Министерство образования и науки Российской Федерации
Филиал Федерального государственного автономного образовательного учреждения высшего образования
«Южно-Уральский государственный университет
(национальный исследовательский университет)»
в г. Нижневартовске

Кафедра «Информатика»

РАБОТА ПРОВЕРЕНА
РЕЦЕНЗЕНТ
_____
_____/_____
«____»_____2018 г

ДОПУСТИТЬ К ЗАЩИТЕ
И.о.зав.кафедрой «Информатика»
_____к.физ.-мат.н, _____
_____/ А.В. Ялаев___
«____»_____2018 г.

# Строительство спортивно-оздоровительного комплекса Хохряковского месторождения в ХМАО-Югре

ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА
К ВЫПУСКНОЙ КВАЛИФИКАЦИОННОЙ РАБОТЕ
ЮУрГУ- 08.03.01. 2018.510.ПЗ ВКР

Консультанты
Архитектурно-планировочный раздел
_преподаватель_____
_____/__Е.С. Осинцева_/
«____»_____2018 г.

Расчетно-конструктивный раздел
к.т.н., доцент_____
_____/__С.Г. Пономарева__/
«____»_____2018 г.

Организационно-технологический раздел
к.т.н., доцент_____
_____/__С.Г. Пономарева__/
«____»_____2018 г.

Экономический раздел
старший преподаватель
_____/__О.В. Латвина__/
«____»_____2018 г.

Безопасность жизнедеятельности
к.физ.-мат.н._____
_____/__А.В. Ялаев__/
«____»_____2018 г.

Руководитель работы
к.т.н., доцент_____
_____/_С.Г. Пономарева/
«____»_____2018 г.

Автор работы
студент группы _НвФл-430_____
_____/_Д.В.Нагулевич__/
«____»_____2018 г.

Нормоконтролер
_старший преподаватель_____
_____/_О.В. Латвина___/
«____»_____2018 г.

Нижневартовск 2018

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ……

**1. АРХИТЕКТУРНО-ПЛАНИРОВОЧНЫЙ РАЗДЕЛ**……

1.1 Исходные данные……

1.2 Генеральный план ……

1.3 Объёмно-планировочные решения……

1.4 Конструктивное решение……

1.4.1 Обеспечение жесткости и устойчивости……

1.5 Инженерное и технологическое оборудование здания……

1.6 Физико-техническое обоснование принятых решений……

1.6.1 Теплотехнический расчет стены……

**2. РАСЧЕТНО-КОНСТРУКТИВНЫЙ РАЗДЕЛ**……

2.1 Основания и фундаменты……

2.1.1 Исходные данные……

2.1.2 Оценка грунтов основания……

2.1.3 Сбор действующих нагрузок……

2.1.4 Определение глубины заложения ростверка ……

2.1.5 Выбор длины сваи ……

2.1.6 Определение несущей способности висячей сваи по сопротивлению грунта ……

2.1.7 Определение количества свай ……

2.1.8 Расчёт конечной осадки свайного фундамента ……

2.1.9 Проверка напряжений на уровне нижних концов свай ……

2.1.10 Определение нижней границы сжимаемой толщи основания ……

2.1.11 Определение осадки фундамента методом послойного суммирования..

2.1.12 Подбор марки сваи ……

2.1.13 Расчёт ростверков на продавливание колонной ……

2.1.14 Расчёт ростверка на изгиб……

2.2. Строительные конструкции……

2.2.1 Расчет пролета рамы 20м……

**3. ОРГАНИЗАЦИОННО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЙ РАЗДЕЛ**……

3.1 Основные положения…….……

3.2 Календарный план строительства…….……

3.2.1. Общие положения ……..……

3.2.2 Порядок разработки календарного плана строительства объекта…..……

3.2.3 Технико-экономические показатели……..……

3.3 Технологическая карта на монтаж металлического каркаса и плит покрытия здания ……...……..

3.3.1 Область применения ……

3.3.2 Определение технических параметров крана и выбор марки крана.

3.3.3 Технология и организация выполнения работ……

3.3.4 Техника безопасности ……...……

3.4 Технологическая карта на монтаж сэндвич-панелей здания……

3.4.1 Организация и технология выполнения работ……

3.4.2 Порядок монтажа ……..……

3.4.3 Транспортировка и хранение ……...……

3.4.4 Требования к качеству выполнения работ……...……

3.4.5 Охрана труда при производстве монтажных работ ……...……

3.5 Объектный строительный генеральный план…….……

3.5.1 Общие положения……..……

3.5.2. Расчет административных и санитарно- бытовых помещений……

3.5.3. Определение номенклатуры, площади временных складов……

3.5.4. Расчет временного водоснабжения…….……

3.5.5. Расчет временного энергоснабжения……..……

3.6 Указания по безопасности……

**4. ЭКОНОМИЧЕСКИЙ РАЗДЕЛ**…….…….…….……

4.1 Общие положения…….……

4.2 Экономическое обоснование применения варианта ограждающих конструкций……...…….

4.3. Оценка экономического эффекта от сокращения продолжительности строительства в сфере деятельности подрядной организации…….

4.4. Сметный раздел……

4.4.1. Общие сведения для составления сметной документации в составе проекта…….……

4.4.2. Объектные сметы……..……

4.4.3. Сводный сметный расчет стоимости строительства……..……

4.5. Технико-экономические показатели проекта……

4.6. Расчет срока окупаемости объекта строительства……

**5. БЕЗОПАСНОСТЬ ЖИЗНЕДЕЯТЕЛЬНОСТИ**…….……..

5.1 Описание системы обеспечения пожарной безопасности объекта……

5.1.1 Описание и обоснование проектных решений по обеспечению безопасности людей при возникновении пожара…….…….

5.1.2 Материалы внутренней отделки и путей эвакуации……..……

5.2 Перечень мероприятий и проектных решений по определению технических средств и методов работы, обеспечивающих Выполнение нормативных требований охраны труда. …….

5.2.1 Защита работающих в условиях отрицательных температур……

5.2.2 Защита работающих от солнечной радиации и гнуса…….……

5.2.3 Защита работающих при сварочных работах……..……

5.3 Охрана окружающей среды при складировании (утилизации) отходов промышленного производства. ……..

5.3.1. Виды и количество отходов проектируемого объекта……..……

ЗАКЛЮЧЕНИЕ……..

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК……..……

ПРИЛОЖЕНИЯ…….……

# Введение

Согласно заданию на дипломное проектирование разработан проект на тему «Физкультурно-оздоровительный комплекс в легких металлических конструкциях».

Дипломный проект включает в себя: архитектурно-планировочные решения, где разработано объемно планировочное и конструктивное решения здания; конструктивный раздел, содержащий расчет основных несущих конструкций; основания и фундаменты; организационно-технологический раздел, содержащий технологическую карту на выполнение одного из вида работ по возведению, стройгенплан и календарный график производства работ; экономический раздел, в котором приведена смета на строительство здания.

Проект разработан в соответствии с требованиями ЕСКД и СПДС, требованиями СниП и ГОСТов, конструктивные решения и принятые строительные материалы отвечают современному уровню строительного производства.

# 1. АРХИТЕКТУРНО – ПЛАНИРОВОЧНЫЙ РАЗДЕЛ

## 1.1 Исходные данные

Физкультурно-оздоровительный комплекс возводится Хохряковском месторождении

Природно-климатические характеристики района строительства представлены в таблице 1.

Таблица 1.1

Природно-климатические характеристики района строительства

| Наименование характеристики | Характеристика | Обоснование |
|---|---|---|
| Место строительства | | по заданию |
| Климатический район и подрайон | VIв | [ 1, рис.1 ] |
| Зона влажности | Нормальная | [ 1, рис.1* ] |
| Температура наружного воздуха наиболее холодной пятидневки, гр. | -43 | [ 1, табл.1 ] |
| Продолжительность периода с температурой наружного воздуха менее 8 гр., сут. | 275 | [ 1, табл.1 ] |
| Средняя температура отопительного периода, гр. | -3,2 | [ 1, табл.1 ] |
| Максимальная глубина промерзания грунта, м | 2,2м. | [ 1, прил.1, рис.3] |
| Повторяемость ветра, % :<br>- в январе: С СВ В ЮВ Ю ЮЗ З СЗ<br>10 5 8 21 20 15 10 11<br>- в июле: С СВ В ЮВ Ю ЮЗ З СЗ<br>16 9 9 13 9 12 15 17 | | [ 2, прил.4 ]<br>[ 2, прил.4 ] |

В геологическом строении района принимают участие супесь пластичное, песок мелкий, морена. Грунтовые воды в районе объекта до глубины 15 метров не вскрыты. Физико-механические характеристики грунта приведены в таблице 1.2

## 1.2 Генеральный план

Проектируемое здание физкультурно-оздоровительного комплекса. Под строительство здания отведен участок площадью 9000 м$^2$ .По периметру строительной площадки установлено ограждение.

