расчетная поперечная сила на опоре $Q = 72,22 \text{ кН}$, расчетная полная нагрузка $q = 17,52 \text{ кН/м}$, временная часть нагрузки $q_v = 9,9 \text{ кН/м}$, $R_b = 19,5 \text{ МПа}$ ($19,5 \cdot 10^3 \text{ кН/м}^2$), $R_{bt} = 1,3 \text{ МПа}$ ($1,3 \cdot 10^3 \text{ кН/м}^2$), поперечная и продольная арматура каркасов - проволока класса В500 диаметром 4 мм, $R_{sw} = 300 \text{ МПа}$ ($300 \cdot 10^3 \text{ кН/м}^2$); площадь одного поперечного стержня $0,126 \text{ см}^2$ ($F_{sw} = n f_{sw} = 5 \cdot 0,126 = 0,63 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$), $h_0 = 0,19 \text{ м}$, $b = 0,338 \text{ м}$, уровень предварительных напряжений в арматуре $\sigma_{sp} = 525 \text{ МПа}$.

Расчет производится из условия прочности наклонного сечения

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}$$

где Q - поперечная расчетная сила в рассматриваемом сечении;

Q_b - поперечная сила, воспринимаемая бетоном;

Q_{sw} - поперечная сила, воспринимаемая хомутами.

Вычисляем поперечную силу, воспринимаемую бетоном Q_b

$$Q_b = M_b / c$$

$$M_b = 1,5\varphi_n R_{bt} b h_0^2 = 1,5 \cdot 1,5632 \cdot 1,3 \cdot 10^3 \cdot 0,338 \cdot 0,19^2 = 37,2 \text{ кНм.}$$

Предварительно назначается усилие преднапряжения с учетом всех потерь

$$P = \sigma_{sp} \cdot A_{sp} = 392,6 \cdot 10^3 \cdot 15,71 \cdot 10^{-4} = 824,775 \approx 824,8 \text{ кН.}$$

Вычисляется коэффициент, учитывающий влияние предварительного напряжения на прочность наклонного сечения

$$\varphi_n = 1 + 1,6 \cdot (P / R_b A_1) - 1,16 \cdot (P / R_b A_1)^2 = 1 + 1,6 \cdot 0,5688 - 1,16 \cdot 0,5688^2 = 1,5632,$$

где A_1 - площадь бетонного сечения без учета свесов сжатой полки

$$A_1 = b h = 0,338 \cdot 0,22 = 0,07436 \text{ м}^2;$$

$$P / R_b A_1 = 824,8 / 19,5 \cdot 10^3 \cdot 0,07436 = 0,5688.$$

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{37,2}{12,57}} = 1,41 \text{ м.}$$

Нагрузка приводится к эквивалентной равномерно распределенной и определяется в соответствии с формулой (28).

$$q_1 = q - 0,5q_v = 10,67 - 0,5 \cdot 3,96 = 8,69 \text{ кН/м.}$$

Невыгоднейшее расположение проекции наклонного сечения c при действии эквивалентной равномерно распределенной нагрузки определяется по формуле $c = \sqrt{M_b} / q_1$. При этом должны выполняться условия:

$$h_0 < c < 3h_0;$$

$$h_0 = 19 \text{ см} < c = 141 \text{ см} < 3h_0 = 57 \text{ см.}$$

Верхнее условие не выполняется.

Принимаем $c = 0,57$ м и вычисляем Q_b .

$$Q_b = M_b / c = 37,2 / 0,57 = 65,26 \text{ кН}$$

При вычислении Q_b должны выполняться условия

$$Q_{b,\max} \geq Q_b \geq Q_{b,\min};$$

$$Q_b = 65,26 \text{ кН} \geq Q_{b,\min} = 0,5R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,5 \cdot 1,3 \cdot 10^3 \cdot 0,338 \cdot 0,19 = 41,74 \text{ кН};$$

$$Q_b = 65,26 \text{ кН} \leq Q_{b,\max} = 2,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 2,5 \cdot 1,3 \cdot 10^3 \cdot 0,338 \cdot 0,19 = 208,72 \text{ кН.}$$

Условия выполняются, для дальнейших расчетов принимаем $Q_b = 65,26$ кН.

Вычисляем силу, воспринимаемую хомутами Q_{sw}

Усилие Q_{sw} определяется по формуле $Q_{sw} = 0,75q_{sw}c_0$ в зависимости от величины

$$Q_{s1} = 2\sqrt{M_b} \cdot q_1 = 2 \cdot \sqrt{37,2} \cdot 8,96 = 52,75 \text{ кН.}$$

Проверяем условие

$$Q_{s1} = 52,75 \text{ кН} < \varphi_n R_{br} b h_0 = 1,5632 \cdot 1,3 \cdot 10^3 \cdot 0,338 \cdot 0,19 = 130,51 \text{ кН.}$$

Требуемая интенсивность хомутов q_{sw} определяется по формуле

$$q_{sw} = (Q_{\max} - Q_{b,\min} - 3h_0 q_1) / 1,5h_0 = (72,22 - 52,75 - 3 \cdot 0,19 \cdot 18,7) / 1,5 \cdot 0,19 = 30,92 \text{ кН/м}$$

Хомуты учитываются в расчете, если соблюдается условие

$$q_{sw} = 30,92 \text{ кН/м} \geq 0,25\varphi_n R_{br} b = 0,25 \cdot 1,5632 \cdot 1,3 \cdot 10^3 \cdot 0,338 = 171,72 \text{ кН.}$$

Условие не выполняется, поперечную арматуру устанавливаем по конструктивным требованиям.

В пространстве между пустотами, где располагаются продольные стержни, устанавливаем конструктивную поперечную арматуру в виде отдельных каркасов длиной $l/4$ пролета плиты из проволоки В500 диаметром 4 мм с шагом 150 мм.

Расчет плиты по предельным состояниям второй группы

Для расчетов плиты по предельным состояниям второй группы необходимо вычислить геометрические характеристики расчетного сечения.

Площадь поперечного сечения бетона

$$A = b_f h - n \pi d^2 / 4 = 16 \cdot 122 - 8 \cdot 3,14 \cdot 15,9^2 / 4 = 1954 \text{ см}^2 = 0,1954 \text{ м}^2.$$

где n - число пустот в сечении плиты

Коэффициент приведения

$$\alpha = E_s / E_b = 20 \cdot 10^4 / 3,45 \cdot 10^4 = 5,8$$

Круглое очертание пустот заменяем квадратными с равным моментом инерции. Сторона квадрата $\alpha \approx 0,9d$

$$\alpha = 0,9d = 0,9 \cdot 15,9 = 14,31 \text{ см.}$$

Толщина полок расчетного эквивалентного сечения

$$h'_f = f_f = (22 - 14,31) / 2 = 3,85 \text{ см.}$$

Ширина ребра $b = 161 - 8 \cdot 14,31 = 46,52 = \text{см}$.

Ширина пустот $161 - 46,52 = 114,48 \text{ см}$.

Площадь приведенного сечения

$$A_{red} = 161 \cdot 22 - 114,48 \cdot 9,06 = 1901 \text{ см}^2 = 0,1901 \text{ м}^2.$$

(влиянием A_s пренебрегаем ввиду малости величины αA_s).

Расстояние от нижней грани до центра тяжести приведенного сечения

$$y_0 = h/2 = 11 \text{ см};$$

Момент инерции сечения (симметричного)

$$J_{red} = \frac{161 \cdot 22^3}{12} - \frac{114,48 \cdot 9,06^3}{12} = 114896 \text{ см}^4 = 114896 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4.$$

Моменты сопротивления сечения по нижней и верхней зоне равны

$$W_{red} = W'_{red} = J_{red} / y_0 = 114896 / 11 = 10445 \text{ см}^3.$$

Упругопластический момент по растянутой зоне для расчетов в стадии эксплуатации $W_{p1} = \gamma \cdot W_{red} = 1,3 \cdot 10445 = 13578,5 = 13578 \text{ см}^3 = 0,013578 \text{ м}^3$.

Коэффициент γ определяется для двутаврового симметричного сечения при $2 < b'_f / b = b_f / b = 161 / 46,52 = 3,46 < 6$. По табл. 11 приложения 2 $\gamma = 1,25$.

Для расчетов в стадии изготовления

$$W'_{p1} = \gamma \cdot W'_{red} = 1,25 \cdot 10445 = 13056 \text{ см}^3 = 0,013056 \text{ м}^3.$$

Установление уровня предварительного натяжения арматуры

Уровень предварительного напряжения для горячекатаной и электротермическом упрочненной арматуры назначается так, чтобы соблюдались условия

$$\sigma_{sp} \leq 0,9R_{s,ser}; \sigma_{sp} \geq 0,3R_{s,ser}.$$

Коэффициент точности натяжения арматуры (учет возможных отклонений) при определении потерь предварительного натяжения и расетах по второй группе предельных состояний принимается равным $\gamma_{sp} = 1,0$.

Предварительно назначим уровень преднапряжения 80% от R_{sn} арматуры Вр1200.

$$\sigma_{sp} = 0,8R_{sn} = 0,8 \cdot 1200 = 960 \text{ МПа.}$$

Определение потерь предварительного напряжения арматуры

Расчет потерь ведется при коэффициенте точности натяжения арматуры $\gamma_p = 1$ [9].

Первые потери

$\Delta\sigma_{sp1}$ - **потери от релаксации напряжений** в стержневой арматуре при электротермическом способе натяжения

$$\Delta\sigma_{sp1} = 0,03\sigma_{sp} = 0,03 \cdot 960 = 28,8 \text{ МПа;}$$

$\Delta\sigma_{sp2}$ - **потери от температурного перепада** между натянутой арматурой и упорами равны нулю, так как форма пропаривается в пропарочной камере вместе с изделием, $\Delta\sigma_{sp2} = 0$;

$\Delta\sigma_{sp3}$ - **потери от деформации формы** в расчетах не учитываются, так как уже учтены в расчете удлинений арматуры, $\Delta\sigma_{sp3} = 0$;

$\Delta\sigma_{sp4}$ - **потери от деформации анкеров** при механическом способе натяжения $\Delta\sigma_{sp4} = \Delta l/l \cdot E_s = 2,45/6500 \cdot 200000 = 75,38 \text{ МПа}$

$$\Delta l = 1,25 + 0,15d = 1,25 + 0,15 \cdot 8 = 2,45 \text{ мм} \quad l = 5,5 + 1 = 6,5 \text{ м.}$$

Суммарные первые потери преднапряжения

$$\Delta\sigma_{sp(1)} = \Delta\sigma_{sp1} + \Delta\sigma_{sp2} + \Delta\sigma_{sp3} + \Delta\sigma_{sp4} = 28,8 + 0 + 0 + 75,38 = 104,18 \text{ МПа.}$$

Начальное усилие обжатия с учетом первых потерь

$$P_1 = A_{sp} (\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)}) = 9,06 \cdot 10^{-4} (960 - 104,18) \cdot 10^3 = 775,37 \text{ кН.}$$

Вторые потери

$\Delta\sigma_{sp5}$ - **потери от усадки бетона, подвергнутого ТБО.**

Для бетонов В35 и ниже относительная деформация усадки бетона $\varepsilon_{b,sh} = 0,0002$

$$\Delta\sigma_{sp5} = \varepsilon_{b,sh} \cdot E_s = 0,0002 \cdot 20 \cdot 10^4 = 40 \text{ МПа.}$$

Для определения потерь от ползучести бетона необходимо предварительно вычислить напряжения в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры с учетом разгружающего момента от собственного веса плиты в стадии обжатия.

Максимальное сжимающее напряжение в бетоне при обжатии силой P_1 на уровне крайнего нижнего волокна, $y = 0,11$ м, без учета влияния собственного веса плиты

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 \cdot e_{op} \cdot y_0}{J_{red}} = \frac{775,37 \cdot 10^3}{1901 \cdot 10^{-4}} + \frac{775,37 \cdot 10^3 \cdot 0,08 \cdot 0,11}{114896 \cdot 10^{-8}} = 4,23 \text{ МПа.}$$

Согласно [6], передаточная прочность бетона R_{bp} назначается не менее 15 МПа и не менее 50% прочности от класса бетона. Принимаем $R_{bp} = 20$ МПа. Сжимающие напряжения в бетоне от силы P_1 в стадии предварительного обжатия не должны превышать 90% от передаточной прочности R_{bp} .

$$\sigma_{bp} = 4,23 \text{ МПа} < 0,9 R_{bp} = 0,9 \cdot 20 = 18 \text{ МПа.}$$

Требование выполняется.

Определим напряжения в бетоне с учетом разгружающих напряжений от веса плиты на уровне центра тяжести продольной арматуры, то есть при $y_0 = e_{op} = 0,08$ м. Из табл. 1 нагрузка от веса 1 м^2 плиты принята 3000 Н. Изгибающий момент от собственного веса плиты вычислен при расчетном пролете $l_0 = 5,35$ м.

$$M_{cs} = \frac{3,0 \cdot 1,64 \cdot 5,35^2}{8} = 16,25 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\begin{aligned} \sigma_{bp} &= \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{(P_1 \cdot e_{op} - M_{\bar{n}\bar{a}}) \cdot e_{op}}{J_{red}} = \\ &= \frac{733,97 \cdot 10^3}{1901 \cdot 10^{-4}} + \frac{(733,97 \cdot 10^3 \cdot 0,08 - 16250) \cdot 0,08}{114896 \cdot 10^{-8}} = 3,15 \text{ МПа} \end{aligned}$$

$\Delta\sigma_{sp6}$ - потери от ползучести арматуры

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{sp6} &= \frac{0,8\alpha\varphi_{b,cr}\sigma_{bp}}{1 + \alpha\mu_{sp} \left(1 + \frac{y_{sp}^2 A_{red}}{I_{red}} \right) (1 + 0,8\varphi_{b,cr})} = \\ &= \frac{0,8 \cdot 6,2 \cdot 1,5 \cdot 3,62 \cdot 10^3}{1 + 5,8 \cdot 0,008 \left(1 + \frac{0,11^2 \cdot 1901 \cdot 10^{-4}}{114896 \cdot 10^{-8}} \right) (1 + 0,8 \cdot 1,5)} \approx 25,13 \text{ МПа,} \end{aligned}$$

где α - коэффициент приведения $\alpha = E_s / E_b = 5,8$, эксцентриситет силы обжатия P_1 относительно центра тяжести приведенного сечения

$$e_{sp} = y_0 - a = 11,0 - 3 = 8,0 \text{ см} = 0,08 \text{ м};$$

μ_{sp} - коэффициент армирования сечения (без учета ненапрягаемых стержней)

$$\mu_{sp} = A_{sp} / A = 9,06 / 1954 = 0,00804 \approx 0,008;$$

$\varphi_{b,cr}$ - коэффициент ползучести бетона $\varphi_{b,cr} = 1,5$; находится по табл. 10 приложения для бетона В35 и влажности среды 40-75% .

Суммарные вторые потери

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6} = 40 + 26,83 = 66,83 \text{ МПа.}$$

Полные потери

$$\Delta\sigma_{sp} = \Delta\sigma_{sp(1)} + \Delta\sigma_{sp(2)} = 104,18 + 66,83 = 171,01 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа.}$$

Принимаем полные потери

$$\Delta\sigma_{sp} \approx 171,01 \text{ МПа.}$$

Напряжения в напрягаемой арматуре после проявления всех потерь

$$\Delta\sigma_{sp2} = 960 - 171,01 = 788,99 \text{ мПа.}$$

Усилие обжатия с учетом полных потерь

$$P_2 = 9,06 \cdot 10^{-4} \cdot 788,99 \cdot 10^3 \approx 714,82 \text{ кН.}$$

Расчет плиты по предельным состояниям второй группы

Расчет трещиностойкости плиты

Исходные данные. Расчет по образованию трещин необходим для проверки элементов по раскрытию трещин. Так как к плите предъявляют требования, соответствующие 3-й категории трещиностойкости, коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$, и соответственно расчетный момент равен нормативному $M_n = 77,71 \text{ кНм}$, момент сопротивления приведенного сечения по нижней зоне $W_{red} = 0,010446 \text{ см}^3$, $W_{pl} = 0,013584 \text{ м}^2$, усилие обжатия с учетом полных потерь $P_2 = 628,98 \text{ кН}$, эксцентриситет силы обжатия $e_{op} = 0,08 \text{ м}$, расстояние до ядровой точки $r = W_{red} / A_{red} = 0,010446 / 0,1904 = 0,055 \text{ м} = 5,5 \text{ см}$.

Условие необразования трещин в стадии эксплуатации

$$M_n < M_{cre},$$

Момент, соответствующий образованию трещин M_{crc} , определяем по приближенному способу ядерных моментов

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} + M_{rp},$$

где $M_{rp} = P_2(e_{op} + r)$;

$$M_{rp} = 628,98 \cdot (0,08 + 0,055) = 84,91 \text{ кНм};$$

$$R_{bt,ser} W_{pl} = 1,95 \cdot 10^3 \cdot 0,013584 \text{ м}^2 = 26,5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$M_{crc} = 26,5 + 84,91 = 111,41 \text{ кНм} > M_u = 77,71 \text{ кНм}.$$

Условие выполняется, трещины в растянутой зоне не образуются.

Расчет прогибов плиты

Расчет по прогибам производят из условия

$$f \leq f_{ult},$$

где f - прогиб от внешней нагрузки;

f_{ult} - предельно допустимый прогиб.

Для элементов постоянного сечения, работающих как свободно опертые или консольные балки, прогиб допускается определять по формуле

$$f = Sl_0^2 \left(\frac{1}{\rho} \right),$$

где $\left(\frac{1}{\rho} \right)$ - полная кривизна в сечении с наибольшим моментом.

Для участков с трещинами в растянутой зоне

$$\left(\frac{1}{\rho} \right) = \left(\frac{1}{\rho} \right)_1 - \left(\frac{1}{\rho} \right)_2 + \left(\frac{1}{\rho} \right)_3,$$

где $\left(\frac{1}{\rho} \right)_1$ - кривизна от непродолжительного действия всей нагрузки;

$\left(\frac{1}{\rho} \right)_2$ - кривизна от непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок;

$\left(\frac{1}{\rho} \right)_3$ - кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок;

S - табличный коэффициент, принимаемый по табл. 12 приложения 5.

Для участков без трещин в растянутой зоне

$$\frac{1}{\rho} = \left(\frac{1}{\rho} \right)_1 + \left(\frac{1}{\rho} \right)_2,$$

где $\left(\frac{1}{\rho} \right)_1$ - кривизна от непродолжительного действия кратковременных нагрузок.

$\left(\frac{1}{\rho}\right)_2$ - кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок.

Кривизна от непродолжительного действия всей нагрузки $(1/\rho)_1$,

Исходные данные. Действующий момент от полной нормативной нагрузки $M_n = 77,71$ кНм, $h_0 = 19$ см, $h'_f = 3,85$ см, $b = 46,5$ см, $A_{sp} = 9,06$ см², $R_{b,ser} = 25,5$ МПа, $R_{bt,ser} = 1,95$ МПа, $P_2 = 714,82$ кН.

Для элементов прямоугольного таврового и двутаврового профилей допускается вычислять кривизну по упрощенной формуле при выполнении условий:

$$h'_f = 3,85 \text{ см} \leq 0,3h_0 = 0,3 \cdot 19 = 5,7 \text{ см, условие выполняется;}$$

$$a'_s = 0 \leq 0,2h_0 = 0,2 \cdot 19 = 3,8 \text{ см, условие выполняется.}$$

Кривизну вычисляем по упрощенной формуле в предположении, что $f \leq f_{ult}$, принимая $\psi_s = 1$.

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_1 = \frac{M_n}{\varphi_c b h_0^3 E_{b,red}} = \frac{77,71}{0,435 \cdot 0,465 \cdot 0,19^3 \cdot 1,7 \cdot 10^7} = 0,0033 \text{ м}^{-1}.$$

где φ_c - определяется по табл. 21 приложения:

$\varphi_f = 0,504$ из предыдущего раздела;

$$e_s = 77,71 / 305,1 = 0,2547 ;$$

$$e_s / h_0 = 0,2547 / 0,19 \approx 1,34 .$$

Вспомогательные коэффициенты

$$E_{b,red} = R_{b,ser} / \varepsilon_{bl,red} = 25,5 \cdot 10^3 / 15 \cdot 10^{-4} = 1,7 \cdot 10^7 \text{ кН/м}^2,$$

$$\alpha_{s2} = \alpha_{s1} = E_s / E_{b,red} = 20 \cdot 10^7 / 1,7 \cdot 10^7 = 11,76 ,$$

$$\mu = A_{sp} / b h_0 = 9,06 \cdot 10^{-4} / (46,5 \cdot 19) = 0,064 ;$$

По табл. 21 приложения находим $\varphi_c = 0,435$ и вычисляем кривизну.

**Кривизна от непродолжительного действия
постоянных и длительных нагрузок $(1/\rho)_2$**

Исходные данные. Действующий момент от постоянной и длительной нормативной нагрузки $M_{n,\partial n} = 69,94$ кНм, $h_0 = 19$ см, $b = 46,2$ см, $E_s = 20 \cdot 10^7$ кН/м², $E_b = 34,5 \cdot 10^7$ кН/м², $A_s = 15,71 \cdot 10^{-4}$ м², $P_2 = 628,98$ кН, $R_{b,ser} = 25,5$ МПа, $R_{bt,ser} = 1,95$ МПа, $M_{rp} = 84,91$ кНм, $h'_f = 3,85$ см, $\varphi_f = 0,504$, $E_{b,red} = 1,7 \cdot 10^7$ кН/м², $\mu\alpha_{s2} = 0,7526$, $e_s = 69,94 / 305,1 = 0,229$; $e_s / h_0 = 0,229 / 0,19 = 1,205$. По табл. 21 приложения $\varphi_c = 0,46$.

Вычисляем кривизну по упрощенной формуле

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_2 = \frac{M_{n,\partial n}}{\varphi_c b h_0^3 E_{b,red}} = \frac{69,94}{0,46 \cdot 0,465 \cdot 0,19^3 \cdot 1,7 \cdot 10^7} = 0,0028 \text{ м}^{-1}.$$

**Кривизна от продолжительного действия постоянных
и длительных нагрузок $(1/\rho)_3$**

Исходные данные. $M_{n,\partial n} = 69,94$ кНм, $h_0 = 19$ см, $b = 46,2$ см, $P_2 = 628,98$ кН, $\varphi_f = 0,504$, $\varepsilon_{b1,red} = 15 \cdot 10^{-4}$, $e_s / h_0 \approx 1,205$, $\mu = 0,0064$, $E_{b,red} = R_{b,ser} / \varepsilon_{b1,red} = 25,5 \cdot 10^3 / 15 \cdot 10^{-4} = 1,7 \cdot 10^7$ кН/м², $\alpha_{s2} = \alpha_{s1} = E_s / E_{b,red} = 20 \cdot 10^7 / 1,7 \cdot 10^7 = 1176$, $\mu\alpha_{s2} = 0,0064 \cdot 25,3 = 0,16$.

По табл. 21 приложения (при значениях $\varphi_f = 0,504$; $e_s / h_0 \approx 1,205$; $\mu\alpha_{s2} = 0,75$) находим $\varphi_c = 0,46$.

Вычисляем кривизну по упрощенной формуле

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_3 = \frac{M_n}{\varphi_c b h_0^3 E_{b,red}} = \frac{69,94}{0,46 \cdot 0,465 \cdot 0,19^3 \cdot 1,7 \cdot 10^7} = 0,0048 \text{ м}^{-1}.$$

Полная кривизна

$$\left(\frac{1}{\rho}\right) = \left(\frac{1}{\rho}\right)_1 - \left(\frac{1}{\rho}\right)_2 + \left(\frac{1}{\rho}\right)_3 = 0,0033 - 0,0028 + 0,0048 = 0,0051 \text{ м}^{-1}.$$

Прогиб плиты

$$f = S \frac{1}{\rho} l_0^2 = \frac{5}{48} \cdot 0,0051 \cdot 5,14^2 = 0,012 \text{ м.}$$

Предельный нормативный прогиб f_{ult} при пролете элемента 6 м

$$f_{ult} = l / 200 = 5,14 / 200 = 0,0257 \text{ м} \approx 2,6 \text{ см,}$$

$$f = 1,2 \text{ см} < f_{ult} = 2,6 \text{ см.}$$

Условие удовлетворяется.

Расчет монтажной петли

Вес плиты при ее подъеме может быть передан на три петли. Нагрузка на одну петлю с учетом максимально допустимого по нормам угла развода строп 90° ($1 / \sin 45^\circ = 1 / 0,707 \approx 1,4$) равна

$$N = G \cdot 1,4 / 3 = 3,0 \cdot 1,64 \cdot 5,68 \cdot 1,4 / 3 = 13,04 \text{ кН.}$$

Учитывая коэффициент динамичности при подъеме, равный 1,4, и что усилие воспринимается одной ветвью петли, находим ее сечение

$$A_s = 1,4 \cdot 13,04 / 215 \cdot 10^3 = 0,85 \cdot 10^4 \text{ м}^2 \approx 0,85 \text{ см}^2.$$

Принимаем монтажные петли из арматуры $\varnothing 12$ А240 с $A_\phi = 1,13 \text{ см}^2$, сталь марки ВСтЗспб.

Базовая длина заделки петли из условия ее надежного заанкеривания при прочности бетона в момент первого подъема ($R_b = 11,5 \text{ МПа}$)

$$l_{ан} = R_s A_s / R_{bond} u_s = 215 \cdot 10^3 \cdot 1,13 \cdot 10^4 / 1875 \cdot 3,14 \cdot 0,012 = 0,344 \text{ м.}$$

$$R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{bt} = 2,5 \cdot 1,0 \cdot 0,75 \cdot 10^3 = 1875 \text{ кН/м}^2.$$

Фактическая длина заделки

$$l_{ан\phi} A_s / A_\phi = 0,344 \cdot 0,85 / 1,13 = 0,259 \text{ м.}$$

В любом случае фактическую длину анкеровки принимают не менее $15d = 15 \cdot 1,2 = 180 \text{ мм}$ и не менее 200 мм.