В обращении по частям света здание фока расположен так, что все помещения имеют оптимальную ориентацию и необходимую инсоляцию.

Технико-экономические показатели генплана представлены в графической части проекта.

## 1.3 Объемно-планировочные решения

В соответствии с функциональным процессом запроектировано двухэтажное здание, состоящее из трех блоков. Габаритные размеры здания в плане: в осях А-Р 60,9м., в осях 1-10 54м

Первый блок включает в себя вестибюль площадью 52,8 м$^2$ (из расчета не менее 0,5 м$^2$ на одного занимающегося), гардероб вtрхней одежды 18 м$^2$ (из расчета 0,1 м$^2$ на один крючок, расчетное число мест 200% численности смены ), медицинский пункт 18, 92 м$^2$ с ожидальной 13,2 м$^2$ ,кабинет директора 28,58 м$^2$ ,кабинет заместителя 17, 78 м$^2$ , приемная 14,16 м$^2$ . Блок одноэтажный с высотой до низа несущих конструкций 3 м.

Второй блок включает в себя спортивный зал площадью 754,38 м$^2$ , раздевальную 47,60 м$^2$ на 40 мест для переодевания, душевую 21,13 м$^2$ на восемь сеток, тренерскую 16,23 м$^2$ , инвентарную 23,60 м$^2$ , комнату персонала 16, 23 м$^2$ . Блок одноэтажный с высотой низа несущих конструкций 8,4м., размеры блока 42х24 м.

Третий блок включает в себя следующие помещения:

-второй этаж: бассейн на четыре дорожки длинной 25м, зону подготовительных занятий смежную с бассейном площадью 141,51 м$^2$ , обходную дорожку вокруг бассейна шириной не менее 2,5 м., раздевальные (мужские и женские) на 17 мест для переодевания 23,32 м$^2$ , душевые на 5 сеток 10,53 м$^2$ , тренерская 9,93 м$^2$ , инвентарная 11,60 м$^2$ , комната отдыха 15, 66 м$^2$ ,

-первый этаж: буфет площадью 25,08 м$^2$ , с раздаточной 12, 76 м$^2$ , вспомогательные помещения. Высота перекрытия второго этажа составляет 3м.

Технико-экономические показатели объемно-планировочного решения:

-площадь застройки здания – 2378,10 м$^2$

-общая площадь здания – 3062,32 м$^2$

-полезная площадь здания – 2887,4 м$^2$

-расчетная площадь здания – 2289,3 м$^2$

-планировочный коэффициент k=2289,3/3062,32=0,64

Подробные объемно-планировочные решения представлены в графической части дипломного проекта лист.

## 1.4 Конструктивное решение

Конструктивная схема здания – рамная.

Пространственная жесткость и устойчивость каркаса здания обеспечивается совместной работой рам, системой вертикальных и горизонтальных связей. Вертикальные связи, обеспечивающие общую устойчивость, устанавливаются в центре блока и в крайних пролетах. Для обеспечения жесткости и у устойчивости ригеля рамы используется система горизонтальных связей по верхнему поясу и система вертикальных связей, предотвращающая закручивание элементов ригеля.

Фундаменты приняты столбчатые монолитные из бетона В10, подошва фундамента расположена на отметке -2.250. Под фундаменты устраивается бетонная подготовка толщиной 100мм. Размеры фундаментов приняты 1500х1500 под колонны монолитного перекрытия и 1200х1200 под монолитную ванну. Армирование подошвы фундаментов выполнено арматурными сетками из стержней диаметром 12мм. А-300. Фундаментные балки сборные. План фундаментов и их конструктивное решение представлены в графической части дипломного проекта, лист .

Стены комплекса выполнены из панелей типа «Сендвич». Роль обшивки выполняют профилированные листы С44-1000-0.8. Утеплитель – минераловатные плиты плотностью 100кг/ м$^3$ и толщиной 200мм. Крепление панелей производится к стеновым прогонам самосверлящими шурупами длинной 300мм (система Vesta Park). Снаружи и внутри (в спортивном зале и в бассейне) стены окрашены масляными красками. В помещениях первого блока (вестибюль, кабинет директора, кабинет врача и т.д) стены обшиты ГКЛ.

Перегородки запроектированы с обшивками из ГКЛ на металлическом каркасе. В помещениях примыкающих к бассейну и в душевых обшивка перегородок выполнена ГКВЛ. Толщина перегородок составляет 100мм. Разрез по , узлы сопряжения и крепления панелей представлены в графической части проекта, лист

### 1.4.1 Обеспечение жесткости и устойчивости

Конструктивная схема здания – рамная.

Пространственная жесткость и устойчивость каркаса здания обеспечивается совместной работой рам, системой вертикальных и горизонтальных связей. Вертикальные связи, обеспечивающие общую устойчивость, устанавливаются в центре блока и в крайних пролетах. Для обеспечения жесткости и у устойчивости ригеля рамы используется система горизонтальных связей по верхнему поясу и система вертикальных связей, предотвращающая закручивание элементов ригеля.

Фундаменты приняты столбчатые монолитные из бетона В10, подошва фундамента расположена на отметке -2.250. Под фундаменты устраивается бетонная подготовка толщиной 100мм. Размеры фундаментов приняты

1500х1500 под колонны монолитного перекрытия и 1200х1200 под монолитную ванну. Армирование подошвы фундаментов выполнено арматурными сетками из стержней диаметром 12мм. А-300. Фундаментные балки сборные. План фундаментов и их конструктивное решение представлены в графической части дипломного проекта, лист .

Стены комплекса выполнены из панелей типа «Сендвич». Роль обшивки выполняют профилированные листы С44-1000-0.8. Утеплитель – минераловатные плиты плотностью 100кг/ м$^3$ и толщиной 200мм. Крепление панелей производится к стеновым прогонам самосверлящими шурупами длинной 300мм (система Vesta Park). Снаружи и внутри (в спортивном зале и в бассейне) стены окрашены масляными красками. В помещениях первого блока (вестибюль, кабинет директора, кабинет врача и т.д) стены обшиты ГКЛ.

Перегородки запроектированы с обшивками из ГКЛ на металлическом каркасе. В помещениях примыкающих к бассейну и в душевых обшивка перегородок выполнена ГКВЛ. Толщина перегородок составляет 100мм. Разрез по , узлы сопряжения и крепления панелей представлены в графической части проекта, лист .

Основным несущим элементом каркаса является ферма ГФГС серия 1.263.2 пролетом 24 метра и колонны сплошного сечения. Ферма с параллельными поясами выполнена из стали С245, состоит из двух отправочных элементов по 12м. Сечения поясов и решетки принимается из гнутосварных профилей по ГОСТ 30245-94. Тип решетки – треугольная. Конструктивные особенности узлов сопряжения элементов фермы, колонны и фермы, колонны и базы колонны подробно представлены в графической части дипломного проекта, лист.

Покрытие запроектировано из профилированного настила НС40-800-0,7 по прокатным балкам настила. Балки настила приняты двутавровые двух видов для крайних рам однопролетные и для рядовых рам двухпролетные по ГОСТ 8239-89. Пароизоляция выполнена из одного слоя Унифлекс ТКП (ТУ 5774-001-17925162-99) с проклейкой швов. Нахлест полотнищ в боковых швах 80-100 мм, в торцевых 150 мм. В качестве утеплителя применяются теплоизоляционные плиты ROCKWOOL толщиной 300 мм, поверх которых устраивается сборная стяжка толщиной 20мм. В качестве водоизоляционного ковра использованы кровельные материалы Fibrotek Master s 120. Устройство водоизоляционного ковра выполняют путем подплавления нижней поверхности материалов. В коньковом узле предусматривается устройство дополнительного слоя Fibrotek Master s 120.

Окна комплекса запроектированы пластиковыми с тройным остеклением. Площадь окон назначена исходя из нормативных требований естественной освещенности и стандартов. Наружные двери приняты пластиковыми с остеклением, внутренние деревянные глухие. Двери на путях эвакуации

открываются наружу. Конструкция дверей внутри здания принята так, чтобы они не мешали передвижению. Экспликация дверей и окон представлена в таблице 1.5

Полы запроектированы в соответствии со СНИП 2.03.13-88. Экспликация полов представлена в графической части дипломного проекта, лист.

Лестницы приняты с монолитными железобетонными площадками и ступенями из бетона Б15 по металлическим косоурам из двутавров №20 по ГОСТ 8239-89. Высота ступеней 180 мм, ширина 300мм. Ширина лестничных маршей принята 1,2м.

## 1.5. Инженерное и техническое оборудование здания

Проектируемое здание оборудовано современными санитарно-техническими и инженерными системами. Здания включает в себя систему отопления, трубопроводы холодной и горячей воды, канализационные устройства. В здание оборудованы электрические и телефонные сети. Предусмотрено подключение данных инженерно-технических систем к близлежащим сетям городского водоснабжения, газоснабжения, энергоснабжения.

В здании предусмотрена система искусственной вентиляции и естественная в санузлах через вентиляционные каналы размером 150х300 мм.

## 1.6. Физико-технические обоснования принятых решений

### 1.6.1 Теплотехнический расчет стены

Теплотехнический расчёт стены выполнен по СНиП 23-02-2003 «Тепловая защита зданий», СП 23-101-2004 «Проектирование тепловой защиты зданий»,

СНиП 23-01-99* «Строительная климатология», в программе ТеРеМОК 0.8.5.

Определить требуемую толщину слоя в конструкции Наружной стены в Общественном, административном или бытовом здании.

Расчетная температурой наружного воздуха в холодный период года, t_ext = -43 °С; Расчетная средняя температура внутреннего воздуха здания, t int = 20 °С;

Средняя температура наружного воздуха отопительного периода ,t_ht = -3.3°С; Продолжительность отопительного периода, z_ht = 275 сут.; Нормальный влажностный режим помещения и условия эксплуатации ограждающих конструкций — Б. Коэффициент, учитывающий зависимость положения наружной поверхности ограждающих конструкций по отношению к наружному воздуху, n = 1; Коэффициент теплоотдачи наружной поверхности ограждающей конструкции, α_ext = 23 Вт/(м²·°С); Коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности ограждающей конструкции, α_int = 8.7 Вт/(м²·°С);

Нормируемый температурный перепад, Δt_n = 4.5 °С;

Нормируемое значение сопротивления теплопередаче, R_req = 3.114м²·°С/Вт;

№ Наименование, плотность λ, Вт/(м·°С) t, мм

1Алюминий (ГОСТ 22233, ГОСТ 24767), 2600 кг/м³ 221 1

2Маты минеральной ваты прошивные (ГОСТ 21880), 100 кг/м³ 0.067 0

3Алюминий (ГОСТ 22233, ГОСТ 24767), 2600 кг/м³ 221 1

Толщина искомого слоя, t = 198 мм;

Суммарная толщина конструкции, ∑t = 200 мм;

*Вывод:*

Толщина утеплителя из минеральной ваты в ограждающей конструкции в виде сэндвич-панели состовляет 198 мм. При этом сопротивление теплопередаче наружной стены $R_0 = 3{,}819 м^2\ {}^0C/Вт$, что больше требуемого сопротивления теплопередаче $(R_{red}. = 3{,}114\ м^2\,{}^0C/Вт)$ на $0{,}067 м^2\,{}^0C/Вт$.

# 2. РАСЧЕТНО-КОНСТРУКТИВНЫЙ РАЗДЕЛ

## 2.1 Основания и фундаменты

### 2.1.1 Исходные данные

Таблица 2.1

Нормативные и расчетные характеристики инженерно-геологических элементов

| Номенклатура грунта | Нормативные и расчетные характеристики грунтов | | | | | | | | По несущей способности α =0,95 | | | По деформациям α =0,85 | | | Jг, д.ед |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | w д.е. | JP д.е. | JL | e | E кгс см2 | P г см2 | c кгс см2 | φ град | ρI, кгс/см2 | CI, Кгс/см2 | φI, град. | ρII, кгс/см2 | CII, кгс/см2 | φII, град | |
| ИГЭ-1 Насыпной грунт (песок мелкий) | 0,15 | - | - | 0,687 | 140 | 1,79 | 0,01 | 31 | 1,76 | - | 30 | 1,77 | - | 31 | - |
| ИГЭ-3 Суглинок мягкопластичный | 0,30 | 0,16 | 0,66 | 0,891 | 122 | 1,84 | 0,15 | 15 | 1,81 | 0,10 | 13 | 1,82 | 0,15 | 15 | - |
| ИГЭ-4 Суглинок текучепластичный | 0,31 | 0,12 | 0,92 | 0,820 | 55 | 1,91 | 0,11 | 12 | 1,89 | 0,08 | 10 | 1,89 | 0,09 | 11 | - |
| ИГЭ-5 Супесь пластичная | 0,23 | 0,06 | 0,69 | 0,668 | 129 | 1,94 | 0,12 | 23 | 1,93 | 0,11 | 21 | 1,94 | 0,12 | 22 | - |

### 2.1.2 Оценка грунтов основания

На основании таблицы 3.1 необходимо сделать вывод о пригодности определенного слоя в качестве естественного основания.

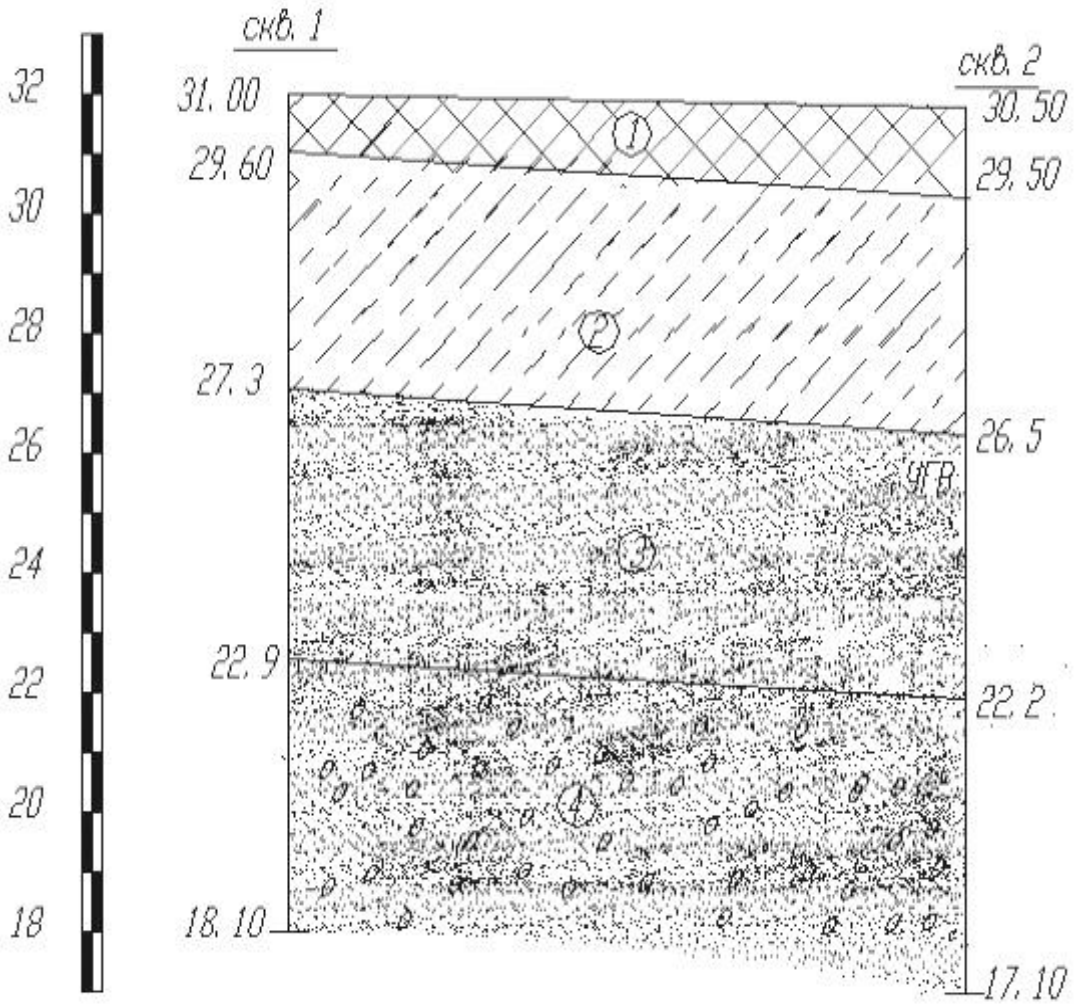



Рисунок 3.1 Инженерно-геологический разрез

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k}(M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q \gamma'_{II} d_1 + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{11}) \quad (2.1)$$

так как здание без подвальное db=0

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k}(M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q \gamma'_{II} d_1 + M_c c_{11}) \quad (2.2)$$

γc1 γc2 –коэффициенты условий работы [19, табл.3]

k = 1, так как прочностные характеристики определены непосредственно испытаниями [16, ф.7]