Окончательная длина анкеровки принята 260 мм с глубиной заделки $h_с = 190 \text{ мм}$.

3.1 Определение физико-механических показателей грунтов и сбор нагрузок на фундаменты

3.1.1. Оценка инженерно-геологических условий площадки строительства

Площадка строительства находится в г.Пенза. Рельеф спокойный. Инженерно-геологические условия площадки строительства выявлены бурением трех скважин на глубину 18,7м. При бурении вскрыто следующее напластование грунтов (сверху вниз):

слой 1 – почвенно-растительный слой (толщина слоя 1,0м);

слой 2 – суглиной (толщина слоя 3,0м);

слой 3 – супесь (толщина слоя 5,0 м);

слой 4 –песок средней крупности (вскрытая толщина слоя 10м).

Глубина сезонного промерзания – 1,7м.

Физико-механические свойства грунтов представлены в таблице 1.1.

Таблица 1.1. Физико-механические показатели грунтов

Наименование грунта	Мощность слоя м	Удельный вес γ , кН/м ³	Удельный вес γ_{sat} , кН/м ³	влажность w , %	Пределы пластичности		Показатель текучести I_L	Коэффициент пористости e	влажности s_w	деформации E_s , МПа
					ω_1 %	ω_p %				
Растительный слой	1,0	15	-	-	-	-	-	-	-	-
Суглинок	3,0	19,2	27,2	28	34	24	0,4	0,81	0,9	7,0
Супесь	5,0	19,2	26,5	22	25	18	0,37	0,68	0,8	15,0
Песок средней крупности	10,0	18,7	26,6	27	-	-	-	0,81	0,8	19,0

Вывод: Площадка в целом пригодна для возведения сооружения.

Анализ физико-механических свойств грунтов строительной площадки, приведенных в табл.1.1. показывает на то, возможно устройство свайного фундамента, так как песок находится

в насыщенном водой состоянии и несущая способность свай будет достаточной для восприятия внешних нагрузок.

3.2. Оценка конструктивных особенностей здания и сбор нагрузок на фундаменты

Фундаменты рассчитываются для наиболее характерных участков здания (колонны крайнего и среднего ряда). При проектировании фундаментов здания или сооружения необходимо на плане первого этажа указать основные несущие конструкции подземной части и определить расчетные нагрузки, действующие на уровне обреза фундамента. Расчет оснований производится по двум группам предельных состояний – по несущей способности и по деформациям. При расчете по первой группе учитываются расчетные нагрузки с соответствующим коэффициентом надежности γ_f , при расчете по второй группе предельных состояний учитываются расчетные нагрузки с коэффициентом перегрузки, равным 1.

Сбор нагрузок

№№ п/п	Вид нагрузок	Ед. изм.	Нормативное значение	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетное значение
I. Постоянные					
1.	Полимерная мембрана	кН/м ²	0,20	1,3	0,26
2.	Утеплитель - минераловатные плиты повышенной жесткости $\gamma=$ 200 кг/м ² , $\delta=50$ мм	кН/м ²	0,10	1,3	0,13
3.	Утеплитель - минераловатные плиты повышенной жесткости $\gamma=$ 200 кг/м ² , $\delta=100$ мм	кН/м ²	0,20	1,3	0,36
4.	Пароизоляция – 1 слой плёнки «Изоспан»	кН/м ²	0,05	1,3	0,065
5.	Профнастил Н75-750-0,9	кН/м ²	0,15	1,05	0,157
6.	Стропильные фермы с прогонами по ним и связям	кН/м ²	0,25	1,05	0,26
7.	Колонна крайнего ряда	кН	5,05	1,1	5,55
	Итого	кН/м ²	13,63		15,23
II	Временная снеговая	кН/м ²	1,26	1,4	180

Нагрузки на фундамент под колонну крайнего ряда. Нормативная и расчетная нагрузки в уровне верхнего обреза фундамента

$$N_{нкр} = (0,20 + 0,10 + 0,20 + 0,05 + 0,15 + 0,25) \cdot 5,2 \cdot 15,9 + 5,05 + 1,26 \cdot 5,2 \cdot 15,9 = 187,78 \text{ кН}$$

$$N_{кр} = (0,26 + 0,13 + 0,36 + 0,065 + 0,157 + 0,26) \cdot 5,2 \cdot 15,9 + 5,55 + 1,8 \cdot 5,2 \cdot 15,9 = 256,07 \text{ кН}$$

3.3. Проектирование фундаментов мелкого заложения под колонну

Фундаменты мелкого заложения проектируются, как правило, по второй группе предельных состояний (по деформациям). Расчет фундаментов и их оснований по деформациям должен производиться на основные сочетания расчетных нагрузок с коэффициентами надежности, равными единице.

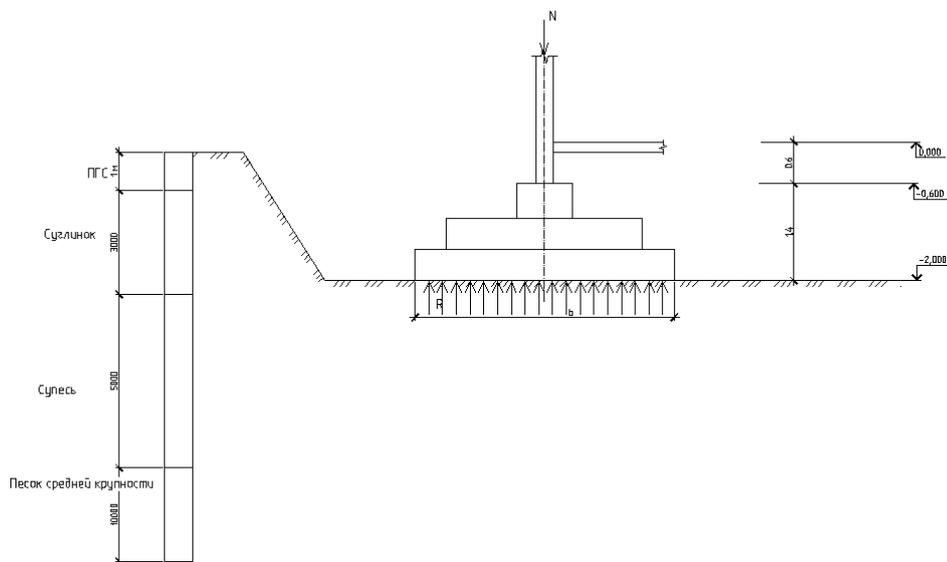


Рис. 1. К расчету фундаментов мелкого заложения.

Предварительные размеры подошвы фундамента вычисляются на основе сравнения среднего давления под подошвой фундамента и расчетного сопротивления грунта основания:

$$P \leq R,$$

где P - давление под подошвой фундамента;

R - расчетное сопротивление грунта основания, контактирующего с подошвой фундамента.

Затем определяется величина расчетной осадки, которая сопоставляется с предельно допустимой, для данного типа здания:

$$S \leq S_u,$$

где S – расчетная величина осадки;

S_u - предельно допустимая осадка.

Расчет осадки выполняется методом послойного суммирования.

Рассчитываем фундамент на естественном основании под наружную стену здания. Максимальная нагрузка по обрезу фундамента для расчета по деформациям $N_n = 187,78$ кН. Основанием служат суглинки с мощностью слоя 3,0 м. Подстилающий слой – супесь.

Стены несущие кирпичные. Принимаем непрерывный (ленточный) фундамент из железобетонных подушек и бетонных блоков.

Расчетная глубина сезонного промерзания определяется по формуле:

$$d_f = k_h \times d_{fn};$$

$$d_{fn} = 1,5 \text{ м};$$

$$k_h = 0,4;$$

$$d_f = 0,4 \times 1,50 = 0,6 \text{ м}.$$

Учитывая конструктивные особенности здания назначаем отметку подошвы фундамента -2,000 м.

Определяем ширину подошвы фундамента из условия, чтобы среднее давление под его подошвой P не превышало расчетного сопротивления грунта основания R .

Назначаем в первом приближении ширину подошвы фундамента $b = 1,0 \text{ м}$.

Определяем расчетное сопротивление грунта основания по:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} \left[M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c C \right];$$

где γ_{c1} и γ_{c2} - коэффициенты условий работы, принимаемые по [табл. 3].

$$k = 1,1 ;$$

$$k_z = 0,87 (b < 10 \text{ м});$$

M_γ, M_q, M_n - коэффициенты при $\varphi = 19,2^\circ$;

b - ширина подошвы фундамента;

γ_{II} - среднее значение удельного веса грунта, залегающего ниже подошвы фундамента;

γ'_{II} - среднее значение удельного веса грунта, залегающего выше подошвы фундамента;

C - расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа;

d_1 - глубина заложения фундамента в здании с подвалом.

$$\gamma_{c1} = 1,2, \quad \gamma_{n2} = 1,0$$

$$\left. \begin{array}{l} M_\gamma = 0,47 \\ M_q = 2,89 \\ M_c = 5,48 \end{array} \right\} \varphi = 19,2^\circ$$

$$d_1 = h_s + h_{sf} \frac{\gamma_{cf}}{\gamma_{II}} = 1,4 + 0,2 \frac{22}{19,2} = 1,64 \text{ м}$$

$$d_b = 2,0 \text{ м};$$

$$R = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,1} \left[0,47 \cdot 0,87 \cdot 1 \cdot 19,14 + 2,89 \cdot 1,64 \cdot 19,2 + (2,89 - 1) \cdot 2 \cdot 19,2 + 5,48 \cdot 15 \right] = 253,6 \text{ кПа}$$

Определяем примерную площадь подошвы на 1 м фундамента, принимая среднее расчетное значение удельного веса фундамента $\gamma_{cp} = 17,0 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$.

$$A = \frac{N_{II}}{R - \gamma_{cp} \cdot d} = \frac{187,78}{253,6 - 17 \cdot 3,0} = 5,64 \text{ м}^2.$$

Принимаем размеры подошвы фундамента

$$b = 2,4 \text{ м}; \quad \ell = 2,7 \text{ м}; \quad A = 6,48 \text{ м}^2.$$

$$R = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,1} \left[0,36 \cdot 0,87 \cdot 2,0 \cdot 19,14 + 2,89 \cdot 1,64 \cdot 19,2 + (2,89 - 1) \cdot 2 \cdot 19,2 + 5,48 \cdot 15 \right] = 265,3 \text{ кПа}$$

Среднее давление под подошвой фундамента

$$P = \frac{N_{II} + N_\phi + N_p}{A} = \frac{187,78 + 50 + 30}{2,4 \cdot 2,7} = 204,5 \text{ кПа}$$

$$R > P \quad 265,3 \text{ кПа} > 204,5 \text{ кПа}.$$

2.3.2 Расчет деформации основания фундамента под колонну

Давление под подошвой фундамента равно $P = 204,5$ кПа. Грунтовую толщу разбиваем на слои $h_i \leq 0,4 \cdot l = 0,4 \cdot 2,7 = 1,08 \text{ м}$

Определяем природное давление под подошвой фундамента по формуле:

$$\sigma_{zq_i} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i,$$

где: γ_i - объемная масса грунта, h_i - толщина i -го слоя.

$$\sigma_{zq0} = 15 \times 1 + 1,0 \times 19,2 = 34,2 \text{ кН/м}^2$$

Определяем дополнительное давление в характерных точках:

$$\sigma_{zp_i} = \alpha \cdot P_0,$$

где α - табулированный коэффициент, принимаемый в зависимости от формы фундамента, соотношения сторон, глубины расположения рассматриваемой точки, $P_0 = P - \sigma_{zq}^0 = 204,5 - 34,2 = 170,3 \text{ (кПа)}$,

где P – среднее давление под подошвой фундамента

Находим дополнительные напряжения. На отметке подошвы фундамента (при $Z = 0$):

$$\xi = \frac{2Z}{b} = 0; \quad \eta = \frac{l}{b} = 1; \quad \alpha = 1,0;$$

$$\sigma_{zpo} = 1,0 \cdot 204,5 = 204,5 \text{ кН/м}^2$$

Для остальных точек значения σ_{zg} и σ_{zp} приведены в таблице. По полученным величинам σ_{zg} и σ_{zp} строятся эпюры напряжений.

Нижняя граница сжимаемой толщи основания принимается на глубине $Z = H_c = 2,4$ м, где выполняется условие $\sigma_{zp} = 0,2\sigma_{zg}$ с точностью ± 5 кПа, если $E \geq 5$ МПа, или $\sigma_{zp} = 0,1\sigma_{zg}$ с точностью ± 5 кПа, если $E < 5$ МПа

Расчеты сводим в таблицу.

Осадка фундамента мелкого заложения

Номер точки	Z, м	σ_{zg} , кПа	$\xi = 2z/b$	$\eta = l/b$	α	σ_{zp} , кПа	σ_{zpi} , кПа	E, МПа
0	0	34,2	0	1	1	170,3		
1	1,08	49,56	0,9		0,8	136,24	153,27	
2	2,16	64,92	1,8		0,449	61,17	98,71	15,0

3	3,24	80,28	2,7		0,257	15,72	38,45	
---	------	-------	-----	--	-------	-------	-------	--

По результатам расчета строим эпюры природного и дополнительного давления. Находим нижнюю границу сжимающей толщи (НГСТ): $E > 5 \text{ МПа}$, $\sigma_{zp_i} = 15,72 \text{ кПа} < 0,2 \sigma_{zd_0} = 80,28 * 0,2 = 16,06 \text{ кПа}$.

Определяем осадку в пределах сжимающей толщи:

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_i \cdot h_i}{E_i} \leq S_u,$$

где: S_u - предельно допускаемые деформации основания, принимаемые по таблице 4 [11].

$$S = 0,8 \left[\frac{(153,27 + 98,71) \cdot 0,8}{15000} \right] = 0,011 \text{ м} = 1,1 \text{ см} < S_u = 10 \text{ см}$$

Условие выполняется.

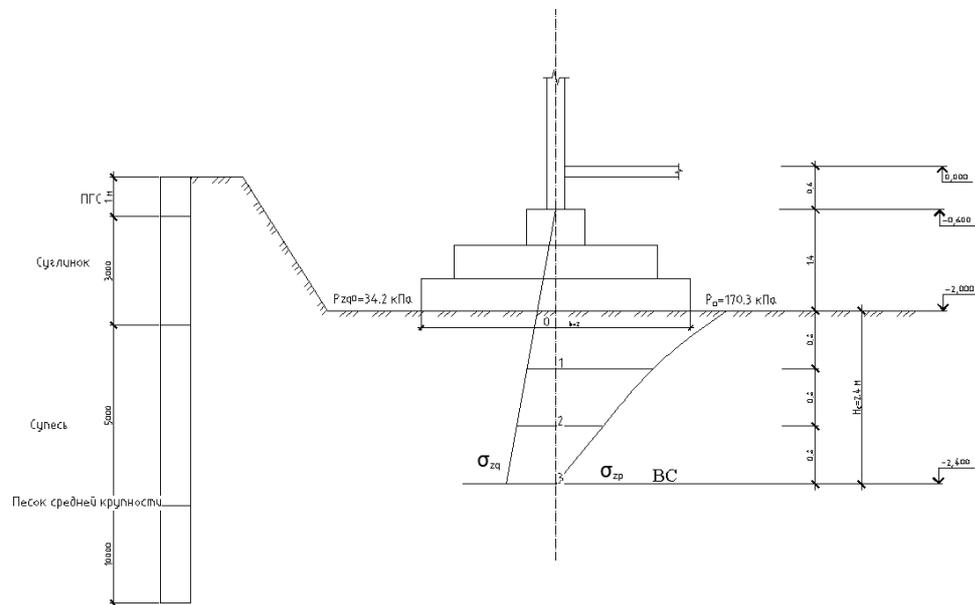


Рис. 2. К расчету осадки фундамента мелкого заложения колонны среднего ряда

3.4. Проектирование свайных фундаментов

Расчет свайных фундаментов и их оснований выполняем по 2 группам предельных состояний:

а) первая группа:

- по прочности материала свай и свайных ростверков;
- по несущей способности грунта основания свай;

б) вторая группа:

- по осадкам оснований свай и свайных фундаментов от вертикальных нагрузок.

Расчет оснований свайных фундаментов по несущей способности и конструктивные расчеты по прочности свай и свайных ростверков производятся по расчетным нагрузкам, которые принимаются по основным сочетаниям нагрузок с коэффициентом надежности, определяемым по [3].

Расчет оснований свайных фундаментов по деформациям выполняется на основное сочетание расчетных нагрузок с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,0$.

Исходя из действующих нагрузок на фундамент и грунтовых условий стройплощадки расчетом, путем последовательных приближений, выбирается оптимальная геометрия сваи (ее длина и поперечное сечение) с целью оптимизации размещения свай на плане фундаментов.

Одиночную сваю в составе фундамента по несущей способности грунтов основания следует рассчитывать, исходя из условия, приведенного в [3, формула (2)]:

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_k},$$

где N – расчетная нагрузка, передаваемая на сваю;

F_d – расчетная несущая способность грунта основания одиночной сваи, называемая в дальнейшем несущей способностью сваи и определяемая в соответствии с указаниями [3, разд. 4 и 5];

γ_k – коэффициент надежности, принимаемый равным 1,4 (если несущая способность сваи определена расчетом).

Для фундаментов с вертикальными сваями расчетную нагрузку на сваю определяют по [3, формула (3)]:

$$N = \frac{N_d}{n} \pm \frac{M_x Y}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y X}{\sum X_i^2},$$

где N_d – расчетная сжимающая сила, кН;

M_x, M_y – расчетные изгибающие моменты, кНм, относительно главных центральных осей x и y плана свай в плоскости подошвы ростверка;

n – число свай в фундаменте;

x, y – расстояние от главных осей до оси каждой сваи, для которой вычисляется расчетная нагрузка, м;

x_i, y_i – расстояние от главных осей до оси каждой сваи, м.

Расчет свай и свайных фундаментов по деформациям следует производить, исходя из условия [3, формула (4)]:

$$S \leq S_u,$$

где S – совместная деформация сваи, свайного фундамента и сооружения, определяемая расчетом;

S_u – предельное значение совместной деформации основания сваи, свайного фундамента и сооружения, устанавливаемое по [2].

3.5. Расчет свайного фундамента под колонну

Требуется запроектировать свайный фундамент под несущую колонну, передающую расчетную нагрузку $N_I = 256,07$ кН. Отметка низа ростверка – 1,200м.

Принимаем сваю длиной 9,0 м, сечением 0,3×0,3м (С 9,0-30).

Определяем несущую способность висячей сваи по формуле 7.8 СП-50-102-2003:

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{CR} \cdot R \cdot A + U \cdot \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i),$$

где γ_{CR}, γ_{cf} - коэффициенты условия работ для забивных свай равный 1;

R- расчетное сопротивление грунта под острием сваи принимается по табл. 1, СНиП 2.02.03-85;

Принимаем сопротивление под острием сваи R=3900кПа.

$A = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09\text{м}^2$ - площадь опирания сваи на грунт;

$U = 4 \cdot 0,3 = 1,2\text{м}$ - наружный периметр поперечного сечения сваи;

h_i - длина участка, соприкасающегося с боковой поверхностью;

f_i - сопротивление грунта вдоль боковой поверхности сваи принимаемое по таблице 2 [2], в зависимости от глубины рассматриваемой точки z_i .

$h_i, \text{ м}$	1	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
$z_i, \text{ м}$	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0
$f_i, \text{ кПа}$	21,0	25,0	27,0	29,0	31,0	33,0	34,0	38,0	79,0

Тогда несущая способность сваи составит:

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 3900 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot (1 \cdot (21 + 25 + 27 + 29 + 31 + 33 + 34 + 38 + 79) \cdot 1)) = 231,4\text{кН}.$$

Шаг свай под стену принимается из условия, чтобы нагрузка, передаваемая на сваю, не превышала расчетно-допустимую:

$$N_{p.d.} = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{231,4}{1,4} = 165,29\text{кН}.$$

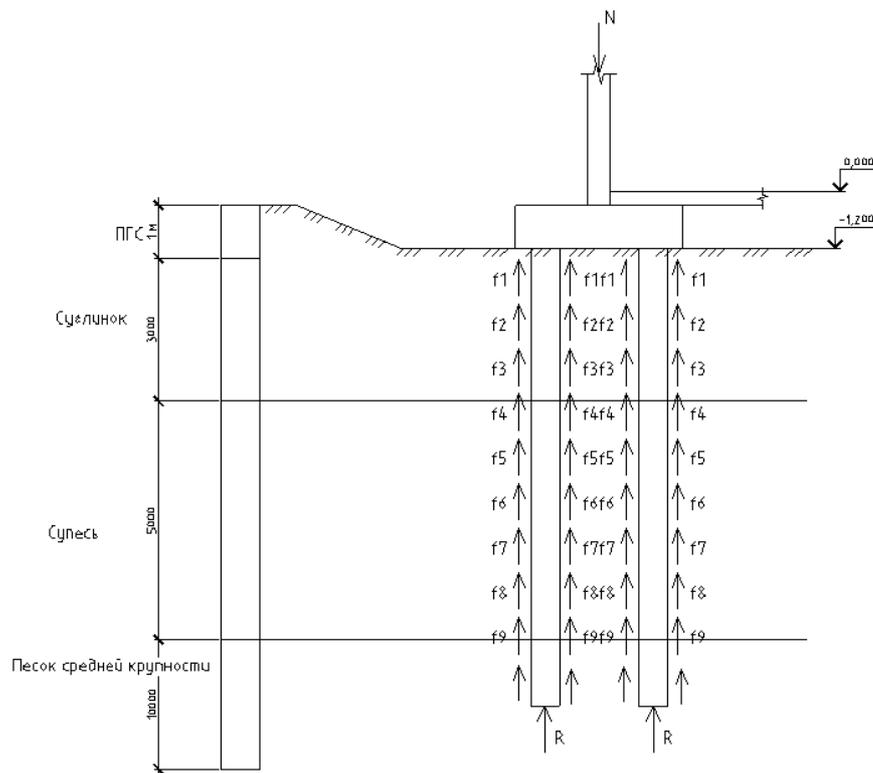


Рис. 2. К расчету свайных фундаментов.

При проектировании задаются высотой ростверка и определяют ширину ростверка b_p , b_p . Высоту назначают из конструктивных соображений, а затем с учетом геометрических параметров ростверка, нагрузок, а также шага свай выполняют армирование железобетонного ростверка. Вес ростверка G_p уточняется после определения ширины b_p . При определении ширины ростверка должно выполняться условие: расстояние между осями свай должно быть равно $3d$. Конструируем ростверк при двурядном расположении свай.

Ширина ростверка $b_p = 1,3\text{м}$.

Вес ростверка $G_p = 0,5 \cdot 1,3 \cdot 24 = 15,6\text{кН}$.

Расчет свайного фундамента сводится к проверке условия $N \leq N_{p.d.}$.

Расчетная нагрузка на сваи составит:

$$N = \frac{N_I + G_p + G_{\delta}}{n} = \frac{(256,07 + 15,6) \cdot 0,9}{2} = 122,25\text{кН} < N_{p.d.} = 165,29\text{кН}.$$

Условие выполняется, окончательно принимаем под колонну среднего ряда 2 сваи типа С 9-30.

3.5. Расчет свайного фундамента под колонну по деформациям

Строим условный фундамента на естественном основании АБВГ.

Осредненное расчетное значение угла внутреннего трения грунта определяем по формуле:

$$\varphi_{\text{Инт}} = \frac{\sum_0^h \varphi_{\text{Ии}} \cdot h_i}{\sum h_i},$$

где $\varphi_{\text{Ии}}$ - расчетные значения углов внутреннего трения для отдельных, пройденных сваями, слоев грунта толщиной h_i ;

$$\varphi_{\text{Инт}} = \frac{h_2 \cdot \varphi_{\text{И,2}} + h_3 \cdot \varphi_{\text{И,3}} + h_4 \cdot \varphi_{\text{И,4}}}{h_2 + h_3 + h_4} = \frac{2 \cdot 19,2 + 5 \cdot 19,2 + 2 \cdot 18,7}{2 + 5 + 2} = 19,09^\circ.$$

Из полученных точек пересечения А и Б восстанавливаются перпендикуляры к поверхности грунта (точки В и Г). Таким образом, свайный фундамента заменяется грунтосвайным блоком АБВГ.

Размеры условного фундамента:

$$x = h \cdot \text{tg} \frac{\varphi_{\text{Инт}}}{4} = 9,0 \cdot \text{tg} \frac{19,09^\circ}{4} = 0,75\text{м},$$

$$B_{\text{усл}} = 0,3 + 2 \cdot 0,75 = 1,8\text{м},$$

$$L_{\text{усл}} = 1\text{м},$$

$$H_{\text{усл}} = 11 - 2 = 9,0\text{м}.$$

$$\text{Вес условного фундамента } G_{\text{усл}} = 1 \cdot 2 \cdot 9 \cdot 20 = 360,0\text{кН}.$$

При расчете осадок проверяется условие, чтобы давление под подошвой условного фундамента не превышало расчетного сопротивления грунта на уровне АБ:

$$P_{\text{усл}} = \frac{N_{\text{II}} + G_{\text{p}}}{A_{\text{усл.ф}}} \leq R_{\text{усл}}.$$

Среднее давление под подошвой фундамента:

$$P_{\text{усл}} = \frac{N_{\text{II}} + G_p}{A_{\text{усл.ф}}} = \frac{187,78 + 15,6}{1,8} = 112,99 \text{кПа.}$$

Определяем расчетное сопротивление грунта основания в уровне подошвы условного фундамента:

$$R_{\text{усл}} = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \left[M_g \cdot b \cdot K_z \cdot \gamma_{\text{II}} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{\text{II}} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{\text{II}} + M_c \cdot C_{\text{II}} \right],$$

$$R_{\text{усл}} = \frac{1,25 \cdot 1,1}{1} \cdot [0,47 \cdot 1,8 \cdot 1 \cdot 19,2 + 2,89 \cdot 8,25 \cdot 18,54 + (2,89 - 1) \cdot 0,75 \cdot 18,54 + 5,48 \cdot 0] = 185,38 \text{кПа,}$$

где $\gamma_{c1} = 1,25$, $\gamma_{c2} = 1,0$, $k = 1$, $K_z = 1$,

$M_g = 0,47$, $M_q = 2,89$, $M_c = 5,48$,

$$\gamma_{\text{II}} = 19,2 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}, \quad \gamma'_{\text{II}} = \frac{15 \cdot 1 + 19,2 \cdot 3 + 19,2 \cdot 5 + 17,7 \cdot 2,0}{1 + 3 + 5 + 2} = 18,54 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3},$$

$$d_1 = h_s + h_{cf} \cdot \frac{\gamma_{cf}}{\gamma'_{\text{II}}} = 8,0 + 0,2 \cdot \frac{22}{17,72} = 8,25 \text{м}, \quad d_b = d - d_1 = 9,0 - 8,25 = 0,75 \text{м},$$

$C_{\text{II}} = 0$.