Mγ Mq Mc–коэффициенты, принимаемые по [19, табл.4]

kz = 1 – так как b<10 [19, ф.7]

b=2м – ширина подошвы фундамента

γII – осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента, кН/м²

$\gamma'_{II}$ – осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы фундамента, кН/м²

d1 – глубина заложения фундамента бесподвальных сооружений от уровня планировки, м

cII – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа

Удельный вес грунта

$$\gamma_{II} = \rho \cdot g \tag{2.3}$$

С учетом взвешивающего действия воды

$$\gamma^{вз}{}_{II} = \frac{g(\rho_s - \rho_w)}{1+e} \tag{2.4}$$

1 слой – насыпной грунт

$$\rho_{II} = 1,77 m / м^3$$

$$\gamma_{II} = 1,77 \cdot 9,81 = 17,36 кН / м^3$$

$$\gamma^{вз}{}_{II} = \frac{9,81(2,65-1)}{1+0,687} = 8,3 кН / м^3$$

2 слой – суглинок текучепластичный

$$\rho_{II} = 1,89 m / м^3$$

$$\gamma_{II} = 1,89 \cdot 9,81 = 18,52 кН / м^3$$

$$\gamma^{вз}{}_{II} = \frac{9,81(2,7-1)}{1+0,82} = 9,16 кН / м^3$$

3 слой – супесь пластичная

$$\rho_{II} = 1,94 m / м^3$$

$$\gamma_{II} = 9,81 \cdot 1,94 = 19,03 кН / м^3$$

$$\gamma^{вз}{}_{II} = \frac{9,81(2,66-1)}{1+0,668} = 9.76 кН / м^3$$

4 слой – суглинок мягкопластичный

$$\rho_{II} = 1,82 m / м^3$$

$$\gamma_{II} = 1,82 \cdot 9,81 = 17,85 кН / м^3$$

$$\gamma^{вз}{}_{II} = \frac{9,81(2,68-1)}{1+0,891} = 8,7 кН / м^3$$

Определяю осредненное расчетное значение удельного веса грунтов.

Для 1 слоя

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma_{II(1)} \cdot УГВ + \gamma^{в}{}_{II(1)} \cdot (h_1 - d_1)}{d_1} = \frac{17.36 \cdot 1.5 + 9.59 \cdot (0.7)}{2.2} = 15.4 кН / м^3$$

Для 2 слоя

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma_{II(2)} \cdot УГВ + \gamma^{вз}{}_{II(1)}(h_1 - УГВ) + \gamma^{вз}{}_{II(2)} h2}{d_2} = \frac{17.36 \cdot 1.5 + 9.59 \cdot 0.7 + 9.16 \cdot 1.6}{3.8} = 12.7 кН / м^3$$

Для 3 слоя

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma_{II(1)} \cdot УГВ + \gamma^{вз}{}_{II(1)} \cdot (УГВ - d_1) + \gamma^{вз}{}_{II(2)} \cdot h_2 + \gamma^{вз}{}_{II(3)} \cdot h_3}{d_3} =$$

$$= \frac{17.36 \cdot 1.5 + 9.59 \cdot 0.7 + 9.16 \cdot 1.6 + 9.76 \cdot 4.5}{8.3} = 10.88 кН / м^3$$

Для 4 слоя

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma_{II(1)} \cdot УГВ + \gamma^{вз}{}_{II(1)} \cdot (УГВ - d_1) + \gamma^{вз}{}_{II(2)} \cdot h_2 + \gamma^{вз}{}_{II(3)} \cdot h_3 + \gamma^{вз}{}_{II(3)} \cdot h_4}{d_4} =$$

$$= \frac{17.36 \cdot 1.5 + 9.59 \cdot 0.7 + 9.16 \cdot 1.6 + 9.76 \cdot 4.5 + 8.7 \cdot 6.5}{15} = 10.05 кН / м^3$$

Определяю расчетное сопротивление грунта по формуле 2.2:

Для 1 слоя

$$\gamma_{C1} = 1,1, \gamma_{C2} = 1,1, \varphi_{II} = 31$$

$$M_\nu = 1,24; M_q = 5,95; M_c = 8,24$$

$d_1$=2,2м, b=2м

$$R_1 = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,1}(1,24 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 17,36 + 5,95 \cdot 15,4 \cdot 2,2) = 180,5 кПа$$

Для 2 слоя

$$\gamma_{C1} = 1,1, \gamma_{C2} = 1,0, \varphi_{II} = 11$$

$$M_\nu = 0,18; M_q = 1,73; M_c = 4,17$$

d1=3.8м, cII=9кПа, b=1,5м

$$R_2 = \frac{1 \cdot 1}{1}(0,18 \cdot 2 \cdot 18.52 + 1.73 \cdot 12.7 \cdot 3,8 + 4.17 \cdot 9) = 115.9 кПа$$

Для 3 слоя

$$\gamma_{C1} = 1,3, \gamma_{C2} = 1,0,$$

$\varphi_{II}$=22

$$M_\nu = 0,56; M_q = 3,24; M_c = 5,84$$

d1=8.3м, b=2м, cII=12

$$R_3 = \frac{1,3 \cdot 1,1}{1}(0,56 \cdot 1 \cdot 19,03 \cdot 2 + 3,24 \cdot 10,88 \cdot 8,3 + 12 \cdot 5,84) = 384,6 кПа$$

Для 4 слоя

$$\gamma_{C1} = 1,1, \gamma_{C2} = 1,0,$$

$\varphi_{II}$=15

$$M_\nu = 0,29; M_q = 2,17; M_c = 4,69$$

d1=15м, b=2м, cII=15

$$R_4 = \frac{1{,}1 \cdot 1{,}0}{1}(0{,}29 \cdot 2 \cdot 17{,}85 + 2{,}17 \cdot 10{,}05 \cdot 15 + 15 \cdot 4{,}69) = 407{,}83 кПа$$

### 2.1.3 Сбор действующих нагрузок

Принимаем расчётные нагрузки на фундамент:

| Тип нагрузки | Нормативная | $\gamma_f$ | Расчетная |
|---|---|---|---|
| 1.Постоянная | | | |
| 1. Водоизоляционный ковер (Fibrotek Master s 120) | 0,04 | 1,3 | 0,052 |
| 2. Теплоизоляционные плиты ROCKWOOL марки Флекси Баттс (толщина 130мм, $\gamma$=40кг/м3=0.4кН/м3) 0.4·0,13=0,052(кН/м2). | 0,052 | 1,3 | 0, 07 |
| 3. Пароизоляционный слой; | 0,05 | 1,3 | 0,07 |
| 4. Стальной профилированный настил; | 0,1 | 1,05 | 0,105 |
| 5. Собственный вес прогонов | 0,1 | 1,05 | 0,105 |
| 6. Собственный вес фермы. | 0,3 | 1,05 | 0,315 |
| Итого постоянная: | 0,642 | | 0,717 |
| 2.Временная Снеговая | 2,24 | | 3,2 |
| ВСЕГО: | 2,88 | | 3,92 |

Значение веса снегового покрова для Мурманска - V снеговой район, $s_g = 3{,}2$ кН/м$^2$, тогда $s_0 = 3{,}2 \cdot 0{,}7 = 2{,}24$ кН/м$^2$.

Расчетное значение снеговой нагрузки на м$^2$ кровли:

$$s_{расч} = s_g \cdot \mu = 3{,}2 \cdot 1 = 3{,}2 \text{ кН/м}^2,$$

где $\mu$ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие при ($\mu = 1$ при $\alpha < 25°$).

Расчетная погонная нагрузка (3.2+0.717)*6= 23,5 кн/м

### 2.1.4 Определение глубины заложения ростверка

Глубина заложения ростверка Hp [19] зависит в основном от 2-х факторов: глубины сезонного промерзания грунтов и конструктивных требований. Из двух значений Hp принимаю наибольшее.

Учёт глубины сезонного промерзания грунтов [19]

Подошва ростверка должна располагаться ниже расчетной глубины сезонного промерзания грунтов:

$$H_p \geq d_f \quad (2.5)$$

$d_f$ - расчетная глубина сезонного промерзания грунта.

$$d_f = k_h \bullet d_{fn} \quad (2.6)$$

$k_h$ = 0,7 [19, табл.1] -коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения - здание без подвала с полами, устраиваемыми по грунту при расчетной среднесуточной температуре воздуха в помещении, примыкающем к наружным фундаментам, 20°С;

$d_{fn}$, - нормативная глубина сезонного промерзания.

$$d_{fn} = d_0 \cdot \sqrt{M_t} \tag{2.7}$$

$d_0$ = 0,23м - для суглинков;

Mt= 96,7 - безразмерный коэффициент, численно равный сумме абсолютных значений среднемесячных отрицательных температур за зиму в данном районе[19].

$$d_{fn} = 0,23 \cdot \sqrt{96,7} = 2,26$$

$$d_f = 0,7 \cdot 2,26 = 1,58 \text{ м}$$

Конструктивные требования

$H_p > H_{koh}$

Верх монолитного стакана фундамента должен находится ниже отметки пола как минимум на 150 мм.

$$НКОН = 0,15 + h_{СТ} + h_{ДН} \tag{2.8}$$

$h_{СТ} = 0,33 \cdot h_к + 0,5 + 0,05$ – высота стакана для средней колонны

$$h_{СТ} = 0,33 \cdot 0,296 + 0,5 = 0,5\text{м}$$

$h_{СТ} \geq (1,0 \ldots 1,5)\ h_к$ – высота стакана для крайней колонны

$h_{СТ} = 1,0 \cdot 0,3 = 0,3$м

Толщина днища стакана $h_{дн}$ = 0,5+0,05=0,55м

$$H_{кон} = 0,5 + 0,55 = 1,05 \text{ м}$$

Принимаю глубину заложения ростверка $H_р$ =1,05 м

### 2.1.5 Выбор длины сваи

Минимальная длина сваи $l_{св}$ должна быть достаточной для того, чтобы прорезать слабые грунты основания и заглубиться на минимальную величину Δh в несущий слой.