Сравниваем вычисленные P и R :

$$P_{\text{усл}} = 112,99 \text{кПа} < R_{\text{усл}} = 185,38 \text{кПа.}$$

Осадку свайного фундамента определяем методом послойного суммирования. Разобьем грунтовую толщу под подошвой на слои $h_i = 0,4 \cdot b = 0,4 \cdot 1,8 = 0,72 \text{м}$.

Для характерных точек определим природное и дополнительное давления.

$$\sigma_{zq0} = 15 \cdot 1 + 19,2 \cdot 3 + 19,2 \cdot 5 + 18,7 \cdot 2 = 206,0 \text{МПа.}$$

$$P_0 = P - \sigma_{zq0} = 418,67 - 206,0 = 212,67 \text{МПа.}$$

В итоге получим следующие результаты расчета.

Таблица 2.2. Вертикальные напряжения в основании рассчитываемого условного фундамента под наружную стену

№ точки	Z, м	σ_{zq} , кПа	$\xi = \frac{2z}{b}$	$\eta = \frac{l}{b}$	α	σ_{zp} , кПа	σ_{zpi} , кПа	E, кПа
0	0	206,0	0	1,8	1	212,67		19,0
1	0,7	219,09	0,78		0,8714	185,32	198,99	
2	1,4	232,18	1,56		0,5919	109,7	147,51	
3	2,1	245,27	2,33		0,3896	42,73	76,21	
4	2,8	258,36	3,11		0,2629	11,23	26,98	
5	3,5	271,4	3,89		0,1851	2,07	6,65	

Нижняя граница сжимаемой толщ находится на глубине $H_c = 2,1\text{м}$

(точка 3): $\sigma_{zp3} = 42,73\text{кПа} \leq 0,2 \cdot \sigma_{zq3} = 0,2 \cdot 245,27 = 49,05\text{кПа}$.

Определяем осадку

$$S = 0,8 \cdot 0,6 \cdot \frac{198,99 + 147,51 + 76,21}{19000} = 0,0107\text{м}.$$

Расчетная осадка меньше предельно-допустимой $S = 1,07\text{см} < S_u = 10\text{см}$.

Условие выполняется.

4. Календарный план производства работ на объекте

Разработка календарного плана произведена на базе объемов работ, определяемых по рабочим чертежам, а также технологической последовательности и нормативным данным. Календарный план производства работ устанавливает последовательность и сроки выполнения работ, определяет потребность в трудовых ресурсах во времени. Календарный план составлен в виде графика –таблицы. Технологическая последовательность работ определена в результате организационно-технологического анализа, конструктивных и объемно-планировочных решений.

4.1 Основные организационно-технологические схемы выполнения СМР

Земляные работы

Работы нулевого цикла начинаются со срезки растительного слоя толщиной 30 см бульдозером марки ДЗ -42А. Срезка ведётся по боковой схеме разработки.

После срезки растительного слоя начинается разработка траншей под фундаменты экскаватором на гусеничном ходу ЭО-3122 и колесном ходу Д-171. Разработка ведётся боковой проходкой вдоль траншеи с односторонней погрузкой грунта в транспортное средство КамАЗ-5511.

Затем производят доработку грунта вручную.

Грунт уплотняют с помощью прицепного катка на пневмоходу ДУ-39А.

Устройство фундаментов

Дощатую опалубку ступенчатых фундаментов стаканного типа собирать из пар щитов – закладных и накрывных. В каждом ярусе закладные щиты вставляют между накрывными и полученный таким образом короб стягивают стяжкой или скруткой. Монтаж арматуры вести как правило, с использованием механизмов и приспособлений, применяемых для других видов работ (использовать самоходный кран ДЭК-161). Ручная укладка допускается при массе арматурных

элементов не более 20 кг. Соединять арматурные элементы в единую армоконструкцию вязкой.

Укладка бетонной смеси должна быть осуществлена таким образом, чтобы были обеспечены монолитность бетонной кладки, проектные показатели и т. д.

Укладку бетона осуществляют разными методами. При каждом методе должно быть соблюдено основное правило – новая порция бетонной смеси должна быть уложена до начала охватывания цемента в ранее уложенном бетоне. Этим исключается необходимость устройства рабочих швов.

В большие в плане конструкции бетонную смесь укладывают горизонтальными слоями и как правило по всей площади. На больших массивах иногда невозможно перекрыть предыдущий слой бетона до начала охватывания в нем цемента. В этом случае применяется ступенчатый способ укладки с одновременной укладкой двух-трех слоев.

Распалубка начинается после того, как бетон наберет необходимую прочность. Снимать боковые элементы опалубки, не несущие нагрузок, можно по достижению бетоном прочности, обеспечивающей сохранность углов, кромок и поверхностей. Боковые щиты фундаментов снимать не ранее чем через 72 ч. Несущие элементы опалубки снимают по достижении бетоном прочности, обеспечивающей сохранность конструкции (7 суток). При съеме опалубки с фундаментов и стен сначала обрезают стяжные болты или проволоочные скрутки. Далее снимают схватки и ребра, после чего отрывают от бетона отдельные щиты.

Организация работ по возведению несущих конструкций и перекрытий состоит из следующих видов работ:

- 1) монтаж колонн
- 2) монтаж ригелей
- 3) монтаж прогонов
- 4) укладка профнастила

а) Монтаж колонн

Перед установкой колонн должна быть проверена и смазана резьба анкерных болтов. Проверку осуществлять наворачиванием гаек. Для предохранения резьбы при опускании колонны во время наводки на резьбу надеть

предохранительные колпачки из кровельной стали или газовых труб с конусным верхом для облегчения прохождения в отверстия плиты.

Устанавливают колонны на выверенные гайки. Гайки наворачивать с требуемой точностью установки верхней поверхности. Поднятую колонну устанавливать, опирая на навернутые гайки и совмещая риски на колонне с разбивочными осями. Положение колонны по вертикали обеспечивается точностью установки гаек и при необходимости может быть выправлено их подкручиванием. После установки положение колонны фиксировать постановкой шайб и закреплением плиты вторыми гайками, которые зажимают опорные плиты и обеспечивают устойчивость колонны. Выверенные колонны подлить мелкозернистым бетоном.

Перед монтажом колонны разложить вдоль ряда их установки на деревянные прокладки под углом. До подъема колонны обстроить подмостями: лестницами и площадками, а также монтажными стяжными приспособлениями.

Монтаж осуществлять без перемещения крана поворотом стрелы. Стоянку располагать так, чтобы вылет стрелы позволял, повернув колонну в вертикальное положение без его изменения, поставить ее на фундамент. При одновременном подъеме колонны и повороте стрелы возможно опасное отклонение подъемного полиспаста от вертикали. Все операции выполнять на минимальной скорости.

Строповку производить выше центра центра тяжести, чтобы после подъема она заняла вертикальное положение. Для обеспечения вертикального положения колонны при ее установке строп должен быть закреплен по оси центра тяжести колонны или охватывать ее с двух сторон. Крепить строп за специальные предусмотренные отверстия.

Все работы по выверке производить до расстроповки колонн и их закрепления. Необходимую проверку вертикальности выполнять двумя теодолитами.

б) Монтаж ригелей и прогонов

Монтаж осуществлять отдельными элементами. Предварительно на элементы необходимо нанести риски. Ригели монтировать на опорные пластины, закрепить на вертикальных пластинах монтажными болтами. Нижний пояс, вертикальные ребра, верхнюю пластину закрепить монтажной сваркой. После выполнения всех необходимых сварных швов монтажные болты удалить. Прогоны по завершении выверки закрепить монтажной сваркой.

Строповку осуществлять двухветвевым стропом, закрепляя концы захвата за верхний пояс. Также возможна строповка двухветвевым стропом "на удав" с закреплением замком с дистанционной расстроповкой. Трос выдергивания штыря замка закрепить на концах элементов у места их крепления.

Раскладку ригелей и прогонов выполнять вдоль ряда их установки на деревянные прокладки под углом.

в) Монтаж стального профилированного настила

Между собой листы настила соединять внахлестку комбинированными заклепками. К прогонам и ригелям настил крепят самонарезающими болтами.

Листы настила укладывать вдоль линии фронта работ. Укладывать пакеты листов на подкладки, а сверху закрыть водозащитным материалом. Монтаж настила осуществлять после завершения монтажа и закрепления всех нижележащих конструкций.

Строповку осуществлять с применением траверс и захватов, которые заводят под волну настила. Укладку производить от одного конца к другому, от края к середине. Для установки болтов по месту просверливать отверстия, в которые ввернуть болт до отказа.

4.2 Отделочные работы

1. Штукатурные работы

Для внутренней отделки помещений используется улучшенную штукатурку. Улучшенную штукатурку выполняют из слоя обрызга, одного слоя грунта и накрывочного слоя. Штукатурку выполняют цементным раствором. Технологическая последовательность улучшенной штукатурки следующая: насечка, провешивание поверхностей, установка марок, смачивание поверхности водой, нанесение обрызга, первого слоя грунта с разравниванием, выверка грунта правилом, нанесение накрывочного слоя, затирка и заглаживание грунта.

2. Облицовка керамической плиткой

Керамической плиткой в здании отделываются стены и полы. Способ облицовки поверхностей - "шов в шов". Для облицовки применяют плитки размерами 150×150 мм. Кирпичные стены выполняют в пустошовку, по бетонным поверхностям делают насечку.

Для облицовки стен применяют цементный раствор состава по массе 1:4 (цемент: песок). Плитки очищают от грязи, промывают водой, а затем укладывают на слой раствора толщиной 5 мм. Швы между плитками заполняют водостойким пластичным раствором (цементный раствор с добавкой латекса). Облицовочные работы допускается выполнять при температуре воздуха внутри помещений не менее 10⁰С, относительной влажности воздуха не более 70%.

Для покрытия полов также применяется плитка размером 600×600 мм. Её укладывают на подстилающий слой из песка, тщательно выравненный, и цемента.

После очистки основания производят разбивку площади пола в соответствии с размерами плит для укладки фризových рядов. Раствор с подвижностью 30-40 мм укладывают слоем 7+2...3мм. Оставшиеся незаполненными швы через 2-4 дня заполняют жирным цементным раствором. После схватывания раствора в швах поверхность плит очищают и промывают от цемента слабым раствором соляной кислоты. Марка цементно-песчаного раствора М 150. Состав: вода-0,55, цемент-1, песок-3. Цвет декоративной штукатурки-белый. В состав раствора входят: песок мраморный (70% по массе), мука мраморная (13%), известь пушонка (10 %), портландцемент белый (10 %).

3. Устройство полов

Устройство подстилающих слоев.

Щебеночные слои выполняют из щебня естественного камня. Крупность щебня 25...75 мм. Для упрочнения верхнего слоя последовательно рассыпают и прикатывают клинец крупностью 15...25 мм и каменную крошку 5...15 мм.

Глинобитные подстилающие слои выполняют из смеси песка, глины и воды:

- песок крупностью 0,075...0,005 (50 %)
- глина (30 %)
- вода (20 %).

Глинобитную смесь уплотняют слоями не более 100 мм до прекращения осадки и появления влаги. Последующие слои укладывают по смоченной поверхности. Выравнивают поверхность после впитывания влаги. Поверхность законченного подстилающего слоя необходимо слегка смачивать водой в течении 10 суток.

При устройстве подстилающих бетонных слоев подготовленное основание делят на полосы шириной 3 м. Бетонную смесь укладывают на полосы и разравнивают. Поверхность выровненного бетонного слоя с учетом осадки должна быть на 3...5 мм выше маячных реек. Уплотняют смесь виброрейками СО-163, полосы бетонируют через одну, остальные после схватывания бетона, выравнивают смесь рейкой-правилом.

Заглаживают поверхность через 30 минут после уплотнения в 2 приема. Поверхность бетонного подстилающего слоя, предназначенного служить полом без устройства специального покрытия, обрабатывают через 1-2 дня затирочными машинами (СО-135).

Состав бетонной смеси (марка бетона М 200):

вода – 0,65 масс. ч.; цемент-1; песок-2; щебень-2,4.

Стяжки.

При устройстве полов делаются цементные стяжки, цементно-песчаные, бетонные и легкобетонные толщиной 20 мм по сплошному тепло- и звукоизоляционному слою перекрытия (ДВП), по засыпкам из керамзита, щебня, перлитового песка по бетонному подстилающему слою, плите перекрытия и стяжке.

Между монолитными стяжками, укладываемыми по звукоизоляционным засыпкам и плитам, оставляют зазоры шириной 20...25 мм на всю толщину стяжки. Сплошные стяжки выполняются аналогично бетонным покрытиям.

Состав цементно-песчаной стяжки:

М 150, вода-0,55 масс.ч., цемент-1, песок-3.

Состав раствора для бетонной стяжки аналогичен составу бетонного подстилающего слоя.

Устройство покрытий из линолеума.

Покрытия полов из поливинилхлоридных линолеумов на тканевой подоснове (ГОСТ 7251-77) укладывают по монолитным стяжкам на основе цементных вяжущих. К устройству покрытий приступают, когда влажность панелей перекрытий составляет не более 4 %, стяжек - не более 5 %. Не позднее чем за 2 суток до укладки рулонного линолеума раскатывают для вылеживания при температуре воздуха не более 15⁰С. Для приклеивания покрытий применяют клей бустилат, обеспечивающий прочность при отрыве не менее 0,15 Мпа в возрасте 3 суток. Перед укладкой линолеума нижележащий слой очищают от грязи и обеспыливают, стыки ДВП очищают от битума и заделывают. После очистки нижележащий слой грунтуют. Укладывают линолеум с напуском кромок на 20-30

мм. Клей наносят шпателем толщиной 0,6 мм. Стыки приклеенных полотнищ после высыхания прирезают с помощью специальных ножей. После прирезки кромки полотнищ приклеивают к нижележащему слою. В местах примыкания к стенам устанавливают плинтусы, приклеивая их к стенам в дверных проемах, и поливинилхлоридные порожки.

4. Малярные работы

Перед окраской влажность оштукатуренных поверхностей не должна превышать 8 %.

Известковая окраска используется для отделки стен и потолков подсобных помещений. При подготовке поверхностей их очищают, расшивают трещины, огрунтовывают и частично подмазывают, используя грунтовки, подмазочные пасты, шпатлевки. Состав грунтовок из известкового теста и квасцов:

известковое тесто-2,5 кг; квасцы алюмокалиевые-0,2 кг; вода-10 л.

Состав подмазочной пасты: водный 2 % раствор клея - 2масс.ч., песок мелкий-3, гипс-0,4, известковое тесто-1.

Состав шпатлевки известковой с гипсом: известковое тесто-1,5 масс.ч., гипс строительный-1масс.ч., вода- до рабочей консистенции.

Состав известкового окрасочного состава:

известковое тесто- 2,5-3,5 кг соль поваренная (или квасцы)- 0,1 кг, пигмент щелочестойкий- 0,3 кг, вода- до 10 л.

Клеевая окраска применяется для внутренней окраски по штукатурке. В состав подготовительных работ входят: очистка поверхностей и их сглаживание, расшивка трещин, огрунтовка, частичная подмазка, шпатлевка.

Состав грунтовок квасцовой: квасцы алюминиевые-0,2 кг, олифа-0,03 кг, мел-1 кг, вода до 10 л. Состав шпатлевки: грунтовка квасцовая-10 л, клей животный (10 %)-1,5 кг, мел до рабочей консистенции.

Масляная окраска применяется по штукатурке для внутренних работ и для наружных работ - по деревянной поверхности дверей, окон.

Состав работ при высококачественной окраске по дереву: вырезка сучков с расшивкой трещин, проолифка, частичная подмазка с проолифкой, шлифовка

подмазанных мест, сплошное шпатлевание, шлифовка, огрунтовка, флейцевание, шлифовка, первая окраска, флейцевание, шлифовка, вторая окраска, торцевание.

При улучшенной окраске по дереву состав работ аналогичен. При улучшенной окраске по штукатурке состав работ такой же, но к подготовительным работам прибавится сглаживание торцом дерева и расшивка трещин. Состав работ при улучшенной окраске по металлу проолифка, частичная подмазка с проолифкой, шлифовка подмазанных мест, сплошное шпатлевание, шлифовка, окраска в 2 слоя.

4.3 Выбор и обоснование использования основных подъемно-транспортных механизмов монтажных кранов

Выбор монтажного крана

Для стреловых самоходных кранов на гусеничном и пневмоколесном ходу определяют высоту подъема крюка H_k , длину стрелы L_c и вылет крюка L_k .

Максимальная грузоподъемность крана:

$$Q_{max} = P_{max} + q_{стр.}$$

где P_{max} – вес самого тяжелого элемента (плита перекрытия 6.0×1.5 м, толщина 0.22 м); $P_{max} = 2.8$ т;

$q_{стр.}$ – вес стропа (строп четырехветвевой 4СК-10-4, монтажная масса стропа 0.04 т; грузоподъемность стропа $Q = 5$ т; монтажная высота 2.7 м);

$$Q_{max} = 2.8 + 0.04 = 2.84 \text{ т}$$

Высота подъема крюка:

$$H_k = h_0 + h_3 + h_э + h_{см}$$

где h_0 - отметка монтажного уровня; $h_0 = 7.56$ м

h_3 - расстояние от низа элемента до монтируемого уровня перед его установкой на место (1 м);

$h_э$ - высота или толщина монтируемого элемента;

$h_{см}$ - высота грузозахватных устройств;

$$H_k = 7.56 + 1 + 0.22 + 2.7 = 11.48 \text{ м}$$

где $h_{см} = 2.7$ м – высота стропа;

$h_3 = 0,22$ м –толщина плиты перекрытия;

Оптимальный угол наклона стрелы крана к горизонту:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{2 * (h_{cm} + h_n)}{b_1 + 2 * S}$$

где h_n - длина грузового полиспаста крана (2-5 м);

b_1 - длина сборного элемента;

S - расстояние от края элемента до оси стрелы (1,5 м);

α - угол наклона оси стрелы крана к горизонту, град.

Из формулы (3) следует:

$$\operatorname{tg} \alpha = 2 * (2,7 + 3) / (6,0 + 2 * 1,5) = 1,27; \quad \alpha = 50^\circ.$$

Длина стрелы :

$$L_c = \frac{H_k + h_n - h_c}{\sin \alpha}$$

где h_c - расстояние от оси крепления стрелы до уровня стоянки крана, м (2 м);

$$L_c = (11,48 + 3 - 2) / \sin 50 = 16,2 \text{ м.}$$

Вылет крюка:

$$L_k = L_c * \cos \alpha + d$$

где d - расстояние от оси вращения крана до оси крепления стрелы (1,5 м);

$$L_k = 16,2 * \cos 50 + 1,5 = 11,9 \text{ м.}$$

Окончательно принимаем гусеничный кран РДК-25 с техническими характеристиками:

- Длина стрелы 19,5 м;
- Грузоподъемность главного крюка при наименьшем вылете 25 т;
- Грузоподъемность главного крюка при наибольшем вылете 5,6 т;
- Вылет главного крюка наименьший 3-6,5 м;
- Вылет главного крюка наибольший 16,8 м;

Выбор автомобильного транспорта

Для транспортировки железобетонных конструкций, поддонов кирпича используется автомобиль КамАЗ-5320 грузоподъемностью 8,8 тонн. Для

транспортировки сыпучих материалов (грунта, песка, керамзита, гравия) используется автомобиль КамАЗ-5511.

Для транспортировки кровельных, изоляционных и штучных изделий используется автомобиль ГАЗ 52-04 грузоподъемностью 2,5 тонны.

При производстве земляных работ используются экскаватор одноковшовый дизельный на гусеничном ходу Э-651, экскаватор на колесном ходу Д-171 и бульдозер ДЗ-42А.

4.4 Стройгенплан

4.4 Принципы проектирования стройгенплана объекта

Строительный генеральный план (стройгенплан) отражает организацию строительной площадки на период возведения надземной части объекта и является основным проектным документом, определяющим объемы временного строительства.

На стройгенплане показано расположение:

- возводимого объекта;
- временных зданий, сооружений и инженерных сетей;
- объектов строительного хозяйства с учетом требований охраны труда, пожарной безопасности и промышленной экологии.

Решения строительного генерального плана обеспечивают наиболее полное удовлетворение производственных и бытовых нужд работающих на строительной площадке. Проектные решения стройгенплана непосредственно отражают технологию возведения здания.

До начала строительного-монтажных работ на стройплощадке необходимо выполнить следующие подготовительные работы:

- выполнить временное ограждение территории строительной площадки;
- произвести разбивку геодезической сетки;
- выполнить временные дороги и проезды для крана;
- произвести устройство временных инженерных коммуникаций и произвести подключение временных зданий;
- выполнить временное освещение строительной площадки;
- установить временные бытовые помещения.

Проектирование строительного генерального плана начинается с размещения монтажного крана, определения опасных зон, расчета временных инженерных сетей, складского хозяйства, потребности во временных зданиях и сооружениях, прокладки трассы временных дорог и определения конфигурации строительной

площадки. При размещении объектов стройгенплана учтены требования норм пожарной безопасности и техники безопасности в строительстве.

Временное ограждение по наружным сторонам строительной площадки запроектировано из деревянных щитов.

Для возведения здания используется гусеничный кран РДК-25. Зоны работы крана, в т.ч. и опасная показаны на стройгенплане.

Временные дороги - естественные грунтовые профилированные.

Временные инженерные сети запроектированы следующего конструктивного исполнения:

- временные электрические сети надземные воздушные;
- временный туалет надворного типа;
- пожаротушение на строительной площадке предусмотрено от имеющихся на территории пожарных гидрантов.

4.4 Проектирование схемы размещения монтажного крана

Минимальное расстояние по горизонтали от основания откоса выемки до колеса крана 1,5 метра.

Монтажная зона, т.е. пространство, где возможно падение груза при установке и закреплении элемента принята на расстоянии 20,7 м от контура здания.

Опасная зона, т.е. пространство, где возможно падение груза при его перемещении для крана, определяется по формуле:

$$R_{on} = R_{max} + 0,5 l_{max} + l_{без} ,$$

где R_{max} — максимальный рабочий вылет стрелы крана, м;

$0,5 l_{max}$ — половина длины наибольшего перемещаемого груза, м;

$l_{без}$ — дополнительное расстояние для безопасной работы, м.

При высоте подъёма груза h до 10м :

$$l_{без} = 0,3h + 1м = 0,3 \times 6,6м + 1м = 2,98 м$$

$$R_{on} = 16,8м + 0,5 \times 6 + 2,98м = 22,7 м.$$

Опасная зона принята на расстоянии 22,7 м от контура здания (на расстоянии 2 м от монтажной зоны).

4.5 Проектирование временных внутрипостроечных дорог

Для осуществления бесперебойного подвоза материалов, машин и оборудования в течение всего строительства на строительной площадке проектируются внутрипостроечные дороги.

Проектирование внутрипостроечных дорог в составе СГП включает:

- разработку схемы движения автотранспорта и расположения дорог в плане;
- определение параметров дорог;
- установление опасных зон;
- определение дополнительных условий;
- назначение конструкции дорог.

Схема движения транспорта и расположения дорог в плане обеспечивает подъезд в зону действия крана, к складам и бытовым помещениям. Дорога запроектирована кольцевой.

Расстояние между дорогой и складской площадкой >2м; между дорогой и ограждением строительной площадки 2,5м.

Параметры временных дорог:

- ширина проезжей части однополосной дороги принимается 3,5м;
- в зоне разгрузки материалов устраивают площадки шириной 6м и длиной 12м;
- минимальный радиус закругления дороги принят 12м, максимальный радиус закругления дороги - 24 м.

4.6 Расчёт потребности и размещение на стройгенплане временных зданий

Потребная площадь во временных зданиях и сооружениях определяется исходя из численности рабочих, определяемых по календарному плану.

Максимальное число работающих на стройплощадке составляет:

- рабочие основного производства - 35 чел.

- рабочие неосновного производства - 4 чел.
- ИТР и управляющий персонал - 3 чел.
- служащие - 2чел.
- младший обслуживающий персонал (охрана) - 2 чел.

Принимаем набор временных зданий и сооружений в следующем составе:

- контора прораба;
- помещения для приема пищи;
- помещения для обогрева рабочих;

Нормальные условия труда на строительной площадке обеспечивают следующие виды временных зданий:

Здания административного (служебного) назначения:

- контора прораба с кабинетом по технике безопасности;
- помещение охраны;

Здания санитарно-бытового назначения:

- помещение для приёма пищи;
- помещение для обогрева рабочих;
- гардероб с помещением для сушки одежды;
- туалет.

Определение требуемой площади временных зданий производится по формуле:

$$F_{тр} = f_n \times N_{i \max}$$

где $F_{тр}$ – требуемая площадь временного здания заданного типа;

f_n – нормативный показатель площади;

$N_{i \max}$ – максимальное кол-во рабочих в смену, $N_{\max} = 35$ чел.

На основании выше изложенного производим расчет площадей временных зданий и сооружений. Выбор типов временных зданий и сооружений производим исходя из общей продолжительности строительства и действующей серии типовых проектов.

Результаты расчетов сведены в таблице 13

Таблица 13.

	Наименование (назначение)	Численность работающих, чел	Норма на 1чел, м ² /чел	Расчётная площадь, м ²
1	2	3	4	5
<i>Бытовые помещения</i>				
1	Помещение для приема пищи и обогрева	39	0,4	17,3
2	Помещение для сушки одежды	39	0,2	7,8
3	Туалет	46	0,1	4,6
<i>Служебные помещения</i>				
4	Кантора прораба	4	4,0	16
5	Помещение охраны	2	3,0	6

На основании расчета потребности во временных зданиях и сооружениях и срока продолжительности строительства более 6 месяцев принимаем инвентарные здания по серии 420 в следующей номенклатуре:

- 1) Кантора прораба размерами в плане 3×6м - 1;
- 2) Помещение для приема пищи и обогрева размерами в плане 3×6м - 1;
- 3) Гардеробная с размерами в плане 3×9 м – 1.
- 8) Биотуалет 3×3м - 2.

Строительная площадка оборудована первичными средствами пожаротушения, расположенными на въезде справа от ворот.

Размещение временных зданий на строительной площадке производится следующим образом:

- производственные здания размещают непосредственно около мест производства работ, но вне опасной зоны (зоны действия строительных машин, механизмов, транспорта;

- административные (служебные) здания располагают около входа на строительную площадку;
- санитарно-бытовые здания находятся от рабочих мест на расстоянии не более 50 метров;
- туалеты должны быть удалены от пункта питания не менее чем на 25м, а от рабочих мест – не более чем на 200м.

4.7 Проектирование временного водоснабжения

При разработке стройгенплана потребность в воде определяется по удельным расходам на каждого потребителя (строительные процессы, машины, рабочие и т.д.), которые составляют общий суммарный расход воды на площадке .

Суммарный расход воды рассчитывается по формуле:

$$Q_{\text{общ}} = Q_{\text{пр}} + Q_{\text{хоз}} + Q_{\text{пож}} ,$$

где $Q_{\text{общ}}$ — суммарный расход воды, л/с;

$Q_{\text{пр}}$, $Q_{\text{хоз}}$, $Q_{\text{пож}}$ — соответственно расход воды на производственные, хозяйственно-бытовые и противопожарные нужды, л/с.

Расход воды на производственные нужды рассчитывается по формуле:

$$Q_{\text{пр}} = \frac{N q_{\text{пр}} K_{\text{час}}}{t \times 1000}$$

где $Q_{\text{пр}}$ – удельный расход воды на производственные нужды, л/с;

N – число производственных потребителей (установок, машин) в наиболее загруженную смену;

$q_{\text{пр}}$ – удельный расход на производственные нужды;

$K_{\text{час}}$ – коэффициент часовой неравномерности потребления воды ($K_{\text{час}}=1,5$);

t – число часов работы в смену $t = 8\text{час}$.

Устройство бетонного пола (поливка бетона):

$$V=80 \text{ м}^3$$

Малярные работы:

$$V=225 \text{ м}^2 \text{ окрашиваемой поверхности.}$$

Штукатурные работы:

$V=120 \text{ м}^3$ бетона

Т.е. $N=3$

Суммарный удельный расход воды на производственные нужды:

$$q_{np} = \sum q_{np i},$$

где $q_{np i} = V_i \times q_{ед.i}$, л;

V_i – объём работ по i -тому виду выполняемых работ в наиболее загруженную смену;

$q_{ед.i}$ – удельный расход воды по i -тому виду работ на единицу объёма работ.

$$q_{np} = \sum q_{np i} = 80 \times 7 + 120 \times 8 + 220 \times 0.5 = 1630 \text{ л.}$$

Исходя из полученных значений расход воды по потребителям будет:

$$Q_{np} = \frac{3 \times 1630 \times 1,5}{8 \times 10000} = 0,917 \text{ м}^3/\text{час}$$

Расчёт воды на хозяйственные нужды рассчитывается по формуле:

$$Q_{хоз} = \frac{N_p q_x K_{час}}{t \times 1000} + \frac{N_d q_d}{t_d \times 1000}$$

где $Q_{хоз}$ – удельный расход воды на хозяйственные нужды, л/с

$q_d=30$ л – расход воды на приём душа одним работающим;

$N_p=39$ чел – число работающих в наиболее загруженную смену;

$N_d=40\% N_p = 16,6$ чел.

$t=8$ ч – число часов работы в смену;

$t_d=15$ мин= $0,25$ ч – продолжительность использования душевой установки;

$K_{час}=2$ – коэффициент неравномерности водопотребления;

$q_x=25$ л – расход воды на одного работающего в смену.

Исходя из полученных значений расход воды по потребителям будет:

$$Q_{хоз} = \frac{21 \times 25 \times 2}{8 \times 1000} + \frac{16,6 \times 30}{0,25 \times 1000} = 1,992 \text{ м}^3/\text{час.}$$

Расход воды на пожаротушение:

При площади застройки равной $S=0,23$ га принимаем $Q_{пож}=10$ л/с= 36 м³/час.

Учитывая, что во время пожара потребление воды на производственные и хозяйственные нужды резко сокращается или приостанавливается полностью, расчётный расход воды принимается:

$$Q_{общ} = Q_{нож} + 0,5(Q_{пр} + Q_{хоз}) = 36 + 0,5(0,917 + 1,02) = 36,67 \text{ м}^3/\text{час};$$

$$Q_{общ} = Q_{пр} + Q_{хоз} = (0,917 + 1,02) = 1,937 \text{ м}^3/\text{час}.$$

Из 2-х значений принимаем максимальное: $Q_{общ} = Q_{max} = 36,67 \text{ м}^3/\text{час}$

Определение диаметра трубы:

$$D = \sqrt{\frac{4 Q_{общ}}{\pi v}},$$

где D – диаметр трубы, м;

$v = 1,5 \text{ м/с}$ – скорость движения воды по трубам;

$$Q_{расч} = 0,0103 \text{ м}^3/\text{с}.$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 0,0103 \text{ м}^3/\text{с}}{3,14 \times 1,5 \text{ м/с}}} = 0,0935 \text{ м} = 93,5 \text{ мм}$$

По ГОСТ 3262-75 принимается труба с наружным диаметром $d_n = 114$ (мм); диаметр условного прохода $d_y = 100$ (мм).

Для обеспечения временным водоснабжением строительной площадки принята к использованию объединённая система, т.е. обеспечивающая водой одновременно несколько потребителей строительной площадки (для производственных потребителей, для хозяйственных нужд, для пожарных нужд).

4.8 Проектирование временного электроснабжения

Трансформатор подбирается по мощности, которая необходима для обеспечения электроэнергией всех потребителей и рассчитывается на наиболее напряжённое время.

Рабочие машины и механизмы (потребители электроэнергии):

- краскопульт;
- растворонасос

Расчёт внутреннего освещения производится для следующих помещений:

- контора прораба $S = 24,3 \text{ м}^2$
- помещение для приёма пищи $S = 16,2 \text{ м}^2$
- помещение для сушки одежды и гардероб $S = 16,2 \text{ м}^2$
- закрытый склад $S = 2 \times 72 \text{ м}^2 = 144 \text{ м}^2$

- помещение охраны $S=6 \text{ м}^2$

- туалет $S=3 \text{ м}^2$

Расчёт наружного освещения производится для выяснения потребности в охранном освещении.

Мощность, необходимая для обеспечения электроэнергией всех потребителей определяется по формуле:

$$P = \alpha \times (\sum(K_{1c} \times P_c) / \cos\varphi + \sum(K_{2c} \times P_T) / \cos\varphi + \sum K_{3c} \times P_{o.v.} + \sum P_{o.n.})$$

где P – потребная мощность трансформатора;

$\alpha=1,1$ — коэффициент, учитывающий потери в сети;

P_c — мощность силовых потребителей, кВт;

P_T — мощность для технологических нужд, кВт;

$P_{o.v.}$ — мощность устройств внутреннего освещения;

$P_{o.n.}$ — мощность устройств наружного освещения;

K_{1c}, K_{2c}, K_{3c} — коэффициенты спроса, зависящие от числа потребителей, кВт

растворонасос — $P_c=2.8$ кВт; $K_{1c}=0.4$; $\cos\varphi=0.5$;

краскопульт — $P_c=0.5$ кВт; $K_{1c}=0.2$; $\cos\varphi=0.3$;

$$P_{o.n.} = K \times S_{\text{работ}}$$

где $S_{\text{работ}}=0,645 \text{ м}^2$ – площадь в районе работ, м^2

$K=0,002 \text{ кВт} / \text{м}^2$ – коэффициент (удельная мощность освещения),

$P_{o.n.}=0,002 \times 5350= 10,5$ кВт – охранное освещение

$K_{3c}=1$; $\cos\varphi=1$ – для наружного освещения

$$P_{o.v.} = K \times S_{\text{пом}}$$

где $S_{\text{пом}}$ – площадь помещения;

$P_{o.v.}=0,015 \times 24,3=0,365$ кВт – кабинет прораба с кабинетом по технике безопасности;

$P_{o.v.}=0,018 \times 16,2=0,292$ кВт – комната для приёма пищи;

$P_{o.v.}=0,01 \times 16,2=0,162$ кВт – помещение для сушки одежды ;

$P_{o.v.}=0,004 \times 3,75=0,015$ кВт – туалет ;

$P_{o.v.}=0,015 \times 6=0,090$ кВт – помещение охраны.

$K_{2c}=0.8$; $\cos\varphi=1$ - для внутреннего освещения

Определяем мощность, необходимую для обеспечения электроэнергией всех потребителей:

$$P = 1,1 \times \left[\left(\frac{0,4 \times 2,8}{0,5} + \frac{0,2 \times 0,5}{0,3} \right) + 0,8(0,365 + 0,292 + 0,162 + 0,015 + 0,09) + 10,5 \right] = 8,33 \text{ кВт}$$

Исходя из полученных значений принимаем трансформатор марки СКТП-100-6(10)/04.

Характеристики трансформатора:

мощность – 20 (кВт) ;

габариты: длина-3,05(м) ; ширина-1,55(м) ;

закрытая конструкция.

4.9 Проектирование освещения строительной площадки

Для освещения строительной площадки принимаются прожектора марки ПЗС-45.

Места стройгенплана, подлежащие освещению:

- главные проходы и проезды: $S=1007 \text{ м}^2$
- монтаж строительных конструкций и каменная кладка: $S=2311,03 \text{ м}^2$
- территория временных зданий: $S=774 \text{ м}^2$
- охранное освещение: $S=774 \text{ м}^2$

Расчёт количества прожекторов осуществляется по формуле:

$$n = (p \times E \times S) / P_{л},$$

где n – расчётное количество прожекторов, необходимых для освещения требуемой площади;

p – удельная мощность на 1 м^2 площади, Вт/(м^2 лк)

E – освещённость, лк

S – площадь площадки, подлежащей освещению, м^2

$P_{л} = 1500 \text{ Вт}$ – мощность лампы прожектора, принимаемая для прожекторов ПЗС-45.

Определение количества прожекторов для освещения

1) Главные проходы и проезды, при $p=2,5 \text{ Вт}/(\text{м}^2\text{лк})$, $E=3 \text{ лк}$:

$$n=(2,5 \times 3 \times 1007)/1500 \approx 4 \text{ шт}$$

Для обеспечения освещения главных проездов принимаем мачты М1 и М2 на 3 прожектора каждая высотой 10м.

Для обеспечения освещения зоны монтажно-кладочных работ принимаем мачты М3 и М4 на 4 прожектора каждая высотой 10м.

2) Охранное освещение, при $p=1,5 \text{ Вт}/(\text{м}^2\text{лк})$, $E=0,5 \text{ лк}$:

$$n=(1,5 \times 0,5 \times 774)/1500 \approx 1 \text{ шт}$$

Для аварийного и охранного освещения принимаем мачту М6 на 1 прожектор высотой 10м.

4.10 Основные мероприятия по технике безопасности на строительной площадке

1) Территория строительной площадки во избежание свободного доступа посторонних лиц ограждается сплошным забором.

2) На территории стройплощадки должны быть установлены указатели проходов и проездов, а зоны, опасные для движения, ограничены.

3) Территорию строительной площадки, проходы, проезды и места работы в рабочее время необходимо освещать.

4) Должен быть обеспечен безопасный способ передвижения внутрипостроечного транспорта.

5) Для оказания первой помощи работающим на строительной площадке оборудуется медпункт, а на отдельных участках – аптечки с необходимым набором медикаментов, перевязочных средств и т.д.

6) На строительной площадке необходимо организовывать кабинеты техники безопасности для показа соответствующих наглядных пособий безопасных рабочих приспособлений и т.д.

4.11 Противопожарные мероприятия на строительной площадке

- 1) Наблюдение за местами для курения.
- 2) Обеспечение того, чтобы дороги и подъездные пути к зданиям, сооружениям и источникам противопожарного водоснабжения всегда были доступны для проездов пожарных машин.
- 3) Соблюдение норм противопожарных разрывов между зданиями и сооружениями.
- 4) Наличие необходимого количества передвижных средств пожаротушения на строящемся объекте.
- 5) Строящееся здание одной своей стороной должно примыкать к дороге или пожарному проезду.
- 6) Для целей пожаротушения, к началу развертывания основных строительномонтажных работ, производится прокладка постоянной наружной водопроводной сети и установка пожарных гидрантов.
- 7) Пожарные гидранты устанавливаются на расстоянии не более 100 м друг от друга и не далее 2,5 м от проезжей части дороги.

4.12 Мероприятия, направленные на охрану окружающей среды

Временные здания и сооружения на строительной площадке располагать, как правило, на непригодных для землепользования или, как исключение, на участках, где обеспечивается последующее восстановление нарушенных земель, а также на участках с максимальным ограничением вырубki деревьев и кустарников.

На территории строящегося объекта не допускается не предусмотренное проектно-сметной документацией сведение древесно-кустарной растительности и засыпка грунтом корневых шеек и стволов растущих деревьев и кустарников.

Растительный слой грунта при производстве СМР сохраняется для последующего использования при восстановлении нарушенных земель и на малопродуктивных сельскохозяйственных угодьях.

Образующиеся на строительных площадках производственные и бытовые сточные воды отводятся или очищаются от вредных примесей до пределов, установленных нормами, выпуск воды со строительной площадки на склоны без подлежащей защиты их от размыва не допускается, выпуск воды из временных водостоков в открытые водоемы и реки, а также в овраги разрешается только при наличие противоэрозийных устройств.

Временные автомобильные дороги и другие подъездные пути устраиваются с учетом требований по предотвращению повреждений древесно-кустарниковой растительности.

Выбор типов строительных машин, оборудования и транспортных средств определяется минимальным выделением токсичных газов при работе.

Решения по определению местоположения и размеров отвалов грунта должны исключить использование или засорение плодородных земельных участков.

4.13 Техничко-экономические показатели

Площадь стройгенплана	0,83 га
в том числе:	
площадь застройки	0,23 га
площадь застройки временными зданиями	0,077 га
длина временных дорог	219 м.п.
$K_1 = S_{\text{застр}} / S_{\text{СГП}}$	0,3
$K_2 = S_{\text{вр.зд.}} / S_{\text{СГП}}$	0,43
$K_3 = S_{\text{вр.дор.}} / S_{\text{СГП}}$	0,33

5.1 Определение сметной стоимости объекта

Показатель сметной стоимости (цены) - один из важных, характеризующих экономичность проектного решения и определяющих сумму средств (инвестиций) на реализацию проекта. Цена строительства является предметом проведения подрядных торгов (тендеров), переговоров заказчика с подрядчиком, инвестиционных конкурсов, является основой при заключении контракта, финансировании, расчетах и т. д. Таким образом, достоверность определения сметной стоимости приобретает первостепенное значение для всех сторон, участвующих в строительстве.

Из состава сметной документации в данном дипломном проекте рассчитываются локальная смета на общестроительные работы, объектная смета и сводный сметный расчет стоимости строительства. Стоимостные показатели даны в базисных ценах на 01.01.2001г. для районов I зоны строительства (г. Пенза), при строительстве в других районах Пензенской области применять поправочные коэффициенты по сборнику ТСЦМ-2001.

5.2 Локальная смета

Локальные сметы - это сметы на отдельные виды работ. Они составляются по ТЕРам-2001 года на основе ведомости подсчета объемов работ по каждому виду СМР и отдельным элементам зданий и сооружений. Из ТЕРов выбираются составляющие прямых затрат и группируются по следующим графам: всего прямые затраты, основная зарплата, эксплуатация машин и механизмов, в том числе зарплата машинистов и трудозатраты на единицу измерения. Умножением соответствующих граф на объем СМР получают соответствующие затраты на весь объем выполняемых работ. Далее осуществляют суммирование всех затрат и определение накладных расходов, сметной прибыли и сметной стоимости в ценах 2001 года. Перевод в текущие цены 2017 года осуществляется путем умножения на коэффициент удорожания $K=7,2$.

5.3 Объектная смета

- Объектная смета составляется по проектным материалам на отдельные объекты. Ее основой служат локальные сметы и расчеты на отдельные виды работ, конструктивные элементы и лимитированные затраты.

При наличии в здании основной и обслуживающей части их сметные стоимости выделяются отдельно. Отдельными строками в объектной смете показываются все виды работ и затрат, осуществляемых при возведении объекта, на которые составлены соответствующие локальные сметы и расчеты. Например, общестроительные работы, отопление, водоснабжение и т. д. по всему комплексу специальных строительных работ (инженерного оборудования объекта). Затраты на технологическое оборудование и его монтаж определяются в % к сметной стоимости СМР.

Кроме того, в объектных сметах начисляются: средства на временные здания и сооружения (в % к сметной стоимости СМР); зимнее удорожание (в % к сметной стоимости СМР); резерв средств на непредвиденные работы и затраты (в % от суммарного итога предыдущих расчетов); показатель единичной стоимости.

5.4 Сводный сметный расчет стоимости строительства

Сводный сметный расчет стоимости строительства является итоговым документом, определяющим цену строительства. Все затраты, связанные с осуществлением строительства, по своему экономическому содержанию и целевому назначению сгруппированы в отдельные главы.

В этом сметном документе показываются итоги по каждой главе и суммарные по главам 1-7, 1-8, 1-9, 1-12

После начисления резерва средств на непредвиденные работы и затраты подсчитывается общий итог в следующей записи: «Всего по сводному сметному расчету». Итоговая сумма по главам сводного сметного расчета определяет величину капитальных вложений на строительство проектируемого объекта.

После итога сводного сметного расчета указываются возвратные суммы, получаемые от разборки временных зданий и сооружений в размере 15 % их сметной стоимости по гл. 8, а также материалов, полученных от разборки сносимых и переносимых зданий и сооружений – в размере, определяемом по расчету. На основе данных сводного сметного расчета определяются показатели сметной стоимости строительства.

Расчет отдельных глав сводного сметного расчета ведется по укрупненным сметным нормативам. Главное внимание необходимо уделить определению затрат по главе 2 «Основные объекты строительства». Для этой цели используются данные титульного списка стройки и укрупненные нормативы сметной стоимости. Затраты по главе 3 «Объекты подсобного и обслуживающего назначения» определяются сметными расчетами в соответствии с проектными данными. Главы 4-6. Определение сметной стоимости здесь требует специального расчета. Определяется количество инженерных коммуникаций в натуральных показателях, а затем – сметная стоимость. Затраты по главе 7. «Благоустройство и озеленение территорий» рассчитываются аналогично главе 6 по нормативам. Главы 8, 9, 10 принимаются по нормативам. Главы 11 и 12 принимаются по нормативам.

В сводном сметном расчете показываются итоги по каждой главе и суммарно по главам 1-7, 1-8, 1-9, 1-12.

За итогом 12 глав начисляется резерв средств на непредвиденные работы и затраты. Величина резерва для объектов жилищно-гражданского назначения принимается в размере 2 % , производственных зданий – 3 % от итога по 12-м главам. Общая сумма выносится в титул сводного сметного расчета. После итога сметы указываются возвратные суммы от реализации или дальнейшего использования материалов, получаемых при разборке временных зданий и сооружений. Эта величина составляет 15% от суммы главы 8.

5.5. Годовые эксплуатационные расходы

Затраты по эксплуатации объектов представляют собой себестоимость годового объема продукции (работ, услуг), в том числе по содержанию непосредственного объекта [13].

Расчет текущих затрат ведется по номенклатуре статей технологической части проекта производственного объекта или по жилым и общественным зданиям. Однако в курсовом и дипломном проектировании рассчитывается не полная себестоимость продукции (работ, услуг), а только те затраты, которые зависят от объемно-планировочных, конструктивных решений, затрат на содержание необходимого персонала, а также расходов на санитарно-гигиеническое обслуживание объектов. Это достаточный перечень при оценке проектных решений и сравнений вариантов.

1) Содержание и ремонт здания: $12,18 * \text{Собщ} * 12 = 12,18 * 3240 * 12 = 473,56$ т. руб/год

2) Отопление: $0,021 * \text{Собщ} * 1274,98 * 6,4 = 0,021 * 3240 * 1274,98 * 6,4 = 551,19$ т. руб/год

3) Холодное водоснабжение: $21,17 * Q * N * 12 = 21,17 * 1,0 * 30 * 12 = 7,62$ т. руб/год

4) Горячее водоснабжение: $270,3 * Q * N * 12 = 270,3 * 0,5 * 30 * 12 = 48,65$ т. руб/год

5) Водоотведение: $14,04 * Q * N * 12 = 14,04 * 1,5 * 30 * 12 = 7,581$ т. руб/год

6) Электроснабжение: $3,5 * Q * N * 12 = 3,5 * 9500 * 1 * 12 = 399,0$ т. руб/год

7) Уборка территории $8000 * N_{\text{раб}} * 12 = 8000 * 3 * 12 = 288,0$ т. руб/год

Общая сумма на эксплуатацию равна 1775,6 т. руб./год.

5.6. Техничко-экономические показатели объекта строительства

№ п/ п	Наименования показателей	Ед.измере ния	Кол-во	Примеч ание
--------------	--------------------------	------------------	--------	----------------

I) Показатели сметной стоимости строительства

№ п/ п	Наименование показателей	Ед.измере ния	Кол-во	Примеч ание
1	Сметная стоимость, всего	Тыс.руб.	171794,174	
2	На 1 м3 строительного объема: 171794,174/ 88200	Тыс.руб.	1,948	См ст- ть /V _{стр}
3	Затраты на инженерное оборудование и территории:	Тыс.руб.	12760,475	Гл.6+7 ССР
4	На 1м3 строительного объема: 12760,475/ 88200	Тыс.руб.	0,145	Гл.6+7 ССР/ V _{стр}

II) Показатели эксплуатационных (текущих) затрат

№ п/ п	Наименование показателей	Ед.измере ния	Кол-во	Примеч ание
1	Плата за содержание и ремонт	Тыс.руб/г од	473,56	
2	Затраты на эксплуатацию систем инженерного оборудования зданий: -отопление -водоснабжение(х/в) -водоснабжение(г/в) -водоотведение -свет (Эл.снаб) -уборка территории	Тыс.руб/г од	551,19 7,62 48,65 7,581 399 288	
3	Всего текущих затрат (п. 1-2)	Тыс.руб/г од	1775,6	

6. Вопросы экологии и БЖД

6.1 Введение

Вопросы безопасности труда рабочих строителей разрабатываются на стадии проектирования. При этом необходимо выявить все опасные и вредные производственные факторы, которые могут возникнуть при производстве работ.

Все виды по организации безопасности условий труда выполняются с учетом требований по СНиП 12.03-01 «Безопасность труда в строительстве».

Строительство требует выполнения довольно сложных и многообразных организационно-технологических решений в процессе подготовки производства и на стадии его осуществления. Это выдвигает повышенные требования к созданию и обеспечению безопасных условий труда на производстве, совершенствованию технологических процессов и осуществлению мероприятий по охране труда в строительстве. Новая техника, научно-обоснованные правила безопасности труда, высокая квалификация персонала и правильные условия эксплуатации технических средств являются необходимыми факторами в решении проблем безопасности труда. Возникновение нетрудоспособности у работника вследствие опасных условий труда сопровождается значительными экономическими потерями в виде потерь производительности труда и денежных средств. Условия профессионального труда неразрывно связаны с технической культурой производства и научной организацией труда, которая обуславливает нормальные санитарно-гигиенические, эстетические и безопасные условия труда и является основой культуры производства.

6.2 Организация безопасных условий труда.

6.2.1 Ограждение строительной площадки и опасных зон.

На монтажной площадке существуют зоны, где постоянно или потенциально действуют опасные производственные факторы.

Защитные ограждения служат для предотвращения непреднамеренного доступа посторонних в опасную зону, а сигнальные – для предупреждения о границах опасной зоны. Защитно-охранные и защитные ограждения применяются для обозначения границ опасных зон, где постоянно действуют опасные производственные факторы, а сигнальные – где потенциально действуют опасные факторы.

В указанных опасных зонах не допускается: нахождение посторонних лиц; выполнение работ, несвязанных с монтажом строительных конструкций; размещение временных сооружений.

Работающих в опасной зоне людей обеспечивают соответствующими средствами защиты и инструктируют по правилам безопасности производства работ в данной конкретной зоне.

В дополнение к ограждениям опасной зоны обозначаются подписями, само ограждение территории стройплощадки размещается на расстоянии 8-10 м от строящегося объекта со стороны движения пешеходов и транспорта. Ограждение строительной площадки производится из железобетонных плит высотой 2 м.

6.2.2 Проектирование внутриплощадочных работ

При разработке стройгенплана следует проанализировать возможность использования существующих постоянных дорог.

Временные дороги по возможности должны быть кольцевыми. На тупиковых участках следует устраивать разворотные (участки) площадки размерами 12×12 м.

Ширина проезжей части временной дороги при движении транспорта в одном направлении должна быть равной 3,5 м, в двух направлениях – 6 м. В зоне складирования конструкций и материалов дорогу с одной полосой движения необходимо уширить до 6 м, длина участка уширения при этом должна быть 12-18 м.

Размеры закругления дорог в плане следует принимать в зависимости от маневровых свойств транспорта в пределах 12-30 м. Радиус закругления принят равным 12 м.

6.2.3 Складирование материалов и конструкций

Складирование материалов и конструкций должно обеспечивать безопасность ведения погрузочно-разгрузочных работ, исключать самопроизвольное смещение, просадку, осыпание и раскатывание материалов.