Величина Δh зависит от вида грунта, для песчанного грунта принимаем $\Delta h_{min}$ = 1м.

$$l_{св} = l_{зад} + H - H_P + \Delta h_{min} \tag{2.9}$$

$$l_{св} = 0,1 + 10,6 - 2,0 + 1 = 9,7 \text{ м}$$

Принимаю сваю длиной 10 м ( Δh=1м)

### 2.1.6 Определение несущей способности висячей сваи по сопротивлению грунта

Поскольку ниже супеси пластичной, на который опирается подошва фундамента,

не залегают менее прочные слои проверка прочности слабого подстилающего слоя не требуется.

При выполнении условия $k_c L_f \le L_g$ необходимо учитывать влияние соседнего фундамента.

$$L_g = 2{,}2\,\text{м}.$$

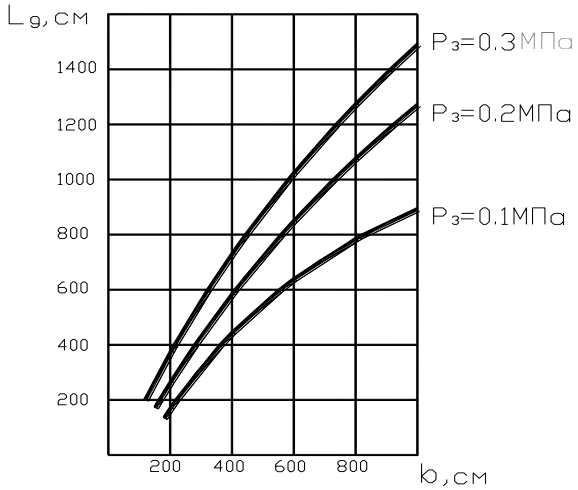



Рисунок 3.5.График влияние соседнего фундамента

$L_f = 6\,\text{м}$ – шаг колонн.

$$k_c = \frac{0{,}6}{b}\left(\overline{E} - 10\right) + 1 = \frac{0{,}6}{150}\left(20 - 10\right) + 1 = 1{,}0413,$$

$$\text{где } \overline{E} = \frac{\sum_i E_i h_i}{\sum_i h_i} = \frac{20 \cdot 1{,}4 + 20 \cdot 2{,}3}{1{,}4 + 2{,}3} = 20\,\text{МПа}.$$

$k_c L_f = 1{,}0413 \cdot 6м \approx 6 > L_g = 2{,}2м$.

Условие не выполняется. Осадка соседнего фундамента не влияет на осадку рассматриваемого.

Вертикальное напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы:

$\sigma_{zg0} = d.\gamma'_{II} = 2{,}1*20{,}6 = 43{,}26$кПа

Дополнительное давление на основание под подошвой:

$p_0 = p - \sigma_{zg0} = 156{,}78\text{-}43{,}26 = 113{,}52$кПа.кПа.

Для нахождения глубины сжимаемой зоны определяем напряжения от собственного веса грунта $\sigma_{zg}$ и дополнительные напряжения от внешней нагрузки $\sigma_{zp}$ по оси фундамента. Для этого разбиваем каждый слой на элементарные слои.

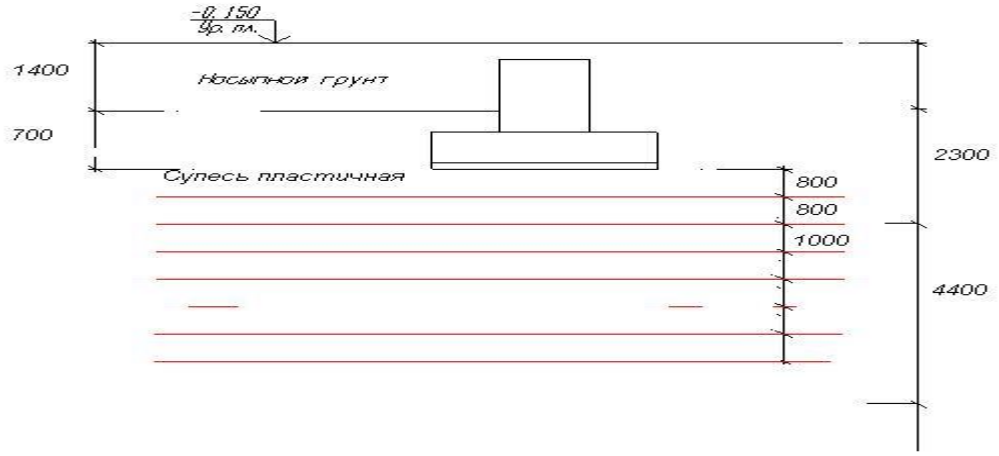



Рисунок 3.6.К расчету осадки фундамента

Расчет осадки сводим в табл. 3.2.

В данной таблице:

$$\sigma_{zg} = \sigma_{zg(i-1)} + \gamma_i h_i;\ \sigma_{zp} = \alpha p_0; \qquad (3.4.)$$

$\alpha = f\left(\xi;\ \frac{l}{b}\right)$ [14, прил. 2, табл. 1]; $s = 0{,}8\sum \frac{\overline{\sigma}_{zp} h_i}{E_i}$ – осадка i-го слоя.

Таблица 3.2

Расчет силы трения по боковой поверхности сваи

| z, м | ξ = 2z/b | $\gamma_1$, кН/м³ | h, м | $\sigma_{zg}$, кПа | α | $\sigma_{zp}$, кПа | $\overline{\sigma}_{zp}$, кПа | E, Па |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0 | 0 | 20,6 | 2,1 | 35,7 | 1 | 113,52 | | 20000 |
| 0,8 | 1,067 | 21,7 | 0,8 | 49,3 | 0,661 | 75,04 | 94,28 | 20000 |
| 1,6 | 2,133 | 21,7 | 0,8 | 66,7 | 0,317 | 35,99 | 55,52 | 20000 |
| 2,6 | 3,467 | 19,0 | 1,0 | 88,4 | 0,142 | 16,12 | 26,06 | 25000 |
| 3,6 | 4,0 | 19,0 | 1,0 | 97,1 | 0,108 | 12,26 | 14,19 | 25000 |
| 4,6 | 5,333 | 19,0 | 1,0 | 116,1 | 0,066 | 7,49 | 9,88 | 25000 |
| 5,6 | 6,667 | 19,0 | 1,0 | 135,1 | 0,044 | 4,99 | 6,24 | 25000 |

Напряжения определяются до границы сжимаемой зоны, в пределах которой выполняется условие:

$$0{,}2\sigma_{zg} \geq \sigma_{zp}. \qquad (3.5.)$$

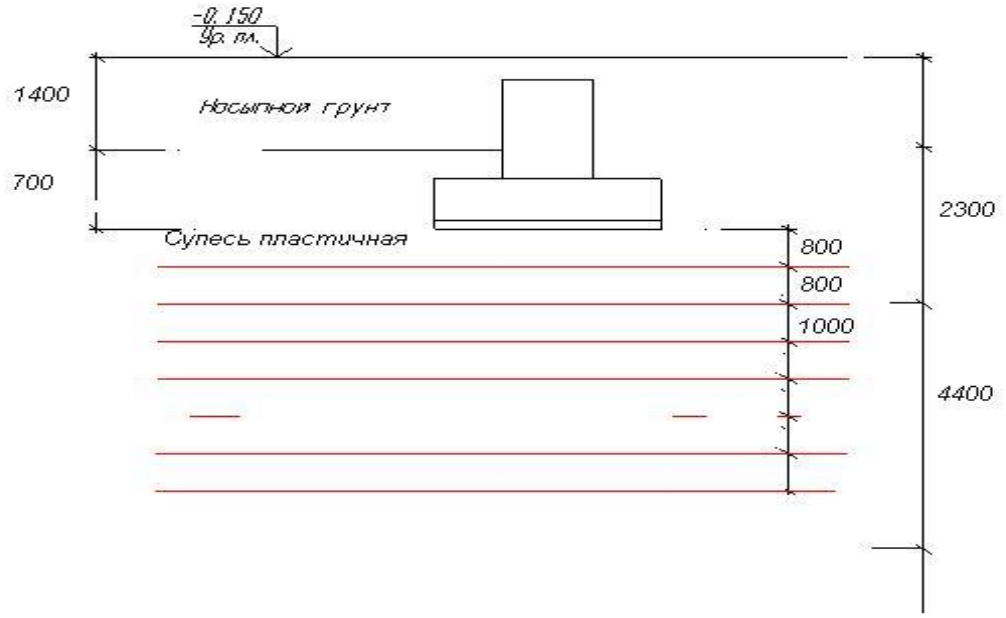
В данном случае условие выполняется до глубины 4,90 м, на которой

$$\sigma_{zp} = 16{,}2 < 0{,}2\sigma_{zg} == 17{,}68 \text{ кПа}.$$

Полная осадка фундамента:

S=0,81 см $< S_u$ =12 см,

где $[s] = 12$ мм – предельно допустимая осадка .