На стройплощадке для временного хранения материалов и конструкций устраивают открытые, полужакрытые и закрытые склады. Площадки для складирования с уклоном в 2...5° для отвода воды должны иметь подсыпку щебнем или песком 5-10 см.

В зоне действия грузоподъемных механизмов площадки складирования должны отделяться защитным ограждением.

При складировании сборных элементов и других штучных деталей удобство и безопасность работ должны обеспечивать:

- укладкой деталей в штабели с учетом их устойчивости и удобства отпуска;
- формированием штабелей из однородных деталей с учетом допустимой их высоты по прочности;
- разметкой границ штабелей и проходов между ними с учетом минимальной ширины прохода для рабочих не менее 1 м.

При складировании в отвалах песка, щебня и др. сыпучих материалов безопасность работ допускается:

- формированием отвала с углом естественного откоса;
- размещением отвалов у бровок выемок на безопасном расстоянии.

При хранении опасных и вредных веществ и материалов безопасность должна обеспечиваться:

- складированием в отдельных закрытых вентиляционных помещениях;
- размещением складов на территории стройплощадки с учетом «розы ветров» и изоляций от пункта приема пищи и водоемов;
- требуемой огнестойкостью складских помещений;
- оснащением эффективными средствами пожаротушения.

При складировании плит в штабеля используются между ними прокладки размерами 15×15 см. высота штабеля не должна превышать 2 м.

6.2.4 Обеспечение электрической безопасности

Для обеспечения защиты людей от поражения электрическим током выполняются требования ГОСТ 12.1.030-81 ССБТ «Электробезопасность».

Допуск к опасным местам разрешается только спецперсоналу.

Временная электропроводка выполняется на высоте не менее 2,5 м изолированным проводом.

Рабочие с ручным электроинструментом работают в защитной спецодежде и обуви.

Пути крана башенного заземляются.

6.2.5 Вопросы пожарной безопасности

Расположение производственных, складских и вспомогательных зданий и сооружений на территории строительной площадки делятся в соответствии с учетом требований техники безопасности.

На территории 5 га и более предусматриваются не менее 2-х выездов. Ворота для выезда предусматривают шириной не менее 4 м.

При производстве кровельных работ с площадью покрытия 1000 м² и более, с применением горючего или трудногорючего утеплителя, на кровле для целей

пожаротушения следует предусматривать устройство временного противопожарного водопровода.

Сварочные и другие огнеопасные работы производят в соответствии с правилами пожарной безопасности. После окончания сварочных работ ответственный за проведение этих работ обязан обеспечить удаление из здания сварочных агрегатов в отдельное место.

Расчет первичных средств пожаротушения производится в табличной форме.

6.2.6 Земляные работы

Они являются весьма трудоемким процессом, и безопасность их во многом зависит от вида и способов их производства, условий рельефа местности, рода грунта и вида сооружения.

Основной причиной травматизма при выполнении земляных работ является обрушения грунта в процессе его разработки и при последующих работах нулевого цикла, которое может происходить вследствие превышения нормативной глубины разработок выемок без креплений; неправильного устройства или недостаточной устойчивости и прочности крепления стенок выемок; нарушения правил их разработки; отсутствия водопровода или его устройства без учета геологических условий строительной площадки.

При производстве земляных работ травмы и аварии могут произойти в результате отсутствия или неправильного устройства в необходимых местах защитных ограждений и сигнализирующих устройств, несоблюдения правил работ вблизи опасных подземных коммуникаций. Они могут также происходить из-за недостаточной квалификации рабочих, управляющих машинами, самопроизвольного перемещения землеройных машин, потери машинами устойчивости.

Для предотвращения опасных факторов необходимо:

- до начала производства земляных работ в местах расположения действующих подземных коммуникаций должны быть разработаны и согласованы с

организациями, эксплуатирующими эти коммуникации, мероприятия по безопасным условиям труда, а расположение подземных коммуникаций на местности обозначено соответствующими знаками или подписями;

- во избежании обрушения откосов необходимо грунт, извлеченный из котлована, размещать на расстоянии не менее 0,5 м от бровки выемки; не допускать разработку грунта «подколом»; устанавливать крепление откосов согласно документации;
- во избежании падения людей необходимо предусматривать ограждение с учетом требования нормативной документации; на ограждении необходимо устанавливать предупредительные знаки или подписи;
- перед допуском рабочих в котлованы или траншеи глубиной 1,3 м должно быть проверено крепление откосов или устойчивость стен.

6.2.7 Монтажные работы

Анализ причин травматизма при монтаже строительных конструкций показывает, что большая часть несчастных случаев вызвана : обрушением (падением монтируемых конструкций; падением рабочих с высоты; несовершенством или неисправным состоянием механизмов и машин, а также электроустановок; несовершенством и ошибками при выборе монтажной оснастки (такелажные работы) и другими факторами (недостаточной освещенностью, неудовлетворительной последовательностью выполнения рабочих операций). Технология монтажа конструкций имеет ряд особенностей, связанных с конструктивным решением возводимого объекта, что диктует выбор способа монтажа конструкций и методы механизации и выдвигает требования безопасного производства.

Для избежания опасных факторов необходимо исчерпывающе знать технологию выполнения работ, все рабочие должны знакомиться с правилами техники безопасности. Сборные конструкции необходимо до их подъема очищать от грязи и наледи, а во время самого подъема удерживать от раскачивания и вращения;

нельзя допускать подтягивание сборных конструкций при установке их в проектное положение. При скорости ветра 10 м/с и более монтаж вертикальных панелей прекращается. Приступая к выполнению работ на высоте, рабочий должен убедиться в прочности и устойчивости защитных и оградительных устройств, а также в удобстве и безопасности передвижения к рабочему месту. Для работы монтажников применяют подвесные люльки, монтажные пояса, защитные каски и т.д. при выполнении сварочных работ используют подвесные подмости. Лестницы и скобы, применяемые для спуска (подъема) работающих на рабочие места, расположенные на высоте 5 м и более, оборудованы для закрепления предохранительного пояса. Переносные лестницы для подъема монтажника на высоту перед эксплуатацией необходимо испытать статической нагрузкой 1800 Н, приложенной к одной из ступеней в середине пролета лестницы. Лестницы испытываются: деревянные – каждые полгода, металлические – раз в год.

6.2.8 Бетонные работы

Причины возникновения опасных факторов:

- возможность получения травмы при заготовке арматуры;
- небрежность при изготовлении опалубки, вследствие чего она не имеет достаточной прочности;
- наличие неисправностей в используемых механизмах и приспособлениях;
- деформация и разрушение бетонных конструкций;
- вредность действия бетонной смеси на человека;
- значительный шум и вибрация при уплотнении бетонной смеси.

Для избежания опасных факторов необходимо:

- при выполнении работ по заготовке арматуры необходимо предусмотреть ограждение рабочего места; при натяжении арматуры устанавливаются ограждения высотой не менее 1,8 м; устойчиво для натяжения оборудована сигнализацией, не допускается пребывание людей ближе чем на 1 м от стержней;

- перед бетонированием конструкций ежедневно проверяется состояние опалубки, подмостей, ограждений и лестниц, обнаруженные неисправности устраняют до начала работ;
- производить разборку опалубки следует только после приобретения бетоном прочности, перед разборкой необходимо установить отсутствие нагрузок и дефектов в работе, которые могут повлечь за собой деформации или обрушение конструкций;
- персонал, работающий на бетонных работах, должен быть обеспечен средствами индивидуальной защиты и должен соблюдать правила производственной безопасности;
- при уплотнении бетонной смеси электровибраторами необходимо перед началом работ тщательно проверить их исправность и принять меры защиты от поражения электрическим током; во время работы необходимо следить за прочностью крепления вибратора; в качестве индивидуальных средств защиты от вибрации применяют виброзащитные рукавицы и виброзащитную обувь.

6.3 Охрана окружающей среды

Основной задачей этого раздела настоящего проекта является оценка экологии локального пространства: воздух, акустика, благоустройство, эстетика, рекультивация земли и утилизация отходов.

Охрана почвы.

Одним из основных мероприятий по охране почв является рекультивация наружных земель.

Рекультивация земель – это комплекс работ, направленных на восстановление продуктивности и народнохозяйственной ценности наружных земель, а также улучшение условий окружающей среды в соответствии с интересами общества.

В соответствии ГОСТ 17.5.3.04-83 рекультивации подлежат наружные земли всех категорий, а также прилегающие земельные участки, полностью или частично утратившие продуктивность в результате отрицательного воздействия наружных земель.

Рекультивация наружных земель должна осуществляться в два последовательных этапа: технический и биологический в соответствии с требованиями ГОСТ 17.5.1.01-83.

При проведении технического этапа рекультивации земель в зависимости от направления рекультивируемых земель должны быть выполнены следующие основные работы:

- грубая и чистовая планировка поверхности откосов, отвалов, засыпка нагорных, водоотводных каналов, выхолаживание и трассировка откосов;
- освобождение рекультивируемой поверхности от крупногабаритных обломков пород, производственных (обломков) конструкций и строительного мусора;
- строительство подъездных путей к рекультивируемым участкам;
- устройство при необходимости дренажной отводящей, оросительной сети и строительство других гидротехнических сооружений;
- создание и улучшение структуры рекультивируемого слоя, мелиорация токсичных пород и загрязненных почв, если возможна их засыпка слоем потенциально плодородных почв;
- создание при необходимости экранируемого слоя;
- покрытие поверхности потенциально плодородными слоями почвы.

В соответствии с Земельным кодексом РФ предприятия, организации, учреждения, осуществляющие промышленное или иное строительство, разрабатывающие месторождение полезных ископаемых открытым способом, а также производящие другие работы, связанные с нарушением почвенного покрова, обязаны снимать и хранить плодородный слой почвы в целях использования его для рекультивации земель и повышения плодородия малопродуктивных угодий.

В соответствии с ГОСТ 17.4.3.02-85 снятие и рациональное использование плодородного слоя почвы при производстве земельных работ следует производить на землях всех категорий.

Снятие плодородного и потенциально-плодородного слоев почв следует производить селективно. Плодородный слой почвы должен быть использован для землевания малопродуктивных угодий и биологической рекультивации земель.

Потенциально-плодородный слой почвы должен быть использован в основном для биологической рекультивации земель. Плодородный слой почвы, неиспользованный в ходе работ, должен быть сложен в бурты, соответствующие требованиям ГОСТ 17.5.3.04-83. Поверхность бурта и его откосы должны быть засеяны многолетними травами, если срок хранения плодородного слоя почвы может превышать 2 года. плодородный слой почвы может храниться в буртах в течении 20 лет.

7.1 Проектирование многопустотной плиты перекрытия с арматурой

А600

Исходные данные. Плиты перекрытий изготавливаются в заводских условиях из тяжелого бетона класса В35.

Продольная рабочая арматура - преднапряженная класса А600 (марка стали 23Х2Г2Т), с электротермическим натяжением на упоры. Арматура каркасов - классов А240 или В500, закладные детали из стали СтЗпс, монтажные петли из стали класса А240, марки СтЗпс или класса А300, марки 10ГТ.

Нормативное сопротивление арматуры А600, согласно *табл. 15 приложения*, $R_{sn} = 600$ МПа; расчетное сопротивление $R_{sn} = 520$ МПа ($520 \cdot 10^3$ кН/м²); модуль упругости $E_s = 2,0 \cdot 10^5$ МПа ($2,0 \cdot 10^8$ кН/м²).

Бетон тяжелый класса В35, согласно *табл. 2 приложения*, $R_b = 19,5$ МПа ($19,5 \cdot 10^3$ кН/м²), $E_b = 34,5 \cdot 10^3$ МПа ($34,5 \cdot 10^6$ кН/м²); $R_{bt} = 1,95$ МПа ($1,95 \cdot 10^3$ кН/м²); $R_{bt} = 1,3$ МПа ($1,3 \cdot 10^3$ кН/м²).

Проектируемая плита должна рассчитываться по предельным состояниям первой и второй групп для работы конструкции в стадиях изготовления, транспортирования, монтажа, эксплуатации.

Установление размеров и расчетного пролета плиты

Принятые размеры ригеля прямоугольного сечения $b_p = 250$ мм.
Расчетный пролет плиты при ее опирании на ригель:

$$l_0 = L - \frac{b_p}{2} = 5500 - \frac{250}{2} = 5375 \text{ мм,}$$

где b_p - ширина ригеля,

ты

$$h \approx \frac{l_0}{30} = \frac{5375}{30} \approx 189 \text{ мм.}$$

Принимаем высоту плиты 22 см.

Рабочая высота сечения $h_0 = h - a = 22 - 3 = 19$ см.

Плита имеет 8 круглых пустот диаметром 15,9 см. Толщина верхней и нижней полок $(22 - 15,9)/2 = 3,05$ см. Ширина средних ребер – 3,0 см, крайних – 7,9 см.

В расчетах по предельным состояниям первой группы необходимо учитывать расчетную ширину сжатой полки.

Толщина сжатой полки таврового сечения $h'_f = 3,05$ см; отношение $h'_f / h = 3,05/22 = 0,14 > 0,1$, при этих условиях в расчет вводится вся ширина полки $b'_f = 161$ см; расчетная ширина ребра $b = b'_f - n_{гесн} \cdot d = 161 - 8 \cdot 15,9 = 33,8$ см.

Сбор нагрузок и определение усилий в плите

Расчетная нагрузка вычисляется на 1 м длины плиты с учетом коэффициента надежности по назначению здания $\gamma_n = 1$ при номинальной ширине плиты 1,65 м.

Постоянная нагрузка $g = 4,07 \cdot 1 \cdot 1,65 = 6,72$ кН/м.

Временная $v = 2,4 \cdot 1 \cdot 1,65 = 3,96$ кН/м.

Полная $q = 6,47 \cdot 1 \cdot 1,65 = 10,67$ кН/м.

Нормативная нагрузка на 1 погонный метр плиты:

- постоянная $g^n = 3,64 \cdot 1 \cdot 1,65 = 6,01$ кН/м;

- постоянная и длительная $4,14 \cdot 1 \cdot 1,65 = 8,83$ кН/м;

-полная $g^n + v^n = 5,64 \cdot 1 \cdot 1,65 = 9,31$ кН/м.

Моменты и поперечные силы от расчетных и нормативных нагрузок вычисляются в соответствии с расчетной схемой и вычисленными нагрузками.

Усилия для расчетов по предельным состояниям первой группы: от расчетных нагрузок

$$M = \frac{ql_0^2}{8} = \frac{10,67 \cdot 5,375^2}{8} = 92,8 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q = \frac{ql_0}{2} = \frac{10,67 \cdot 5,375}{2} = 72,22 \text{ кН}.$$

Усилия для расчетов по предельным состояниям второй группы:

- от полной нормативной нагрузки

$$M_n = \frac{q^n l_0^2}{8} = \frac{9,31 \cdot 5,375^2}{8} = 77,71 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

Таблица 7.1

Сбор вертикальных нагрузок на 1 м² перекрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Постоянная:			
-от массы плиты	3	1,1	3,3
- керамогранитная плитка	0,1	1,2	0,12
- цементно-песчаная стяжка $\delta=30$ мм, $\gamma=1800$ кг/м ³ .	0,54	1,2	0,648
Итого:	3,64	-	4,07
Временная v	2,0	1,2	2,4
в том числе:			
длительная	0,5	1,2	0,6
кратковременная	1,5	1,2	1,8
Полная $q = g + v$	5,64	-	6,47
в том числе:			
длительная	4,14	-	8,82
кратковременная	1,5	-	4,67

- от постоянной и длительно действующей части нормативной нагрузки

$$M_{n,dl} = \frac{8,83 \cdot 5,375^2}{8} = 69,94 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Расчет плиты по предельным состояниям первой группы

Расчет плиты по предельным состояниям первой группы включает расчеты прочности продольных ребер и полки плиты для различных стадий работы конструкции и, как правило, заключается в определении необходимого количества арматуры и ее расположении в сечениях и по длине элемента.

Расчет прочности нормальных сечений плиты

Исходные данные. Расчетной схемой прочности нормальных сечений в стадии эксплуатации является шарнирно опертая балка. Изгибающий момент от полных нагрузок $M = 92,8$ кНм. Размеры сечения $h = 22$ см, $b'_f = 161$ см, $b = 33,8$ см, $h'_f = 3,05$ см. Минимальный защитный слой для конструкций в закрытых помещениях при нормальной влажности принимается не менее 20 мм. Расстояние от центра тяжести арматуры до растянутой грани $a \geq 20 + \emptyset/2$. Предполагаемый диаметр арматуры $\emptyset = 20$ мм, тогда $a = 3$ см, рабочая высота сечения $h_0 = 19$ см.

Расчет прочности выполняется в предположении, что расчетной сжатой ненапрягаемой арматуры не требуется ($A_{sc} = 0$); уровень преднапряжения при коэффициенте точности натяжения $\gamma_{sp} = 0,9$ и с учетом всех потерь равен $\sigma_{sp} / R_s \approx 0,755$.

Величина напряжений обжатия $\sigma_{sp} = 0,755 R_s = 0,755 \cdot 520 = 392,6$ МПа.

Расчетной схемой для расчета нормальных сечений плиты является шарнирно опертая балка таврового профиля с полкой в сжатой зоне $M = 92,8$ кНм.

Проверяется положение нейтральной оси

$$R_b \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (h_0 - h'_f / 2) = 19,5 \cdot 10^3 \cdot 1,61 \cdot 0,0305 \cdot (0,19 - 0,0305 / 2) = 167,33 \text{ кНм} > M = 92,8 \text{ кНм}.$$

Граница сжатой зоны проходит в полке, сечение рассчитывается как прямоугольное с размерами $b'_f = 1,61$ м, $h'_f = 0,0305$ м, $h_0 = 0,19$ м.

Вычисляется табличный коэффициент α_m

$$\alpha_m = M / R_b b'_f h_0^2 = 92,8 / 19,5 \cdot 10^3 \cdot 1,61 \cdot 0,192 = 0,1539$$

Граничная высота сжатой зоны бетона при $\sigma_{sp} / R_s \approx 0,75$ и арматуре А600

$$\xi_R = 0,44;$$

$$\alpha_R = \xi_R \cdot (1 - \xi_R / 2) = 0,44 \cdot (1 - 0,44 / 2) = 0,343.$$

Проверяется выполнение условия $\alpha_m = 0,1539 < \alpha_R = 0,343$, следовательно, сжатой арматуры не требуется и сечение рассчитывается с одиночной арматурой.

Вычисляется относительная высота сжатой зоны

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,1539} = 0,168;$$

$$\xi / \xi_R = 0,168 / 0,44 = 0,3818.$$

Так как условие $\xi \leq \xi_R$ соблюдается, расчетное сопротивление напрягаемой арматуры R_s можно увеличить путем умножения на коэффициент условий работы γ_{s3} , учитывающий увеличение сопротивления напрягаемой арматуры выше условного предела текучести

$$\gamma_{s3} = 1,25 - 0,25 \cdot \xi / \xi_R = 1,25 - 0,25 \cdot 0,3818 = 1,15 > 1,1.$$

Принимаем $\gamma_{s3} = 1,1$.

Требуемая площадь растянутой напрягаемой арматуры

$$A_{sp} = \frac{\xi R_b b_f h_0}{\gamma_{s3} R_s} = \frac{0,168 \cdot 19,5 \cdot 10^3 \cdot 1,61 \cdot 0,19}{1,1 \cdot 520 \cdot 10^3} = 0,00131083 \text{ м}^2 = 13,11 \text{ см}^2.$$

По сортаменту выпускаемой стали определяются диаметр и необходимое количество стержней. Принимаем 5Ø20 А600, $A_{sp} = 15,71 \text{ см}^2$.

В многопустотных плитах в соответствии с [9] наибольшее расстояние между осями стержней продольной арматуры должно быть не более $2h(2 \cdot 220 = 440 \text{ мм})$ и не более 400 мм. В нашем случае это расстояние равно $(1640 - 2 \cdot 40)/4 = 390 < 400 \text{ мм}$. Условие выполняется. Здесь 40 мм, расстояние от боковой поверхности плиты понизу до оси крайнего продольного стержня.

Расчет прочности наклонных сечений плиты

В соответствии с [9] в многопустотных плитах высотой менее 300 мм, на участках, где поперечная сила воспринимается только бетоном, поперечную арматуру можно не устанавливать. Выполним проверочный расчет.

Исходные данные. Расчетная поперечная сила на опоре $Q = 72,22 \text{ кН}$, расчетная полная нагрузка $q = 10,67 \text{ кН/м}$, временная часть нагрузки $q_v = 3,96 \text{ кН/м}$, $R_b = 19,5 \text{ МПа}$ ($19,5 \cdot 10^3 \text{ кН/м}^2$), $R_{bt} = 1,3 \text{ МПа}$ ($1,3 \cdot 10^3 \text{ кН/м}^2$), поперечная и продольная арматура каркасов - проволока класса В500 диаметром 4 мм, $R_{sw} = 300 \text{ МПа}$ ($300 \cdot 10^3 \text{ кН/м}^2$); площадь одного поперечного стержня $0,126 \text{ см}^2$ ($F_{sw} = n f_{sw} = 5 \cdot 0,126 = 0,63 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$), $h_0 = 0,19 \text{ м}$, $b = 0,338 \text{ м}$, уровень предварительных напряжений в арматуре $\sigma_{sp} = 525 \text{ МПа}$.

Расчет производится из условия прочности наклонного сечения

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}$$

где Q - поперечная расчетная сила в рассматриваемом сечении;

Q_b - поперечная сила, воспринимаемая бетоном;

Q_{sw} - поперечная сила, воспринимаемая хомутами.

Вычисляем поперечную силу, воспринимаемую бетоном Q_b

$$Q_b = M_b / c$$

$$M_b = 1,5\varphi_n R_{bt} b h_0^2 = 1,5 \cdot 1,5632 \cdot 1,3 \cdot 10^3 \cdot 0,338 \cdot 0,19^2 = 37,2 \text{ кНм.}$$

Предварительно назначается усилие преднапряжения с учетом всех потерь

$$P = \sigma_{sp} \cdot A_{sp} = 392,6 \cdot 10^3 \cdot 15,71 \cdot 10^{-4} = 824,775 \approx 824,8 \text{ кН.}$$

Вычисляется коэффициент, учитывающий влияние предварительного напряжения на прочность наклонного сечения

$$\varphi_n = 1 + 1,6 \cdot (P / R_b A_1) - 1,16 \cdot (P / R_b A_1)^2 = 1 + 1,6 \cdot 0,5688 - 1,16 \cdot 0,5688^2 = 1,5632,$$

где A_1 - площадь бетонного сечения без учета свесов сжатой полки

$$A_1 = b h = 0,338 \cdot 0,22 = 0,07436 \text{ м}^2;$$

$$P / R_b A_1 = 824,8 / 19,5 \cdot 10^3 \cdot 0,07436 = 0,5688.$$

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{37,2}{8,69}} = 1,41 \text{ м.}$$

Нагрузка приводится к эквивалентной равномерно распределенной и определяется в соответствии с формулой (28).

$$q_1 = q - 0,5q_v = 10,67 - 0,5 \cdot 3,96 = 8,69 \text{ кН/м.}$$

Невыгоднейшее расположение проекции наклонного сечения c при действии эквивалентной равномерно распределенной нагрузки определяется по формуле

$c = \sqrt{M_b} / q_1$. При этом должны выполняться условия:

$$h_0 < c < 3h_0;$$

$$h_0 = 19 \text{ см} < c = 141 \text{ см} < 3h_0 = 57 \text{ см.}$$

Верхнее условие не выполняется.

Принимаем $c = 0,57$ м и вычисляем Q_b .

$$Q_b = M_b / c = 37,2 / 0,57 = 65,26 \text{ кН}$$

При вычислении Q_b должны выполняться условия

$$Q_{b,\max} \geq Q_b \geq Q_{b,\min};$$

$$Q_b = 65,26 \text{ кН} \geq Q_{b,\min} = 0,5 R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,5 \cdot 1,3 \cdot 10^3 \cdot 0,338 \cdot 0,19 = 41,74 \text{ кН};$$

$$Q_b = 65,26 \text{ кН} \leq Q_{b,\max} = 2,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 2,5 \cdot 1,3 \cdot 10^3 \cdot 0,338 \cdot 0,19 = 208,72 \text{ кН.}$$

Условия выполняются, для дальнейших расчетов принимаем $Q_b = 65,26$ кН.

Вычисляем силу, воспринимаемую хомутами Q_{sw}

Усилие Q_{sw} определяется по формуле $Q_{sw} = 0,75q_{sw}c_0$ в зависимости от величины

$$Q_{s1} = 2\sqrt{M_b} \cdot q_1 = 2 \cdot \sqrt{37,2} \cdot 8,69 = 52,75 \text{ кН.}$$

Проверяем условие

$$Q_{s1} = 52,75 \text{ кН} < \varphi_n R_{bt} b h_0 = 1,5632 \cdot 1,3 \cdot 10^3 \cdot 0,338 \cdot 0,19 = 130,51 \text{ кН.}$$

Требуемая интенсивность хомутов q_{sw} определяется по формуле

$$q_{sw} = (Q_{\max} - Q_{b,\min} - 3h_0 q_1) / 1,5h_0 = (72,22 - 52,75 - 3 \cdot 0,19 \cdot 18,7) / 1,5 \cdot 0,19 = 30,92 \text{ кН/м}$$

Хомуты учитываются в расчете, если соблюдается условие

$$q_{sw} = 30,92 \text{ кН/м} \geq 0,25\varphi_n R_{bt} b = 0,25 \cdot 1,5632 \cdot 1,3 \cdot 10^3 \cdot 0,338 = 171,72 \text{ кН.}$$

Условие не выполняется, поперечную арматуру устанавливаем по конструктивным требованиям.

В пространстве между пустотами, где располагаются продольные стержни, устанавливаем конструктивную поперечную арматуру в виде отдельных каркасов длиной $l/4$ пролета плиты из проволоки В500 диаметром 4 мм с шагом 150 мм.

Расчет плиты по предельным состояниям второй группы

Для расчетов плиты по предельным состояниям второй группы необходимо вычислить геометрические характеристики расчетного сечения.