### 2.1.7 Определение количества свай

Число свай в фундаменте и схему их размещения устанавливают расчётами по первой группе предельных состояний.

При центральной нагрузке усилия между сваями распределяются равномерно.

Определяю количество свай

$$n = \frac{N_{\max}}{P_г^{'} - t_{\min}^2 \cdot H_\rho \cdot \gamma_{ср} \cdot \gamma_f} \tag{2.14}$$

где: Nmax- максимальное расчетное усилие из табл.2.2;

$t_{mln}$=3·0,3=0,9м – минималыюе расстояние между осями свай, принимаем равным $t_{mjn} = 3 \cdot d_{CB}$

$h_p$ = 1,05м - глубина заложения ростверка;

$\gamma_{ср}$=20кН/м³ - осредненный объемный вес бетона ростверка со стаканом и грунта на уступах ростверка;

$y_f$ = 1,1 - коэффициент надежности по нагрузки.

$P'_г$=114,64 кН

Для крайней колонны:

$$n = \frac{188}{114,64 - 0,9^2 \cdot 1,05 \cdot 20 \cdot 1,1} = 1,9$$

Принимаю 2 сваи.

Вычисляем усилия в сваях:

$$N_{свi} = \frac{N + G_p}{n} + \frac{M_y^0 x_i}{\sum_1^n x_i^2} \tag{2.15}$$

где N - вертикальные нагрузки по max и по min сочетаниям (см таблицу);
*Gp* - вес ростверка, определяется по формуле:
Вес росгверка:

$$G_p = a_p \cdot b_p \cdot Hp \cdot \gamma_{cp} \cdot \gamma_f \qquad (2.16)$$

$a_p$=1,5 и $b_p$ =0,85м - размеры ростверка.

$$G_p = 1{,}5 \bullet 0{,}85 \bullet 1{,}05 \bullet 20 \bullet 1{,}1 = 29{,}45 \text{ кН}$$

$$N^{св}_{max} = \frac{188 + 29.45}{2} + \frac{1.12 \cdot 0.45}{1} = 109.575$$

$$N^{св}_{min} = \frac{188 + 29.45}{2} - \frac{1.12 \cdot 0.45}{1} = 105.871$$

$N^{св}_{max}$ =109.575 кН < $P^1_г$ = 114.64 кН - условие выполняется

$N^{св}_{min}$ = 105.871≥0 - условие выполняется

### 2.1.8 Расчёт конечной осадки свайного фундамента

Нагрузки на фундамент определены с помощью автоматизированного проектно-вычислительного комплекса SCAD.

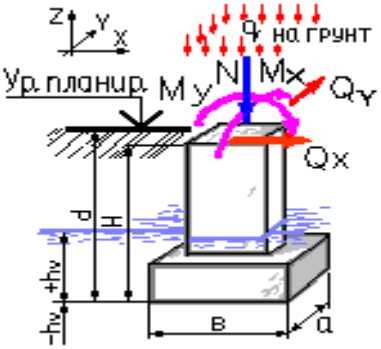
Нагрузки определены по наиболее неблагоприятным комбинациям загружений: постоянная (коэффициент сочетаний $\psi = 1$); снеговая и ветровая ($\psi = 0{,}9$).

Результаты расчета :

Тип фундамента:

Столбчатый на естественном основании

Исходные данные:




Тип грунта в основании фундамента:

Пылевато-глинистые, крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем 0.25<IL<0.5

Тип расчёта:

Подбор унифицированной подошвы по серии 1.412-1

Способ расчёта:

Расчёт основания по деформациям

Способ определения характеристик грунта:

По таблицам 1-3 СНиП 2.02.01-83*

Конструктивная схема здания:

Жёсткая при 2.5<(L/H)<4

Наличие подвала:

Нет

Исходные данные для расчёта:

Удельный вес грунта 21,7 кН/м3

Удельное сцепление грунта 14 кПа

Угол внутреннего трения 26 °

Расстояние до уровня грунтовых вод (Hv) -7 м

Высота фундамента (H) 1,5 м

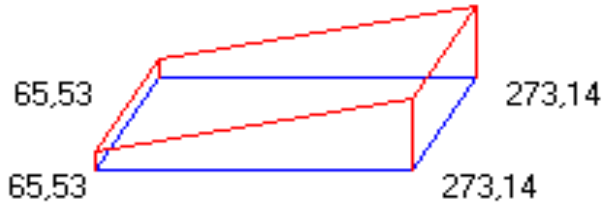
Глубина заложения фундамента от уровня планировки (без подвала) (d) 2,1 м

Усреднённый коэффициент надёжности по нагрузке 1,15

Расчетные нагрузки на фундамент:

| Наименование | Величина | Ед. измерения | Примечания |
|---|---|---|---|
| N | 304,26 | кН | |
| My | 63,25 | кН*м | |
| Qx | 1 | кН | |
| Mx | 0 | кН*м | |
| Qy | 0 | кН | |
| q | 10 | кПа | на грунт |

3.1.2 Выводы:



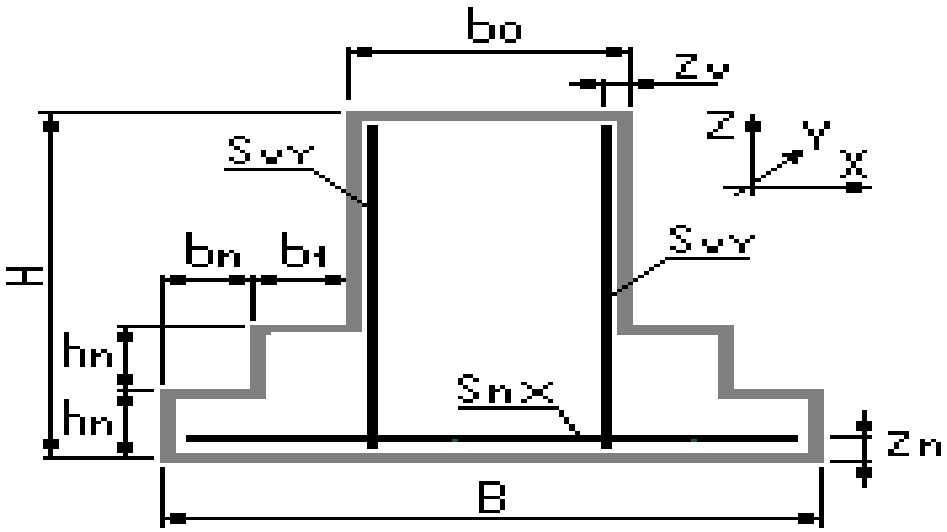

Максимальные размеры подошвы по расчёту по деформациям a=1,5 м b=1,5 м

Расчётное сопротивление грунта основания 363,028 кПа

Максимальное напряжение под подошвой в основном сочетании 273,141 кПа

Минимальное напряжение под подошвой в основном сочетании 65,527 кПа

3.1.3 Результаты конструирования:



Геометрические характеристики конструкции:

| Наименование | Обозначение | Величина | Размерность |
|---|---|---|---|
| Заданная длина подошвы | (A) | 1,5 | м |
| Заданная ширина подошвы | (B) | 1,5 | м |
| Ширина верхней части фундамента | (b0) | 0,9 | м |
| Длина верхней части фундамента | (L0) | 0,9 | м |
| Высота ступени фундамента | (hn) | 0,45 | м |
| Защитный слой верхней части фундамента | (zv) | 3,5 | см |
| Защитный слой арматуры подошвы | (zn) | 7,0 | см |
| Длина верхней ступени вдоль оси X | (b1) | 0,3 | м |
| Длина верхней ступени вдоль оси Y | (a1) | 0,3 | м |
| Количество ступеней вдоль оси X | (nx) | 1 | шт |
| Количество ступеней вдоль оси Y | (ny) | 1 | шт |
| Расстояние между анкерами вдоль X | (ba) | 0,5 | м |
| Расстояние между анкерами вдоль Y | (aa) | 0,5 | м |
| Количество анкерных болтов | (n) | 4 | шт |
| Материал анкерных болтов | ВСт3кп2 | | |

Расчет на продавливание подколонником и первой ступенью при заданной геометрии фундамента
не требуется.

Подошва столбчатого фундамента вдоль оси X

Рабочая арматура в сечении 8D 12 A-III

Подошва столбчатого фундамента вдоль оси Y

Рабочая арматура в сечении 8D 12 A-III

Подколонник столбчатого фундамента, грани вдоль оси X

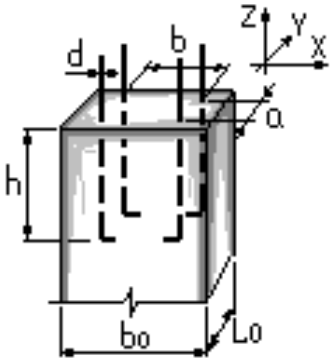
Вертикальная рабочая арматура в сечении 5D 10 A-III

Подколонник столбчатого фундамента, грани вдоль оси Y

Вертикальная рабочая арматура в сечении 5D 10 A-III

Рекомендуем анкера с отгибами, заделка в бетон (h) не менее 250 мм

Требуемые по расчету анкера 4 D 10 мм



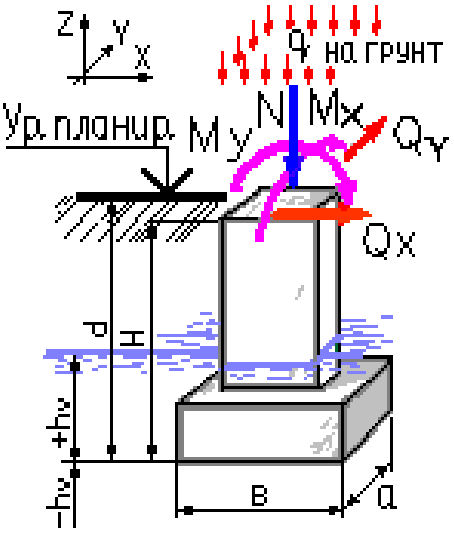

Расчет среднего фундамента по оси Н-9

Результаты расчета

Тип фундамента:

Столбчатый на естественном основании

3.1.4 1. - Исходные данные:




Тип грунта в основании фундамента:

Пылевато-глинистые, крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем 0.25<IL<0.5

Тип расчёта:

Подбор унифицированной подошвы по серии 1.412-1

Способ расчёта:

Расчёт основания по деформациям

Способ определения характеристик грунта:

По таблицам 1-3 СНиП 2.02.01-83*

Конструктивная схема здания:

Жёсткая при 2.5<(L/H)<4

Наличие подвала:

Нет

Исходные данные для расчёта:

Удельный вес грунта 21,7 кН/м3

Удельное сцепление грунта 14 кПа

Угол внутреннего трения 26 °

Расстояние до уровня грунтовых вод (Hv) -7 м

Высота фундамента (H) 1,5 м

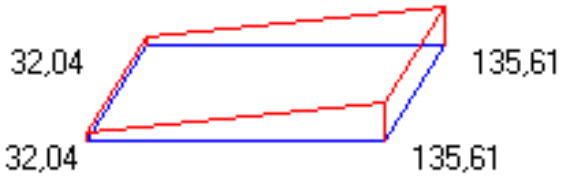
Глубина заложения фундамента от уровня планировки (без подвала) (d) 2,1 м

Усреднённый коэффициент надёжности по нагрузке 1,15

Расчетные нагрузки на фундамент:

| Наименование | Величина | Ед. измерения | Примечания |
|---|---|---|---|
| N | 83 | кН | |
| My | 32 | кН*м | |
| Qx | 1 | кН | |
| Mx | 0 | кН*м | |
| Qy | 0 | кН | |
| q | 10 | кПа | на грунт |

Выводы:



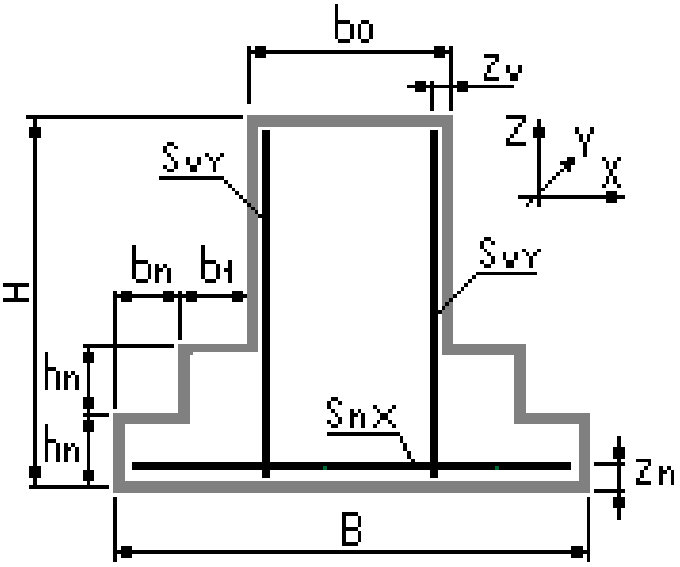

Максимальные размеры подошвы по расчёту по деформациям a=1,5 м b=1,5 м

Расчётное сопротивление грунта основания 363,028 кПа

Максимальное напряжение под подошвой в основном сочетании 135,61 кПа

Минимальное напряжение под подошвой в основном сочетании 32,036 кПа

Результаты конструирования:




Геометрические характеристики конструкции:

| Наименование | Обозначение | Величина | Размерность |
|---|---|---|---|
| Заданная длина подошвы | (A) | 1,2 | м |
| Заданная ширина подошвы | (B) | 1,2 | м |
| Ширина верхней части фундамента | (b0) | 0,9 | м |
| Длина верхней части фундамента | (L0) | 0,9 | м |
| Высота ступени фундамента | (hn) | 0,45 | м |
| Защитный слой верхней части фундамента | (zv) | 3,5 | см |
| Защитный слой арматуры подошвы | (zn) | 7,0 | см |
| Длина верхней ступени вдоль оси X | (b1) | 0,15 | м |
| Длина верхней ступени вдоль оси Y | (a1) | 0,15 | м |
| Количество ступеней вдоль оси X | (nx) | 1 | шт |
| Количество ступеней вдоль оси Y | (ny) | 1 | шт |
| Расстояние между анкерами вдоль X | (ba) | 0,5 | м |
| Расстояние между анкерами вдоль Y | (aa) | 0,5 | м |
| Количество анкерных болтов | (n) | 4 | шт |
| Материал анкерных болтов | ВСт3кп2 | | |

Расчет на продавливание подколонником и первой ступенью при заданной геометрии фундамента

не требуется.

Подошва столбчатого фундамента вдоль оси X

Рабочая арматура в сечении 8D 12 A-III

Подошва столбчатого фундамента вдоль оси Y

Рабочая арматура в сечении 8D 12 A-III

Подколонник столбчатого фундамента, грани вдоль оси X

Вертикальная рабочая арматура в сечении 5D 8 A-III

Подколонник столбчатого фундамента, грани вдоль оси Y

Вертикальная рабочая арматура в сечении 5D 8 A-III

Рекомендуем анкера с отгибами, заделка в бетон (h) не менее 250 мм

Требуемые по расчету анкера 4 D 10 мм

### 2.1.11 Определение осадки фундамента методом послойного Суммирования

Вертикальное напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы:

$\sigma_{zg0} = d.\gamma'_{II} = 2{,}1*20{,}6 = 43{,}26$кПа

Дополнительное давление на основание под подошвой:

$p_0 = p - \sigma_{zg0} = 156{,}78\text{-}43{,}26 = 113{,}52$кПа.кПа.

Для нахождения глубины сжимаемой зоны определяем напряжения от собственного веса грунта $\sigma_{zg}$ и дополнительные напряжения от внешней нагрузки $\sigma_{zp}$ по оси фундамента. Для этого разбиваем каждый слой на элементарные слои.