Площадь поперечного сечения бетона

$$A = b' h - n \pi d^2 / 4 = 16 \cdot 122 - 8 \cdot 3,14 \cdot 15,9^2 / 4 = 1954 \text{ см}^2 = 0,1954 \text{ м}^2.$$

где n - число пустот в сечении плиты

Коэффициент приведения

$$\alpha = E_s / E_b = 20 \cdot 10^4 / 3,45 \cdot 10^4 = 5,8$$

Круглое очертание пустот заменяем квадратными с равным моментом инерции. Сторона квадрата $\alpha \approx 0,9d$

$$\alpha = 0,9d = 0,9 \cdot 15,9 = 14,31 \text{ см.}$$

Толщина полок расчетного эквивалентного сечения

$$h'_f = f_f = (22 - 14,31) / 2 = 3,85 \text{ см.}$$

Ширина ребра $b = 161 - 8 \cdot 14,31 = 46,52 = \text{см.}$

Ширина пустот $161 - 46,52 = 114,48 \text{ см.}$

Площадь приведенного сечения

$$A_{red} = 161 \cdot 22 - 114,48 \cdot 14,31 = 1904 \text{ см}^2 = 0,1904 \text{ м}^2.$$

(влиянием A_s пренебрегаем ввиду малости величины αA_s .

Расстояние от нижней грани до центра тяжести приведенного сечения

$$y_0 = h / 2 = 11 \text{ см;}$$

Момент инерции сечения (симметричного)

$$J_{red} = \frac{161 \cdot 22^3}{12} - \frac{114,48 \cdot 14,31^3}{12} = 114905 \text{ см}^4 = 114905 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4.$$

Моменты сопротивления сечения по нижней и верхней зоне равны

$$W_{red} = W'_{red} = J_{red} / y_0 = 114905 / 11 = 10446 \text{ см}^3.$$

Упругопластический момент по растянутой зоне для расчетов в стадии эксплуатации $W_{p1} = \gamma \cdot W_{red} = 1,3 \cdot 10446 = 135584 = 13584 \text{ см}^3 = 0,013584 \text{ м}^3.$

Коэффициент γ определяется для двутаврового симметричного сечения при $2 < b'_f / b = b_f / b = 161 / 46,52 = 3,46 < 6$. По табл. 11 приложения 2 $\gamma = 1,25$.

Для расчетов в стадии изготовления

$$W'_{p1} = \gamma \cdot W'_{red} = 1,25 \cdot 10446 = 13058 \text{ см}^3 = 0,013058 \text{ м}^3.$$

Установление уровня предварительного натяжения арматуры

Уровень предварительного напряжения для горячекатаной и электротермически упроченной арматуры назначается так, чтобы соблюдались условия

$$\sigma_{sp} \leq 0,9R_{s,ser} ; \sigma_{sp} \geq 0,3R_{s,ser} .$$

Коэффициент точности натяжения арматуры (учет возможных отклонений) при определении потерь предварительного натяжения и расетах по второй группе предельных состояний принимается равным $\gamma_{sp} = 1,0$.

Предварительно назначим уровень преднапряжения 80% от R_{sn} арматуры А800.

$$\sigma_{sp} = 0,8R_{sn} = 0,8 \cdot 600 = 480 \text{ МПа.}$$

Определение потерь предварительного напряжения арматуры

Расчет потерь ведется при коэффициенте точности натяжения арматуры $\gamma_p = 1$ [9].

Первые потери

$\Delta\sigma_{sp1}$ - **потери от релаксации напряжений** в стержневой арматуре при электротермическом способе натяжения

$$\Delta\sigma_{sp1} = 0,1\sigma_{sp} - 20 = 0,1 \cdot 480 - 20 = 28,0 \text{ МПа;}$$

$\Delta\sigma_{sp2}$ - **потери от температурного перепада** между натянутой арматурой и упорами равны нулю, так как форма пропаривается в пропарочной камере вместе с изделием, $\Delta\sigma_{sp2} = 0$;

$\Delta\sigma_{sp3}$ - **потери от деформации формы** в расчетах не учитываются, так как уже учтены в расчете удлинений арматуры, $\Delta\sigma_{sp3} = 0$;

$\Delta\sigma_{sp4}$ - **потери от деформации анкеров** при механическом способе натяжения $\Delta\sigma_{sp4} = \Delta l/l \cdot E_s = 4,25/6700 \cdot 200000 = 128,8 \text{ МПа}$

$$\Delta l = 1,25 + 0,15d = 1,25 + 0,15 \cdot 20 = 4,25 \text{ мм} \quad l = 5,6 + 1 = 6,6 \text{ м.}$$

Суммарные первые потери преднапряжения

$$\Delta\sigma_{sp(1)} = \Delta\sigma_{sp1} + \Delta\sigma_{sp2} + \Delta\sigma_{sp3} + \Delta\sigma_{sp4} = 28 + 0 + 0 + 128,8 = 156,8 \text{ МПа.}$$

Начальное усилие обжатия с учетом первых потерь

$$P_1 = A_{sp} (\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)}) = 15,71 \cdot 10^{-4} (480 - 156,8) \cdot 10^3 = 733,97 \text{ кН.}$$

Вторые потери

$\Delta\sigma_{sp5}$ - **потери от усадки бетона, подвергнутого ТБО.**

Для бетонов В35 и ниже относительная деформация усадки бетона $\varepsilon_{b,sh} = 0,0002$

$$\Delta\sigma_{sp5} = \varepsilon_{b,sh} \cdot E_s = 0,0002 \cdot 20 \cdot 10^4 = 40 \text{ МПа.}$$

Для определения потерь от ползучести бетона необходимо предварительно вычислить напряжения в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры с учетом разгружающего момента от собственного веса плиты в стадии обжатия.

Максимальное сжимающее напряжение в бетоне при обжатии силой P_1 на уровне крайнего нижнего волокна, $y = 0,11$ м, без учета влияния собственного веса плиты

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 \cdot e_{op} \cdot y_0}{J_{red}} = \frac{733,97 \cdot 10^3}{1904 \cdot 10^{-4}} + \frac{733,97 \cdot 10^3 \cdot 0,08 \cdot 0,11}{114905 \cdot 10^{-8}} = 4,41 \text{ МПа.}$$

Согласно [6], передаточная прочность бетона R_{bp} назначается не менее 15 МПа и не менее 50% прочности от класса бетона. Принимаем $R_{bp} = 20$ МПа. Сжимающие напряжения в бетоне от силы P_1 в стадии предварительного обжатия не должны превышать 90% от передаточной прочности R_{bp} .

$$\sigma_{bp} = 4,41 \text{ МПа} < 0,9 R_{bp} = 0,9 \cdot 20 = 18 \text{ МПа.}$$

Требование выполняется.

Определим напряжения в бетоне с учетом разгружающих напряжений от веса плиты на уровне центра тяжести продольной арматуры, то есть при $y_0 = e_{op} = 0,08$ м. Из табл. 1 нагрузка от веса 1 м^2 плиты принята 3000 Н. Изгибающий момент от собственного веса плиты вычислен при расчетном пролете $l_0 = 5,66$ м.

$$M_{cs} = \frac{3,0 \cdot 1,64 \cdot 5,14^2}{8} = 16,25 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{(P_1 \cdot e_{op} - M_{\bar{n}\bar{a}}) \cdot e_{op}}{J_{red}} =$$

$$= \frac{733,97 \cdot 10^3}{1904 \cdot 10^{-4}} + \frac{(733,97 \cdot 10^3 \cdot 0,08 - 16250) \cdot 0,08}{114905 \cdot 10^{-8}} = 3,62 \text{ МПа}$$

$\Delta\sigma_{sp6}$ - потери от ползучести арматуры

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0,8\alpha\varphi_{b,cr}\sigma_{bp}}{1 + \alpha\mu_{sp} \left(1 + \frac{y_{sp}^2 A_{red}}{I_{red}} \right) (1 + 0,8\varphi_{b,cr})} =$$

$$= \frac{0,8 \cdot 6,2 \cdot 1,5 \cdot 3,62 \cdot 10^3}{1 + 5,8 \cdot 0,008 \left(1 + \frac{0,11^2 \cdot 1904 \cdot 10^{-4}}{114905 \cdot 10^{-8}} \right) (1 + 0,8 \cdot 1,5)} \approx 26,83 \text{ МПа,}$$

где α - коэффициент приведения $\alpha = E_s / E_b = 5,8$, эксцентриситет силы обжатия P_1 относительно центра тяжести приведенного сечения

$$e_{sp} = y_0 - a = 11,0 - 3 = 8,0 \text{ см} = 0,08 \text{ м};$$

μ_{sp} - коэффициент армирования сечения (без учета ненапрягаемых стержней)

$$\mu_{sp} = A_{sp} / A = 15,71 / 1954 = 0,00804 \approx 0,008;$$

$\varphi_{b,cr}$ - коэффициент ползучести бетона $\varphi_{b,cr} = 1,5$; находится по табл. 10 приложения для бетона В35 и влажности среды 40-75% .

Суммарные вторые потери

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6} = 40 + 26,83 = 66,83 \text{ МПа.}$$

Полные потери

$$\Delta\sigma_{sp} = \Delta\sigma_{sp(1)} + \Delta\sigma_{sp(2)} = 156,8 + 66,83 = 223,63 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа.}$$

Принимаем полные потери

$$\Delta\sigma_{sp} \approx 223,63 \text{ МПа.}$$

Напряжения в напрягаемой арматуре после проявления всех потерь

$$\Delta\sigma_{sp2} = 480 - 223,63 = 256,37 \text{ мПа.}$$

Усилие обжатия с учетом полных потерь

$$P_2 = 15,71 \cdot 10^{-4} \cdot 256,37 \cdot 10^3 \approx 628,98 \text{ кН.}$$

Расчет плиты по предельным состояниям второй группы

Расчет трещиностойкости плиты

Исходные данные. Расчет по образованию трещин необходим для проверки элементов по раскрытию трещин. Так как к плите предъявляют требования, соответствующие 3-й категории трещиностойкости, коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$, и соответственно расчетный момент равен нормативному $M_n = 77,71 \text{ кНм}$, момент сопротивления приведенного сечения по нижней зоне $W_{red} = 0,010446 \text{ см}^3$, $W_{p1} = 0,013584 \text{ м}^2$, усилие обжатия с учетом полных потерь $P_2 = 628,98 \text{ кН}$, эксцентриситет силы обжатия $e_{op} = 0,08 \text{ м}$, расстояние до ядровой точки $r = W_{red} / A_{red} = 0,010446 / 0,1904 = 0,055 \text{ м} = 5,5 \text{ см}$.

Условие необразования трещин в стадии эксплуатации

$$M_n < M_{crc},$$

Момент, соответствующий образованию трещин M_{crc} , определяем по приближенному способу ядерных моментов

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} + M_{rp},$$

где $M_{rp} = P_2(e_{op} + r)$;

$$M_{rp} = 628,98 \cdot (0,08 + 0,055) = 84,91 \text{ кНм};$$

$$R_{bt,ser} W_{pl} = 1,95 \cdot 10^3 \cdot 0,013584 \text{ м}^2 = 26,5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$M_{crc} = 26,5 + 84,91 = 111,41 \text{ кНм} > M_n = 77,71 \text{ кНм}.$$

Условие выполняется, трещины в растянутой зоне не образуются.

Расчет прогибов плиты

Расчет по прогибам производят из условия

$$f \leq f_{ult},$$

где f - прогиб от внешней нагрузки;

f_{ult} - предельно допустимый прогиб.

Для элементов постоянного сечения, работающих как свободно опертые или консольные балки, прогиб допускается определять по формуле

$$f = Sl_0^2 \left(\frac{1}{\rho} \right),$$

где $\left(\frac{1}{\rho} \right)$ - полная кривизна в сечении с наибольшим моментом.

Для участков с трещинами в растянутой зоне

$$\left(\frac{1}{\rho} \right) = \left(\frac{1}{\rho} \right)_1 - \left(\frac{1}{\rho} \right)_2 + \left(\frac{1}{\rho} \right)_3,$$

где $\left(\frac{1}{\rho} \right)_1$ - кривизна от непродолжительного действия всей нагрузки;

$\left(\frac{1}{\rho} \right)_2$ - кривизна от непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок;

$\left(\frac{1}{\rho}\right)_3$ - кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок;

S - табличный коэффициент, принимаемый по табл. 12 приложения 5.

Для участков без трещин в растянутой зоне

$$\frac{1}{\rho} = \left(\frac{1}{\rho}\right)_1 + \left(\frac{1}{\rho}\right)_2,$$

где $\left(\frac{1}{\rho}\right)_1$ - кривизна от непродолжительного действия кратковременных нагрузок.

$\left(\frac{1}{\rho}\right)_2$ - кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок.

Кривизна от непродолжительного действия всей нагрузки $(1/\rho)_1$,

Исходные данные. Действующий момент от полной нормативной нагрузки $M_n = 77,71$ кНм, $h_o = 19$ см, $h'_f = 3,85$ см, $b = 46,5$ см, $A_{sp} = 15,71$ см², $R_{b,ser} = 25,5$ МПа, $R_{bt,ser} = 1,95$ МПа, $P_2 = 628,98$ кН.

Для элементов прямоугольного таврового и двутаврового профилей допускается вычислять кривизну по упрощенной формуле при выполнении условий:

$$h'_f = 3,85 \text{ см} \leq 0,3h_o = 0,3 \cdot 19 = 5,7 \text{ см, условие выполняется;}$$

$$a'_s = 0 \leq 0,2h_o = 0,2 \cdot 19 = 3,8 \text{ см, условие выполняется.}$$

Кривизну вычисляем по упрощенной формуле в предположении, что $f \leq f_{ult}$, принимая $\psi_s = 1$.

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_1 = \frac{M_n}{\varphi_c b h_o^3 E_{b,red}} = \frac{77,71}{0,435 \cdot 0,465 \cdot 0,19^3 \cdot 1,7 \cdot 10^7} = 0,0033 \text{ м}^{-1}.$$

где φ_c - определяется по табл. 21 приложения:

$$\varphi_f = 0,504 \text{ из предыдущего раздела;}$$

$$e_s = 77,71 / 305,1 = 0,2547 ;$$

$$e_s / h_0 = 0,2547 / 0,19 \approx 1,34.$$

Вспомогательные коэффициенты

$$E_{b,red} = R_{b,ser} / \varepsilon_{b1,red} = 25,5 \cdot 10^3 / 15 \cdot 10^{-4} = 1,7 \cdot 10^7 \text{ кН/м}^2,$$

$$\alpha_{s2} = \alpha_{s1} = E_s / E_{b,red} = 20 \cdot 10^7 / 1,7 \cdot 10^7 = 11,76,$$

$$\mu = A_{sp} / bh_0 = 15,71 \cdot 10^{-4} / (46,5 \cdot 19) = 0,064;$$

По табл. 21 приложения находим $\varphi_c = 0,435$ и вычисляем кривизну.

Кривизна от непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок $(1/\rho)_2$

Исходные данные. Действующий момент от постоянной и длительной нормативной нагрузки $M_{n,\partial l} = 69,94 \text{ кНм}$, $h_0 = 19 \text{ см}$, $b = 46,2 \text{ см}$, $E_s = 20 \cdot 10^7 \text{ кН/м}^2$, $E_b = 34,5 \cdot 10^7 \text{ кН/м}^2$, $A_s = 15,71 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$, $P_2 = 628,98 \text{ кН}$, $R_{b,ser} = 25,5 \text{ МПа}$, $R_{bt,ser} = 1,95 \text{ МПа}$, $M_{rp} = 84,91 \text{ кНм}$, $h'_f = 3,85 \text{ см}$, $\varphi_f = 0,504$, $E_{b,red} = 1,7 \cdot 10^7 \text{ кН/м}^2$, $\mu\alpha_{s2} = 0,7526$, $e_s = 69,94 / 305,1 = 0,229$; $e_s / h_0 = 0,229 / 0,19 = 1,205$. По табл. 21 приложения $\varphi_c = 0,46$.

Вычисляем кривизну по упрощенной формуле

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_2 = \frac{M_{n,\partial l}}{\varphi_c b h_0^3 E_{b,red}} = \frac{69,94}{0,46 \cdot 0,465 \cdot 0,19^3 \cdot 1,7 \cdot 10^7} = 0,0028 \text{ м}^{-1}.$$

Кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок $(1/\rho)_3$

Исходные данные. $M_{n,\partial l} = 69,94 \text{ кНм}$, $h_0 = 19 \text{ см}$, $b = 46,2 \text{ см}$, $P_2 = 628,98 \text{ кН}$, $\varphi_f = 0,504$, $\varepsilon_{b1,red} = 15 \cdot 10^{-4}$, $e_s / h_0 \approx 1,205$, $\mu = 0,0064$, $E_{b,red} = R_{b,ser} / \varepsilon_{b1,red} = 25,5 \cdot 10^3 / 15 \cdot 10^{-4} = 1,7 \cdot 10^7 \text{ кН/м}^2$, $\alpha_{s2} = \alpha_{s1} = E_s / E_{b,red} = 20 \cdot 10^7 / 1,7 \cdot 10^7 = 11,76$, $\mu\alpha_{s2} = 0,0064 \cdot 25,3 = 0,16$.

По табл. 21 приложения (при значениях $\varphi_f = 0,504$; $e_s / h_0 \approx 1,205$; $\mu\alpha_{s2} = 0,75$) находим $\varphi_c = 0,46$.

Вычисляем кривизну по упрощенной формуле

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_3 = \frac{M_n}{\varphi_c b h_0^3 E_{b,red}} = \frac{69,94}{0,46 \cdot 0,465 \cdot 0,19^3 \cdot 1,7 \cdot 10^7} = 0,0048 \text{ м}^{-1}.$$

Полная кривизна

$$\left(\frac{1}{\rho}\right) = \left(\frac{1}{\rho}\right)_1 - \left(\frac{1}{\rho}\right)_2 + \left(\frac{1}{\rho}\right)_3 = 0,0033 - 0,0028 + 0,0048 = 0,0053 \text{ м}^{-1}.$$

Прогиб плиты

$$f = S \frac{1}{\rho} l_0^2 = \frac{5}{48} \cdot 0,0053 \cdot 5,14^2 = 0,014 \text{ м}.$$

Предельный нормативный прогиб f_{ult} при пролете элемента 6 м

$$f_{ult} = l / 200 = 5,14 / 200 = 0,0257 \text{ м} \approx 2,6 \text{ см},$$

$$f = 1,4 \text{ см} < f_{ult} = 2,6 \text{ см}.$$

Условие удовлетворяется.

Расчет монтажной петли

Вес плиты при ее подъеме может быть передан на три петли. Нагрузка на одну петлю с учетом максимально допустимого по нормам угла развода строп 90° ($1 / \sin 45^\circ = 1 / 0,707 \approx 1,4$) равна

$$N = G \cdot 1,4 / 3 = 3,0 \cdot 1,64 \cdot 5,68 \cdot 1,4 / 3 = 13,04 \text{ кН}.$$

Учитывая коэффициент динамичности при подъеме, равный 1,4, и что усилие воспринимается одной ветвью петли, находим ее сечение

$$A_s = 1,4 \cdot 13,04 / 215 \cdot 10^3 = 0,85 \cdot 10^4 \text{ м}^2 \approx 0,85 \text{ см}^2.$$

Принимаем монтажные петли из арматуры $\varnothing 12$ А240 с $A_\phi = 1,13 \text{ см}^2$, сталь марки ВСтЗспб.

Базовая длина заделки петли из условия ее надежного заанкеривания при прочности бетона в момент первого подъема ($R_b = 11,5 \text{ МПа}$)

$$l_{\dot{a}t} = R_s A_s / R_{bond} u_s = 215 \cdot 10^3 \cdot 1,13 \cdot 10^4 / 1875 \cdot 3,14 \cdot 0,012 = 0,344 \text{ м}.$$

$$R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{bt} = 2,5 \cdot 1,0 \cdot 0,75 \cdot 10^3 = 1875 \text{ кН/м}^2.$$

Фактическая длина заделки

$$l_{анобр} A_s / A_\phi = 0,344 \cdot 0,85 / 1,13 = 0,259 \text{ м.}$$

В любом случае фактическую длину анкеровки принимают не менее $15d = 15 \cdot 1,2 = 180 \text{ мм}$ и не менее 200 мм .

Окончательная длина анкеровки принята 260 мм с глубиной заделки $h_e = 190 \text{ мм}$.

7.2 Вывод

Таблица 1. Сравнительный анализ

Вид арматуры	$A_{sp}^{тр}, \text{мм}^2$	$A_{sp,f}, \text{мм}^2$	$a_{срс}, \text{мм}$	$f, \text{мм}$
A600	1311	1571	0	14
BP1200	901	906	0	12

По результатам сравнительного анализа полученных расчетных параметров (см. табл. 1) выше рассмотренных двух видов рабочей напрягаемой арматуры (классов А600 и ВР1200) можно сделать вывод, что в качестве оптимального вида рабочей арматуры для многопустотной плиты перекрытия следует рекомендовать ВР1200. (Плита перекрытия с арматурой ВР1200 рассчитывалась в разделе №2 «Конструктивном разделе»)

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1 СП 42.13330.2011 Градостроительство, планировка и застройка городских и сельских населений;

2 СП 44.13330.2011 Бетонные и железобетонные конструкции. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 : утв. Мин-ом регионального развития Рос. Федерации 29.12.11 : действует с 01.01.12. – М.: Минрегион России, 2012. – 38 с.;

3 СП 47.13330.2012 Инженерные изыскания для строительства. Основные положения». Актуализированная редакция СНиП 11-02-96;

4 СП 48.13330.2011 Организация строительства. Актуализированная редакция СНиП 12-01-2004 Минрегион России, введ. 2011. //Справочно-правовая система «Гарант» [Электронный ресурс] /НПП «Гарант-Сервис».- Послед.обновление: 16.05.2015;

5 СП 50-101-2004 Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений;

6 СП 50.13330.2012 Тепловая защита зданий. Актуализированная редакция СНиП 23-02-2003 Минрегион России, введ. 2012-01-01. //Справочно-правовая система «Гарант» [Электронный ресурс] /НПП «Гарант-Сервис».- Послед.обновление: 16.05.2015;

7 СП 51.133330.2011 «Защита от шума» Актуализированная редакция СНиП 23-03-2003;

8 СП 52-103-2007 Железобетонные монолитные конструкции зданий;

9 СП 52.13330.2011 Естественное и искусственное освещение. Актуализированная редакция СНиП 23-05-95*/ Минрегион России, введ. 2011-05-20. – М.: ОАО «ЦПП», 2011. – 68 с.;

10 СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003;

11 СП 70.13330.2012 Несущие и ограждающие конструкции актуализированная редакция СНиП 3.03.01-87/ Минрегион России, действует с 2013-01-01. – М.: ФАУ «ФЦС», 2012. – 293 с.;

12 СП 118.13330.2012 Общественные здания и сооружения. Актуализированная редакция СНиП 31-06-2009/ Минрегион России, введ. 2013-01-01. – М.: ОАО «Институт общественных зданий», 2012. – 77с.;

13 СП 131.13330.2012 Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23-01-99*Минрегион России, введ. 2013-01-01. //Справочно-правовая система «Гарант» [Электронный ресурс] /НПП «Гарант-Сервис».- Послед.обновление: 16.05.2015;

14 СТО АСЧМ 20-93 Прокат стальной сортовой фасонного профиля. Двутавры горячекатаные с параллельными гранями полок. Технические условия;

15 Технический отчет об инженерно-геологических изысканиях на участке шифр: И-106-14 от 19.05.2014 ОАО "Пензенский Трест Инженерно-строительных изысканий;

16 Технический отчет по инженерно-экологическим изысканиям для разработки проектной документации строительства объекта в мкр. «Шуист» в г. Пензе ОАО «ПензТИСИЗ» май-июль 2014 г.;

17 Пособие по определению пределов огнестойкости конструкции, пределов распространения огня по конструкциям и групп возгораемости материалов (к СНиП II-2-80)", ЦНИИСК им. Кучеренко. Москва 1985 г.;

18 Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01–84). Ч. I . Ч. II – М.:ЦИТП, 1986;

19 ЕНиР. Сборник Е4. Монтаж сборных и устройство монолитных железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1986. - 70 с.;

20 Технологическая карта на возведение монолитных конструкций жилых и общественных зданий. – М.: АОЗТ ЦНИИОМТП, 2004. - 68 с.;

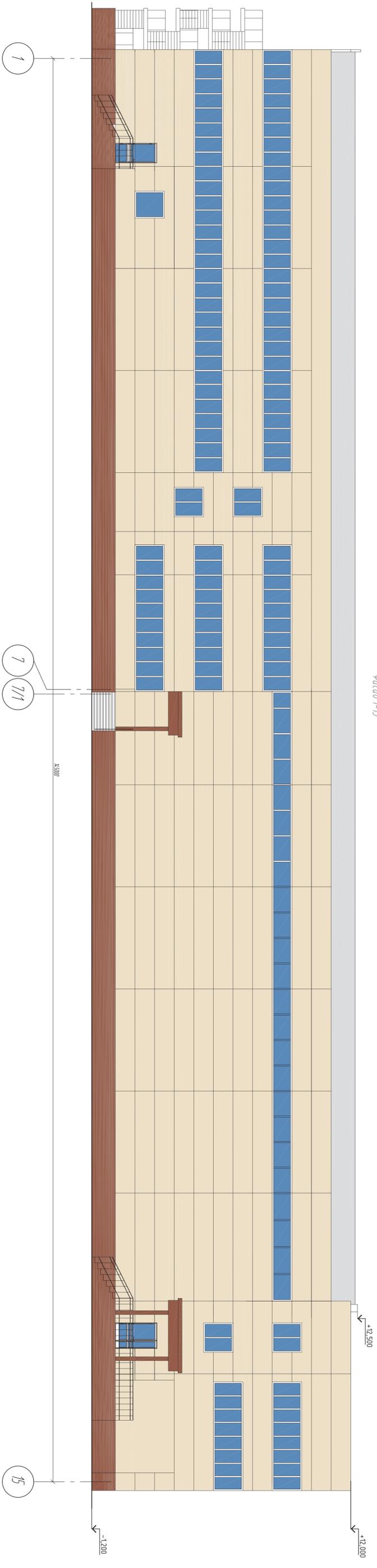


Схема организации земельного участка



Технико-экономические показатели генплана

№ п/п	Наименование	Значение
1	Общая площадь территории	9,56 га
2	Площадь застройки	3,96 га
3	Площадь застройки зданиями	6,34 га
4	Площадь под автодорогами	4,32 м
5	Площадь озеленения	3,3 га
6	Процентность автодорог	0,98 км
7	Коэффициент застройки	0,414
8	Коэффициент озеленения	0,34
9	Коэффициент использования территории	66%

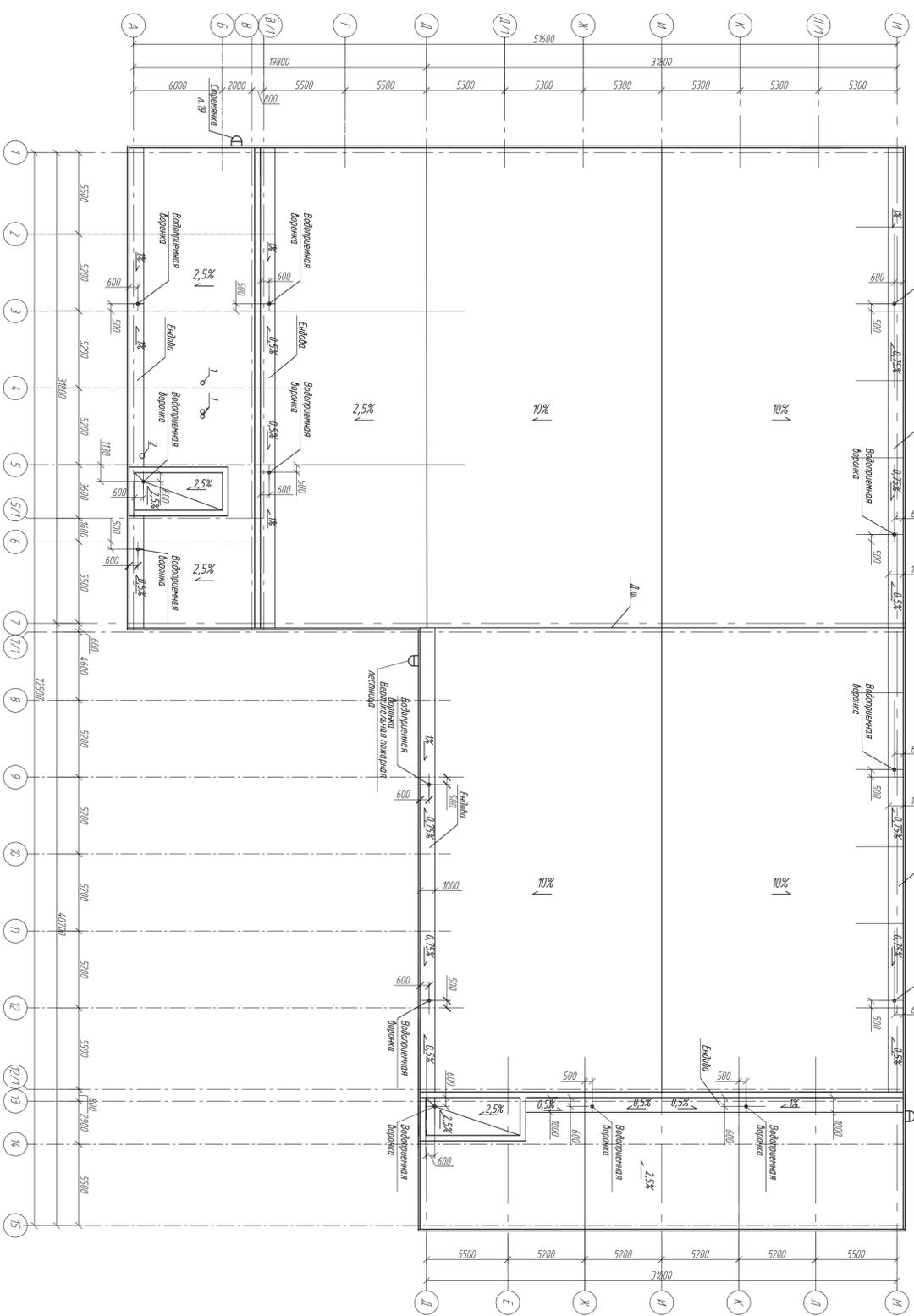
Ведомость площадок и типов форм архитектурных

№ п/п	Наименование	Значение
1	Проектируемое здание	
2	Смотровая	
3	Вспомогательный цех	
4	Автозаправочная станция	
5	Площадка для отдыха	
6	Административно-бытовое здание	

Условные обозначения

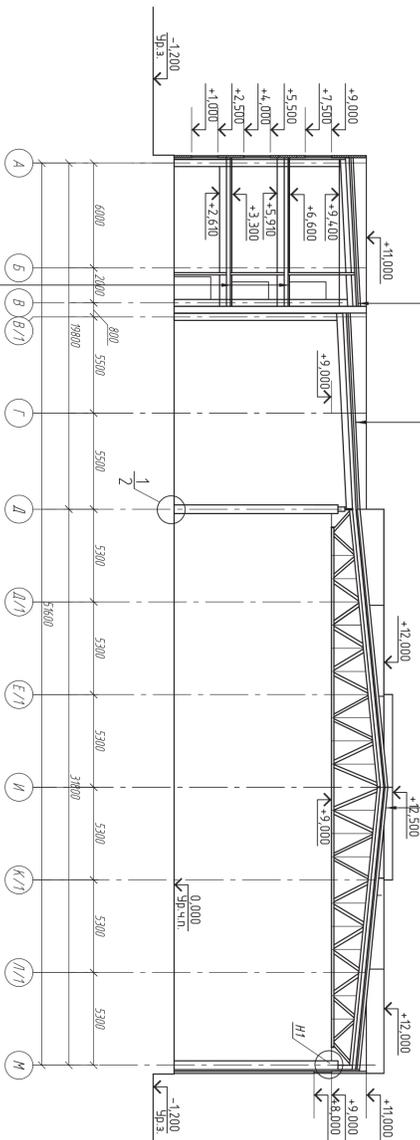
	лиственные деревья
	хвойные деревья
	кустарники и заросли
	газон

№ п/п	Наименование	Значение
1	Архитектор	Колесников Д.В.
2	Инженер	Савельев А.В.
3	Инженер	Савельев А.В.
4	Инженер	Савельев А.В.
5	Инженер	Савельев А.В.
6	Инженер	Савельев А.В.
7	Инженер	Савельев А.В.
8	Инженер	Савельев А.В.
9	Инженер	Савельев А.В.
10	Инженер	Савельев А.В.
11	Инженер	Савельев А.В.
12	Инженер	Савельев А.В.
13	Инженер	Савельев А.В.
14	Инженер	Савельев А.В.
15	Инженер	Савельев А.В.
16	Инженер	Савельев А.В.
17	Инженер	Савельев А.В.
18	Инженер	Савельев А.В.
19	Инженер	Савельев А.В.
20	Инженер	Савельев А.В.
21	Инженер	Савельев А.В.
22	Инженер	Савельев А.В.
23	Инженер	Савельев А.В.
24	Инженер	Савельев А.В.
25	Инженер	Савельев А.В.
26	Инженер	Савельев А.В.
27	Инженер	Савельев А.В.
28	Инженер	Савельев А.В.
29	Инженер	Савельев А.В.
30	Инженер	Савельев А.В.
31	Инженер	Савельев А.В.
32	Инженер	Савельев А.В.
33	Инженер	Савельев А.В.
34	Инженер	Савельев А.В.
35	Инженер	Савельев А.В.
36	Инженер	Савельев А.В.
37	Инженер	Савельев А.В.
38	Инженер	Савельев А.В.
39	Инженер	Савельев А.В.
40	Инженер	Савельев А.В.
41	Инженер	Савельев А.В.
42	Инженер	Савельев А.В.
43	Инженер	Савельев А.В.
44	Инженер	Савельев А.В.
45	Инженер	Савельев А.В.
46	Инженер	Савельев А.В.
47	Инженер	Савельев А.В.
48	Инженер	Савельев А.В.
49	Инженер	Савельев А.В.
50	Инженер	Савельев А.В.
51	Инженер	Савельев А.В.
52	Инженер	Савельев А.В.
53	Инженер	Савельев А.В.
54	Инженер	Савельев А.В.
55	Инженер	Савельев А.В.
56	Инженер	Савельев А.В.
57	Инженер	Савельев А.В.
58	Инженер	Савельев А.В.
59	Инженер	Савельев А.В.
60	Инженер	Савельев А.В.
61	Инженер	Савельев А.В.
62	Инженер	Савельев А.В.
63	Инженер	Савельев А.В.
64	Инженер	Савельев А.В.
65	Инженер	Савельев А.В.
66	Инженер	Савельев А.В.
67	Инженер	Савельев А.В.
68	Инженер	Савельев А.В.
69	Инженер	Савельев А.В.
70	Инженер	Савельев А.В.
71	Инженер	Савельев А.В.
72	Инженер	Савельев А.В.
73	Инженер	Савельев А.В.
74	Инженер	Савельев А.В.
75	Инженер	Савельев А.В.
76	Инженер	Савельев А.В.
77	Инженер	Савельев А.В.
78	Инженер	Савельев А.В.
79	Инженер	Савельев А.В.
80	Инженер	Савельев А.В.
81	Инженер	Савельев А.В.
82	Инженер	Савельев А.В.
83	Инженер	Савельев А.В.
84	Инженер	Савельев А.В.
85	Инженер	Савельев А.В.
86	Инженер	Савельев А.В.
87	Инженер	Савельев А.В.
88	Инженер	Савельев А.В.
89	Инженер	Савельев А.В.
90	Инженер	Савельев А.В.
91	Инженер	Савельев А.В.
92	Инженер	Савельев А.В.
93	Инженер	Савельев А.В.
94	Инженер	Савельев А.В.
95	Инженер	Савельев А.В.
96	Инженер	Савельев А.В.
97	Инженер	Савельев А.В.
98	Инженер	Савельев А.В.
99	Инженер	Савельев А.В.
100	Инженер	Савельев А.В.



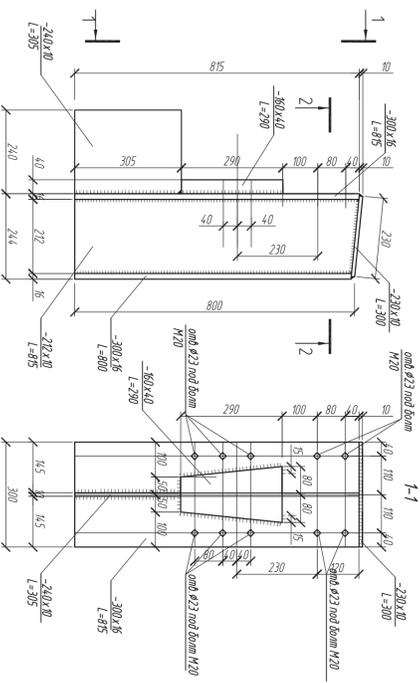
Покрытие мембранный "ЛОДЖГОУФ V-RP" 1 слой - 2мм
 Минералита "Технолофт В50" - 50мм
 Минералита "Технолофт Н30" - 100мм
 Пароизоляционная пленка "Изостан В"
 Прозрачная ПНД-плена "Изостан В"
 Слойная вата "Ватлайт 200" шир 1,5м - 200мм
 Слойная вата "Ватлайт 300"
 Подвесной потолок "Амстронг"

Покрытие мембранный "ЛОДЖГОУФ V-RP" 1 слой - 2мм
 Минералита "Технолофт В50" - 50мм
 Минералита "Технолофт Н30" - 100мм
 Пароизоляционная пленка "Изостан В"
 Прозрачная ПНД-плена "Изостан В"
 Слойная вата "Ватлайт 200" шир 1,5м - 200мм
 Слойная вата "Ватлайт 300"
 Подвесной потолок "Амстронг"



Покрытие керамзитовая галька - 10мм
 Простыля и заполнение швов полиуретановый клей - 10мм
 Стыжка из цен-песч-ра М150 - 30мм
 Эксплуатационный пенополистирол "Тенолекс 35" - 30мм
 Полиуретановая пена "Изостан В"
 Многослойная панель перекрытия - 220мм
 Слойная вата "Ватлайт 400У"
 Подвесной потолок "Амстронг"

Надстройка Н1

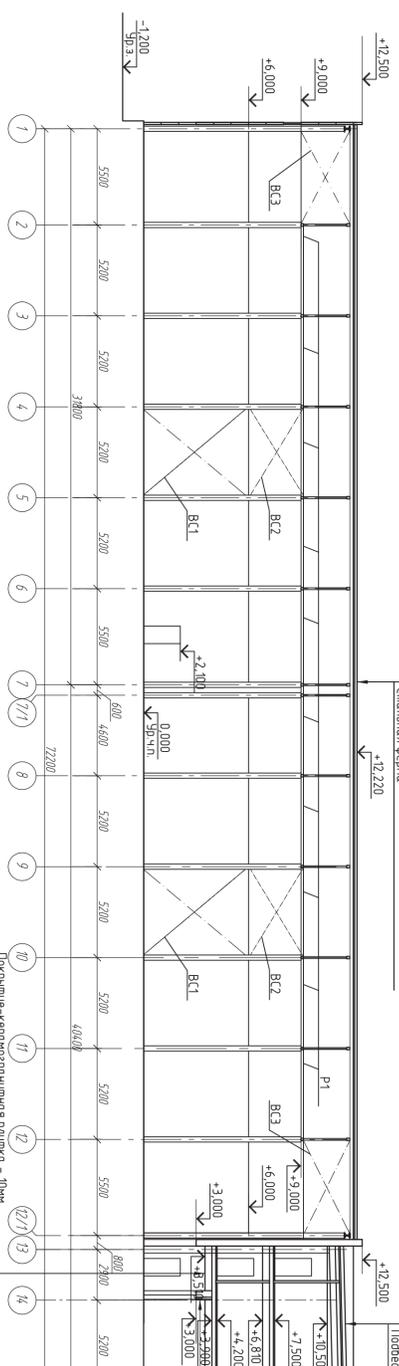


2-2

Покрытие мембранный "ЛОДЖГОУФ V-RP" 1 слой - 2мм
 Минералита "Технолофт В50" - 50мм
 Минералита "Технолофт Н30" - 100мм
 Пароизоляционная пленка "Изостан В"
 Прозрачная ПНД-плена "Изостан В"
 Слойная вата "Ватлайт 200" шир 1,5м - 200мм
 Слойная вата "Ватлайт 300"
 Подвесной потолок "Амстронг"

Покрытие мембранный "ЛОДЖГОУФ V-RP" 1 слой - 2мм
 Минералита "Технолофт В50" - 50мм
 Минералита "Технолофт Н30" - 100мм
 Пароизоляционная пленка "Изостан В"
 Прозрачная ПНД-плена "Изостан В"
 Слойная вата "Ватлайт 200" шир 1,5м - 200мм
 Слойная вата "Ватлайт 300"
 Подвесной потолок "Амстронг"

Осадка фастовых крепежей
 Шпательная затвердевающая цементная стяжка по стальной шпательной сетке - 30мм
 Минералита "Технолофт" - 100мм
 Купольчатая галька с диаметром шара - 380мм



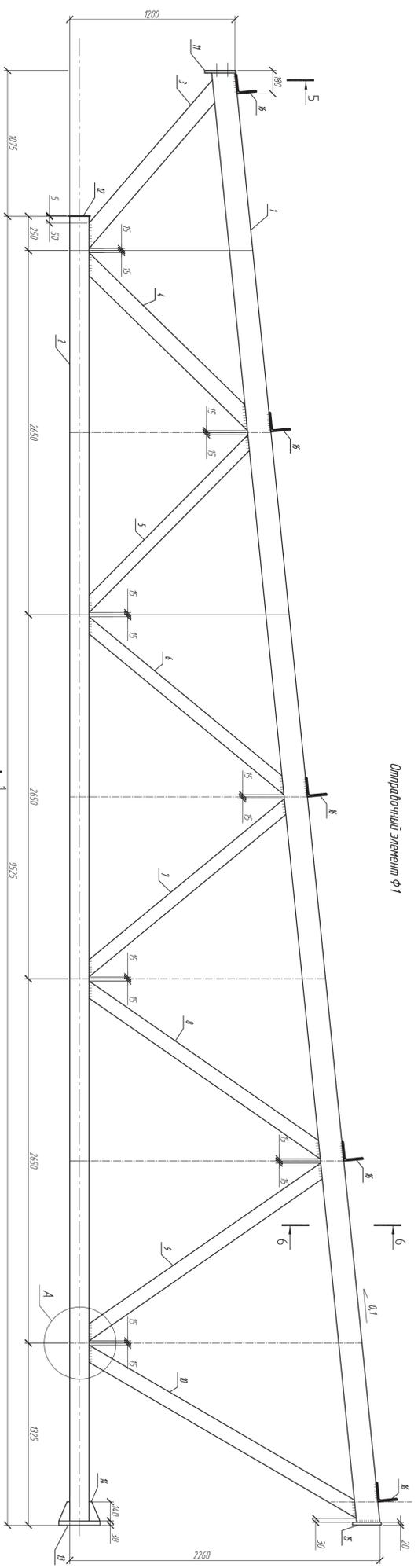
Покрытие керамзитовая галька - 10мм
 Простыля и заполнение швов полиуретановый клей - 10мм
 Стыжка из цен-песч-ра М150 - 30мм
 Эксплуатационный пенополистирол "Тенолекс 35" - 30мм
 Полиуретановая пена "Изостан В"
 Многослойная панель перекрытия - 220мм
 Слойная вата "Ватлайт 400У"
 Подвесной потолок "Амстронг"

Покрытие керамзитовая галька - 10мм
 Простыля и заполнение швов полиуретановый клей - 10мм
 Стыжка из цен-песч-ра М150 - 30мм
 Эксплуатационный пенополистирол "Тенолекс 35" - 30мм
 Полиуретановая пена "Изостан В"
 Многослойная панель перекрытия - 220мм
 Слойная вата "Ватлайт 400У"
 Подвесной потолок "Амстронг"

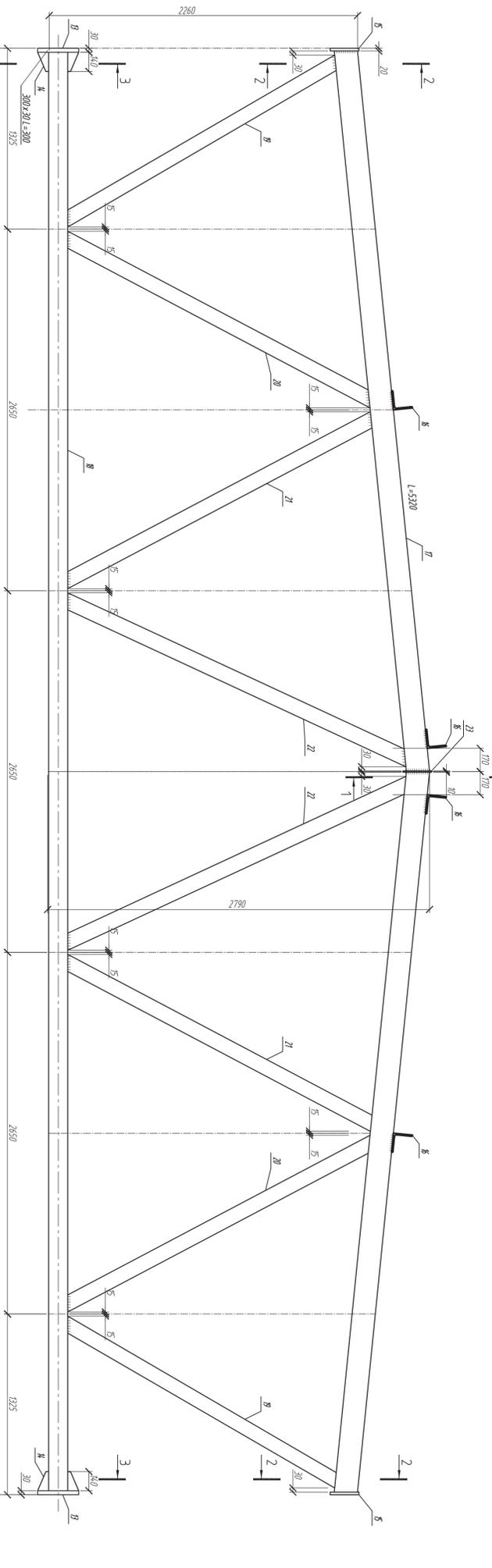
№ п/п	Наименование	Единица измерения	Количество
1	Декоративная	м ²	
2	Клей	кг	
3	Сетка	м ²	
4	Пенополистирол	м ³	
5	Пена	кг	
6	Вата	м ³	
7	Панель	м ²	
8	Галька	шт	
9	Арматура	кг	
10	Сетка	м ²	
11	Клей	кг	
12	Пена	кг	
13	Вата	м ³	
14	Панель	м ²	
15	Галька	шт	
16	Арматура	кг	
17	Сетка	м ²	
18	Клей	кг	
19	Пена	кг	
20	Вата	м ³	
21	Панель	м ²	
22	Галька	шт	
23	Арматура	кг	
24	Сетка	м ²	
25	Клей	кг	
26	Пена	кг	
27	Вата	м ³	
28	Панель	м ²	
29	Галька	шт	
30	Арматура	кг	
31	Сетка	м ²	
32	Клей	кг	
33	Пена	кг	
34	Вата	м ³	
35	Панель	м ²	
36	Галька	шт	
37	Арматура	кг	
38	Сетка	м ²	
39	Клей	кг	
40	Пена	кг	
41	Вата	м ³	
42	Панель	м ²	
43	Галька	шт	
44	Арматура	кг	
45	Сетка	м ²	
46	Клей	кг	
47	Пена	кг	
48	Вата	м ³	
49	Панель	м ²	
50	Галька	шт	
51	Арматура	кг	
52	Сетка	м ²	
53	Клей	кг	
54	Пена	кг	
55	Вата	м ³	
56	Панель	м ²	
57	Галька	шт	
58	Арматура	кг	
59	Сетка	м ²	
60	Клей	кг	
61	Пена	кг	
62	Вата	м ³	
63	Панель	м ²	
64	Галька	шт	
65	Арматура	кг	
66	Сетка	м ²	
67	Клей	кг	
68	Пена	кг	
69	Вата	м ³	
70	Панель	м ²	
71	Галька	шт	
72	Арматура	кг	
73	Сетка	м ²	
74	Клей	кг	
75	Пена	кг	
76	Вата	м ³	
77	Панель	м ²	
78	Галька	шт	
79	Арматура	кг	
80	Сетка	м ²	
81	Клей	кг	
82	Пена	кг	
83	Вата	м ³	
84	Панель	м ²	
85	Галька	шт	
86	Арматура	кг	
87	Сетка	м ²	
88	Клей	кг	
89	Пена	кг	
90	Вата	м ³	
91	Панель	м ²	
92	Галька	шт	
93	Арматура	кг	
94	Сетка	м ²	
95	Клей	кг	
96	Пена	кг	
97	Вата	м ³	
98	Панель	м ²	
99	Галька	шт	
100	Арматура	кг	

ВРП-2060959-080301-01053-2017
 Эскизы кровли с объектно-ориентированным
 по ул. Аустралий, 63 б 2 яруса

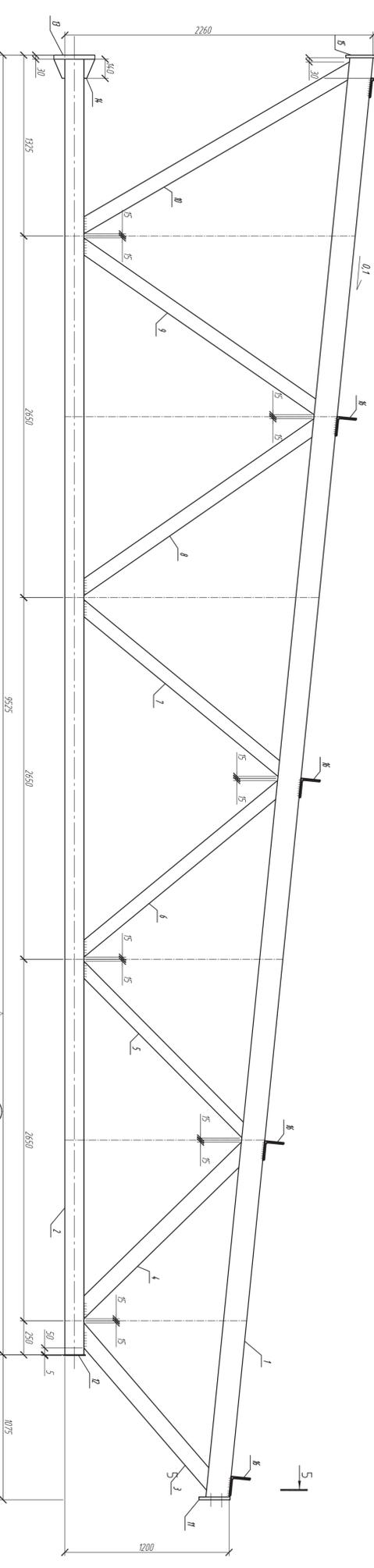
Отрабочный элемент Ф1



Отрабочный элемент Ф2



Отрабочный элемент Ф3



3-3

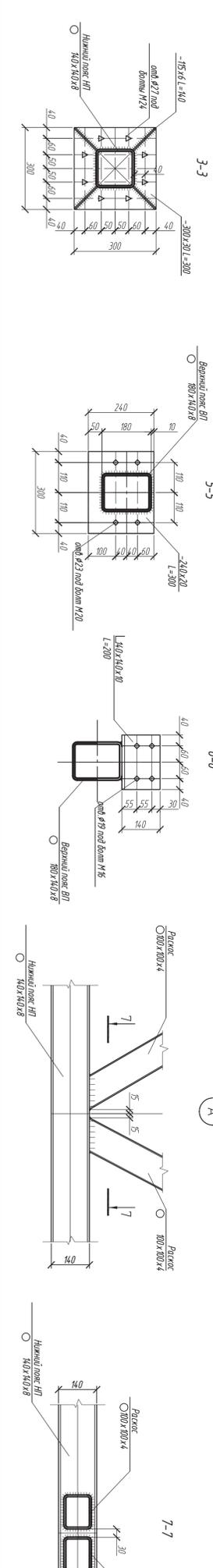
5-5

6-6

A

1-1

2-2



Спецификация металла на ферму

Марка	Поз	Кол-во	Генерация	Длина	Масса кг		Марка металла	Примечание			
					общей	вес					
Ф-3	1	1	800x40x8	10600	404,92	404,92	С245	ГОСТ 30245-94			
	2	1	140x40x8	9095	301,95	301,95					
	3	1	200x20x6	195	32,57	32,57					
	4	1	200x20x6	1620	34,83	34,83					
	5	1	800x80x4	1720	20,76	20,76					
	6	1	800x80x4	1920	23,04	23,04					
	7	1	800x80x4	1920	23,16	23,16					
	8	1	800x80x4	2120	25,44	25,44					
	9	1	800x80x4	2120	25,56	25,56					
	10	1	800x80x4	2310	27,12	27,12					
	11	1	-240x20	300	11,30	11,30					
	12	1	-80x5	160	1,00	1,00					
	13	1	-300x30	300	21,20	21,20					
	14	1	-15x6	140	0,76	0,76					
	15	1	-240x20	300	9,99	9,99					
	16	5	-140x10	200	4,29	21,45					
Наполненный металл						9,86					
Ф-3						10,86					
Ф-1	13	2	-300x30	300	21,20	42,40	С245	ГОСТ 82-70*			
	14	2	-15x6	140	0,76	1,52					
	15	2	-200x20	300	9,99	19,98					
	16	4	-140x10	200	4,29	17,16					
	17	2	800x40x8	5320	203,22	406,44					
	18	1	140x40x8	10540	34,93	34,93					
	19	2	800x80x4	2325	27,90	55,80					
	20	2	800x80x4	2560	30,72	61,44					
	21	2	800x80x4	2570	30,84	61,68					
	22	2	800x80x4	2780	33,36	66,72					
	23	1	-170x10	210	2,80	2,80					
	Наполненный металл								10,86		
	Ф-1								10,86		

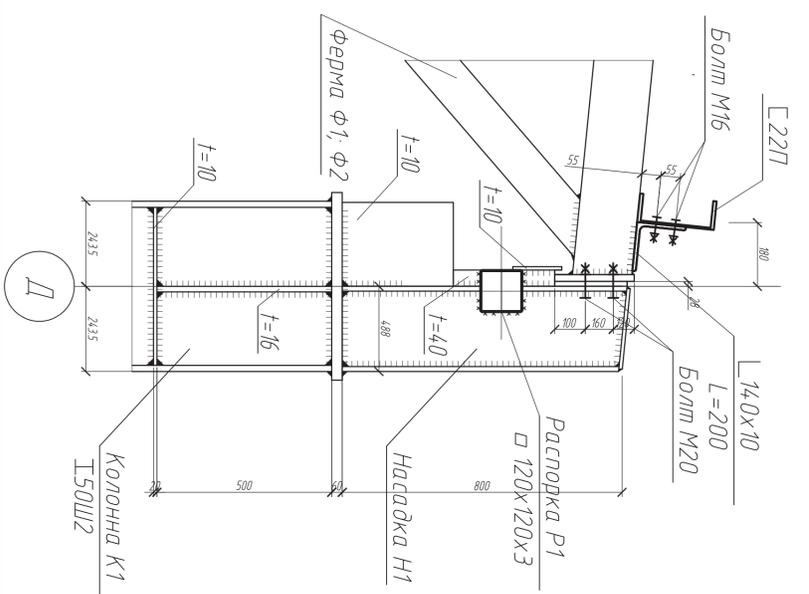
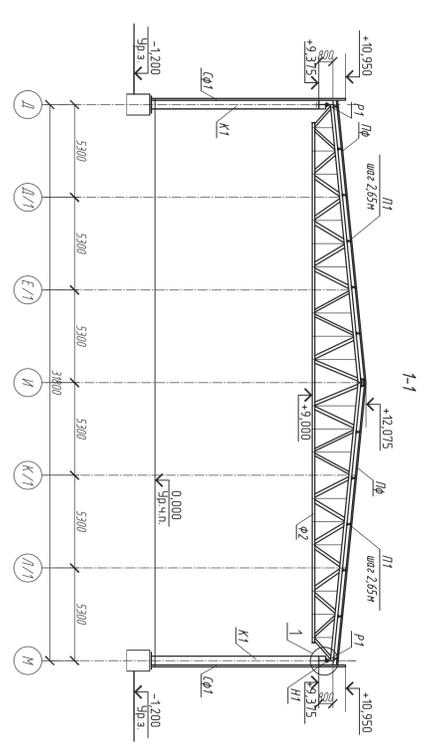
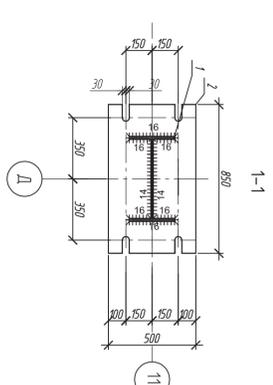
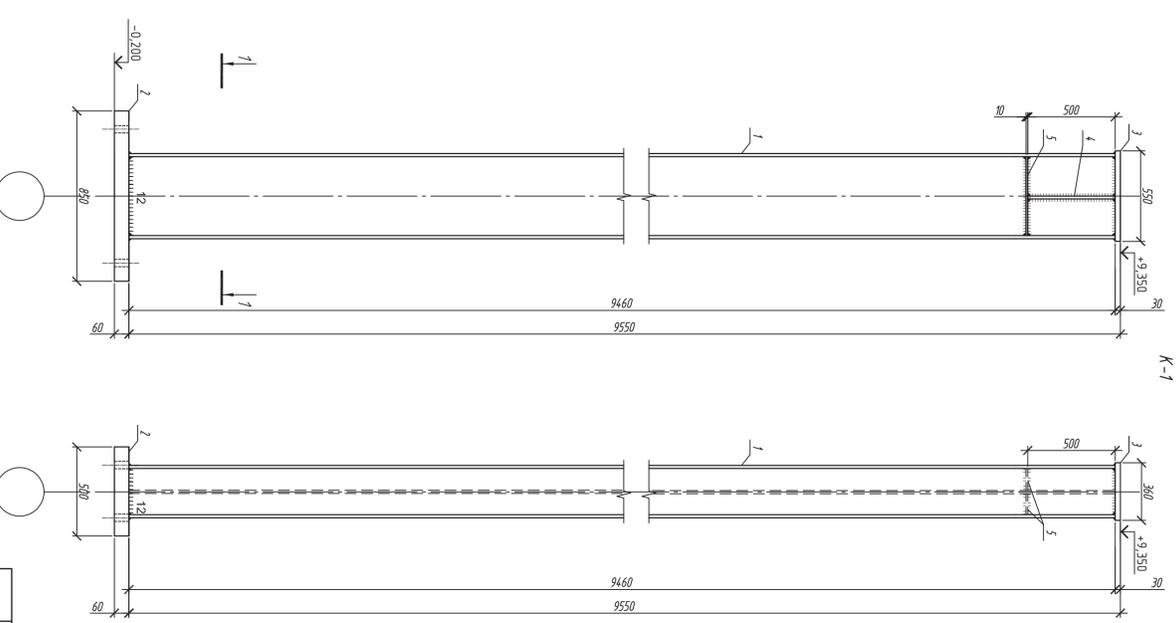
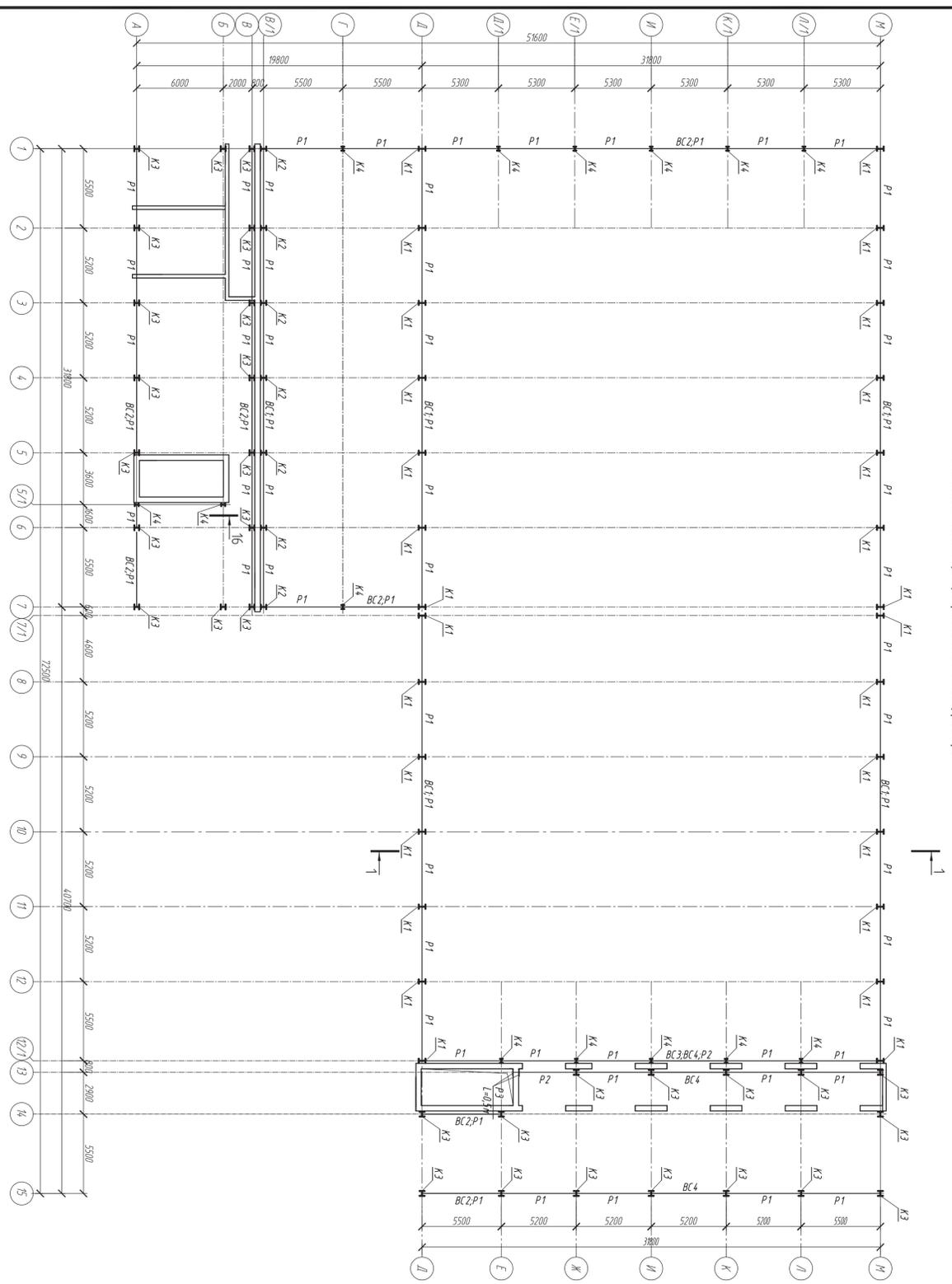
№ п/п	Наименование	Материал	Количество	Масса кг	Примечание
1	Сталь	С245	10,86	10,86	
2	Сварка	С245	10,86	10,86	
3	Краска	С245	10,86	10,86	
4	Лаки	С245	10,86	10,86	
5	Шпатель	С245	10,86	10,86	
6	Кисть	С245	10,86	10,86	
7	Спецодежда	С245	10,86	10,86	
8	Обувь	С245	10,86	10,86	
9	Инструмент	С245	10,86	10,86	

ВН-206093-080311-03053-2017
 Эскиз склада с соединительными элементами
 по ул. Аудиторная, 63 в г. Пензе

Клад с соединительными элементами
 выработки промышленной

ВР 4
 9

ПЗД (карт. № 11-43)



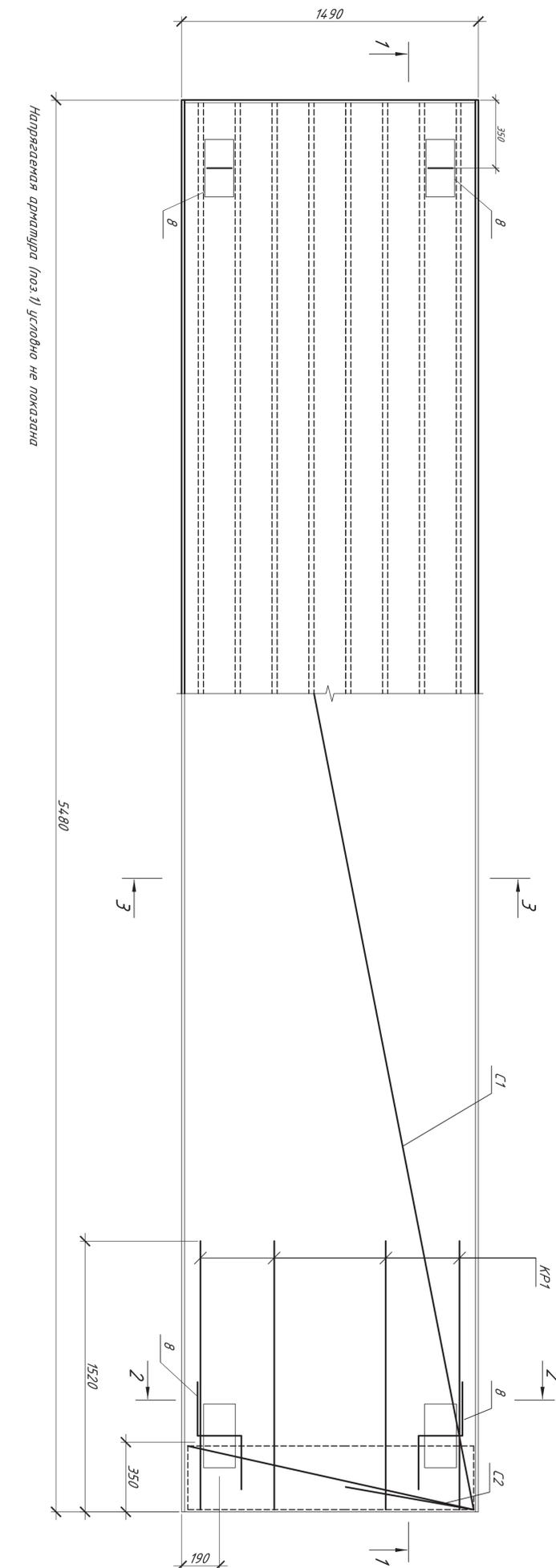
Спецификация металла колонны К-1

Марка	Поз	Количество		Сечение	Длина	Масса, кг			Марка металла	Примечание
		м	шт			одной	всех	марки		
К-1	1	1		50Ш1	9460	1079,19	1079,19		ГОСТ 82-70	
	2	1		-500x60	850	200,88	200,88			
	3	1		-360x30	500	42,39	42,39	058,77		
	4	2		-120x6	500	7,54	15,08			
	5	2		-120x10	450	4,24	8,48			
Итого: металл							13,45			ГОСТ 82-70

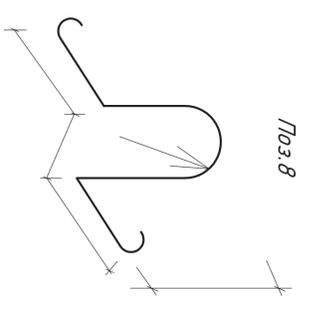
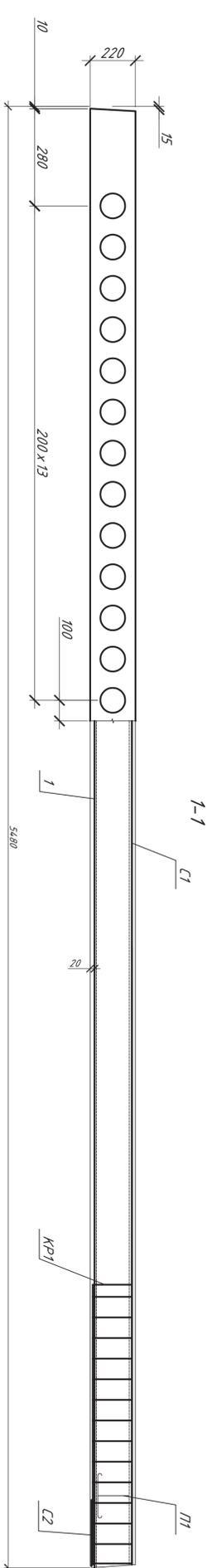
Экз. код	Колонны									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33
34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44
45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55
56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66
67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77
78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88
89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99
100	101	102	103	104	105	106	107	108	109	110
111	112	113	114	115	116	117	118	119	120	121
122	123	124	125	126	127	128	129	130	131	132
133	134	135	136	137	138	139	140	141	142	143
144	145	146	147	148	149	150	151	152	153	154
155	156	157	158	159	160	161	162	163	164	165
166	167	168	169	170	171	172	173	174	175	176
177	178	179	180	181	182	183	184	185	186	187
188	189	190	191	192	193	194	195	196	197	198
199	200	201	202	203	204	205	206	207	208	209
210	211	212	213	214	215	216	217	218	219	220
221	222	223	224	225	226	227	228	229	230	231
232	233	234	235	236	237	238	239	240	241	242
243	244	245	246	247	248	249	250	251	252	253
254	255	256	257	258	259	260	261	262	263	264
265	266	267	268	269	270	271	272	273	274	275
276	277	278	279	280	281	282	283	284	285	286
287	288	289	290	291	292	293	294	295	296	297
298	299	300	301	302	303	304	305	306	307	308
309	310	311	312	313	314	315	316	317	318	319
320	321	322	323	324	325	326	327	328	329	330
331	332	333	334	335	336	337	338	339	340	341
342	343	344	345	346	347	348	349	350	351	352
353	354	355	356	357	358	359	360	361	362	363
364	365	366	367	368	369	370	371	372	373	374
375	376	377	378	379	380	381	382	383	384	385
386	387	388	389	390	391	392	393	394	395	396
397	398	399	400	401	402	403	404	405	406	407
408	409	410	411	412	413	414	415	416	417	418
419	420	421	422	423	424	425	426	427	428	429
430	431	432	433	434	435	436	437	438	439	440
441	442	443	444	445	446	447	448	449	450	451
452	453	454	455	456	457	458	459	460	461	462
463	464	465	466	467	468	469	470	471	472	473
474	475	476	477	478	479	480	481	482	483	484
485	486	487	488	489	490	491	492	493	494	495
496	497	498	499	500	501	502	503	504	505	506
507	508	509	510	511	512	513	514	515	516	517
518	519	520	521	522	523	524	525	526	527	528
529	530	531	532	533	534	535	536	537	538	539
540	541	542	543	544	545	546	547	548	549	550
551	552	553	554	555	556	557	558	559	560	561
562	563	564	565	566	567	568	569	570	571	572
573	574	575	576	577	578	579	580	581	582	583
584	585	586	587	588	589	590	591	592	593	594
595	596	597	598	599	600	601	602	603	604	605
606	607	608	609	610	611	612	613	614	615	616
617	618	619	620	621	622	623	624	625	626	627
628	629	630	631	632	633	634	635	636	637	638
639	640	641	642	643	644	645	646	647	648	649
650	651	652	653	654	655	656	657	658	659	660
661	662	663	664	665	666	667	668	669	670	671
672	673	674	675	676	677	678	679	680	681	682
683	684	685	686	687	688	689	690	691	692	693
694	695	696	697	698	699	700	701	702	703	704
705	706	707	708	709	710	711	712	713	714	715
716	717	718	719	720	721	722	723	724	725	726
727	728	729	730	731	732	733	734	735	736	737
738	739	740	741	742	743	744	745	746	747	748
749	750	751	752	753	754	755	756	757	758	759
760	761	762	763	764	765	766	767	768	769	770
771	772	773	774	775	776	777	778	779	780	781
782	783	784	785	786	787	788	789	790	791	792
793	794	795	796	797	798	799	800	801	802	803
804	805	806	807	808	809	810	811	812	813	814
815	816	817	818	819	820	821	822	823	824	825
826	827	828	829	830	831	832	833	834	835	836
837	838	839	840	841	842	843	844	845	846	847
848	849	850	851	852	853	854	855	856	857	858
859	860	861	862	863	864	865	866	867	868	869
870	871	872	873	874	875	876	877	878	879	880
881	882	883	884	885	886	887	888	889	890	891
892	893	894	895	896	897	898	899	900	901	902
903	904	905	906	907	908	909	910	911	912	913
914	915	916	917	918	919	920	921	922	923	924
925	926	927	928	929	930	931	932	933	934	935
936	937	938	939	940	941	942	943	944	945	946
947	948	949	950	951	952	953	954	955	956	957
958	959	960	961	962	963	964	965	966	967	968
969	970	971	972	973	974	975	976	977	978	979
980	981	982	983	984	985	986	987	988	989	990
991	992	993	994	995	996	997	998	999	1000	1001
1002	1003	1004	1005	1006	1007	1008	1009	1010	1011	1012
1013	1014	1015	1016	1017	1018	1019	1020	1021	1022	1023
1024	1025	1026	1027	1028	1029	1030	1031	1032	1033	1034
1035	1036	1037	1038	1039	1040	1041	1042	1043	1044	1045
1046	1047	1048	1049	1050	1051	1052	1053	1054	1055	1056
1057	1058	1059	1060	1061	1062	1063	1064	1065	1066	1067
1068	1069	1070	1071	1072	1073	1074	1075	1076	1077	1078
1079	1080	1081	1082	1083	1084	1085	1086	1087	1088	1089
1090	1091	1092	1093	1094	1095	1096	1097	1098	1099	1100
1101	1102	1103	1104	1105	1106	1107	1108	1109	1110	1111
1112	1113	1114	1115	1116	1117	1118	1119	1120	1121	1122
1123	1124	1125</								

Плита П1. Опалубка. Армирование

Спецификация плиты П1

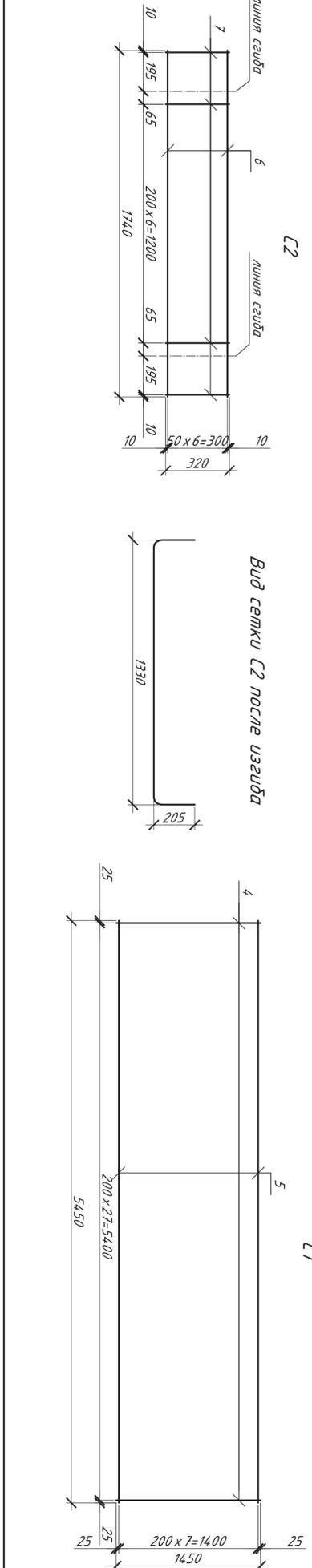


МАРКА, ПОЗ.	Обозначение	Наименование	кол. ед. кг	примеч.
	КР1	Сборные щиты	4	2,40
	С1	Сварной каркас	1	5,12
	С2	Сварная сетка	2	2,78
		Итого	10,30	
8	ГОСТ 5781-82*	Детали	4	3,56
1	СТО АСЧМ 7-93	φ8 Вр1200 L=5480	18	38,88
		Итого		42,44
2	СТО АСЧМ 7-93	φ4 В500 L=1520	2	0,28
3	СТО АСЧМ 7-93	φ4 В500 L=205	16	0,32
		Итого		0,60
4	СТО АСЧМ 7-93	φ3 В500 L=1450	28	2,24
5	СТО АСЧМ 7-93	φ3 В500 L=5450	8	2,24
		Итого		5,12
6	СТО АСЧМ 7-93	φ4 В500 L=174,0	7	1,12
7	СТО АСЧМ 7-93	φ4 В500 L=320	9	0,27
		Итого		1,39
		Бетон тяжёлый В20	1,69	1,69 м ³



Ведомость расхода стали П1, кг

Марка элемента	Итого арматурные		Общий расход
	Арматура класса	А 240	
В 500	Вр 1200	А 240	
СТО АСЧМ 7-93	СТО АСЧМ 7-93	ГОСТ 6172-80*	
φ3	φ4	φ12	
П1	5,12	5,18	38,88
			3,56
			52,74



Элемент	Марка	Итого арматурные		Общий расход
		Арматура класса	А 240	
В 500	Вр 1200	А 240		
СТО АСЧМ 7-93	СТО АСЧМ 7-93	ГОСТ 6172-80*		
φ3	φ4	φ12		
П1	5,12	5,18	38,88	
			3,56	
			52,74	

1) Класс бетона для плиты В20;
 2) Класс напряжения напрягаемой арматуры (поз. П) - электротермический на угре. Величина напряжения (σ_п)=960 МПа.
 3) Места опирания плит при скандировании и транскрипировке принимать от торцов 350мм.