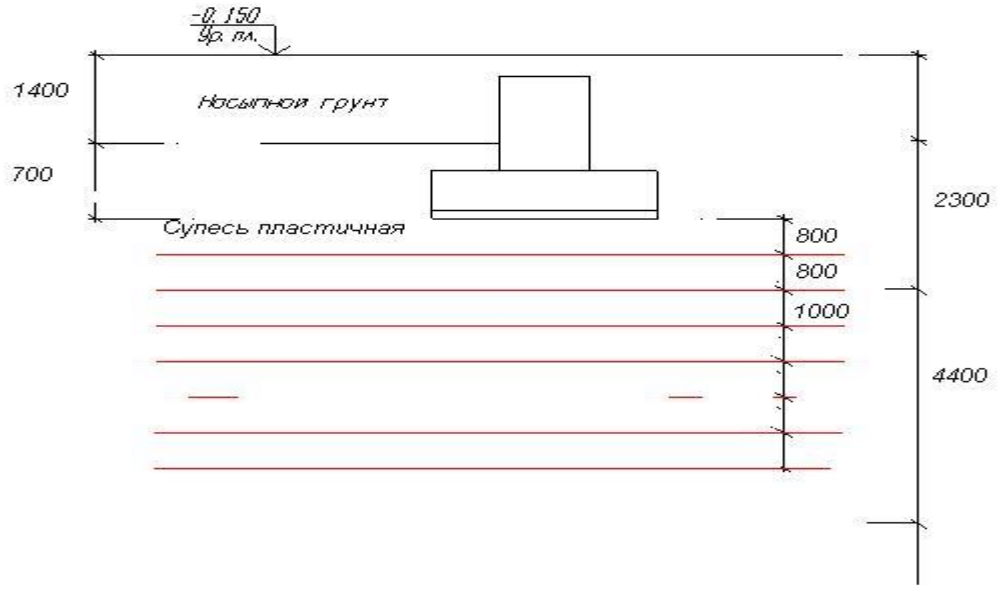



Рисунок 3.6.К расчету осадки фундамента

Расчет осадки сводим в табл. 3.2.

В данной таблице: $\sigma_{zg} = \sigma_{zg(i-1)} + \gamma_i h_i$; $\sigma_{zp} = \alpha p_0$;

$\alpha = f\left(\xi;\ \frac{l}{b}\right)$ [14, прил. 2, табл. 1]; $s = 0{,}8\sum \frac{\overline{\sigma}_{zp} h_i}{E_i}$ – осадка i-го слоя.

Таблица 3.2

Определение давления под подошвой условного фундамента

| z, | ξ = 2z/b | $\gamma_I$, кН/м$^3$ | h, м | $\sigma_{zg}$, кПа | α | $\sigma_{zp}$, кПа | $\overline{\sigma}_{zp}$, кПа | E, кПа |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0 | 0 | 20,6 | 2,1 | 35,7 | 1 | 113,52 | | 20000 |
| 0,8 | 1,067 | 21,7 | 0,8 | 49,3 | 0,661 | 75,04 | 94,28 | 20000 |
| 1,6 | 2,133 | 21,7 | 0,8 | 66,7 | 0,317 | 35,99 | 55,52 | 20000 |
| 2,6 | 3,467 | 19,0 | 1,0 | 88,4 | 0,142 | 16,12 | 26,06 | 25000 |
| 3,6 | 4,0 | 19,0 | 1,0 | 97,1 | 0,108 | 12,26 | 14,19 | 25000 |
| 4,6 | 5,333 | 19,0 | 1,0 | 116,1 | 0,066 | 7,49 | 9,88 | 25000 |
| 5,6 | 6,667 | 19,0 | 1,0 | 135,1 | 0,044 | 4,99 | 6,24 | 25000 |

Напряжения определяются до границы сжимаемой зоны, в пределах которой выполняется условие:

$$0{,}2\sigma_{zg} \geq \sigma_{zp}.$$

В данном случае условие выполняется до глубины 4,90 м, на которой

$$\sigma_{zp} = 16{,}2 < 0{,}2\sigma_{zg} == 17{,}68 \text{ кПа}.$$

Полная осадка фундамента:

S=0,81 см $< S_u$ =12 см,

где $[s] = 12$ мм – предельно допустимая осадка .

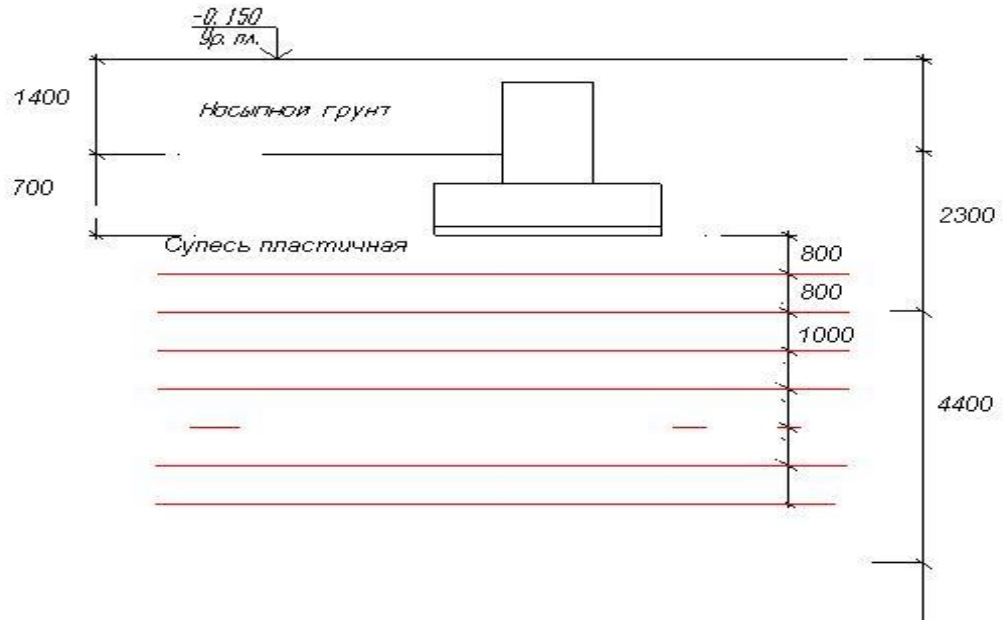



Рисунок 3.7. Распределение напряжений в пределах сжимаемой зон

## 2.1.12 Подбор марки сваи

Перемещение элемента от единичной силы

$$\delta_{FF} = \frac{A_{FF}}{\alpha_э^3 \cdot E_б \cdot I} \quad (2.27)$$

$$\delta_{MF} = \frac{A_{MF}}{\alpha_э^2 \cdot E_б \cdot I} \quad (2.28)$$

Перемещение элемента от единичного момента

$$\delta_{MM} = \frac{A_{MM}}{\alpha_э \cdot E_б \cdot I} \quad (2.29)$$

где $A_{FF}$, $A_{MF}$, $A_{MM}$ - коэффициенты, определяемые по [20 прил. 13], при $\bar{h} = \alpha_э \cdot h,$ если $\bar{h} \geq 4,$ то $\bar{h} = 4$, так как сопряжение свай с ростверком принято шарнирным

$E_б = 24 \cdot 10^6$кПа – начальный модуль упругости бетона [12 табл.10]

$I = \frac{d_{св}^4}{12} = \frac{0{,}3^4}{12} = 6{,}75 \cdot 10^{-4} м^4$ – момент инерции поперечного сечения сваи

$\alpha_э$ - коэффициент деформации

$$\alpha_э = \sqrt[5]{\frac{K \cdot d_p}{3 \cdot E_б \cdot I}} \quad (2.30)$$

где К – коэффициент пропорциональности грунта

$K_i$ – коэффициент пропорциональности [20 прил.1 табл.1]

$K_i$=7500 $кН / м^4$

$$h_m = 3{,}5 \cdot d_c + 1{,}5 = 3{,}5 \cdot 0{,}3 + 1{,}5 = 2{,}55 м$$

$$\text{Ki} = K = 7500 kH / м^4$$

Расчётный диаметр сваи определяется по формуле:

$$d_p = k_э \cdot (1{,}5 \cdot d_{св} + 0{,}5) = 1 \cdot (1{,}5 \cdot 0{,}3 + 0{,}5) = 0{,}95 м \quad (2.31)$$

где $к_э$ = 1 – для прямоугольного сечения сваи

$$\alpha_э = \sqrt[5]{\frac{7500 \cdot 0{,}95}{3 \cdot 24 \cdot 10^6 \cdot 6{,}75 \cdot 10^{-4}}} = 0{,}68$$

$$\bar{h} = \alpha_э \cdot h = 0{,}68 \cdot 10 = 6{,}8 \Rightarrow \bar{h} = 4 м$$

$$A_{FF} = 2{,}441; A_{MF} = 1{,}621; A_{MM} = 1{,}751$$

$$\delta_{FF} = \frac{2{,}441}{24 \cdot 10^6 \cdot 0{,}68 \cdot 6{,}75 \cdot 10^{-4}} = 0{,}00022$$

$$\delta_{FF} = \frac{1{,}621}{24 \cdot 10^6 \cdot 0{,}68 \cdot 6{,}75 \cdot 10^{-4}} = 0{,}00014$$

$$\delta_{FF} = \frac{1{,}751}{24 \cdot 10^6 \cdot 0{,}68 \cdot 6{,}75 \cdot 10^{-4}} = 0{,}00015$$

Момент в голове сваи: $M_B = 0$

Поперечная сила в голове сваи:

$$Q_B = Q_X / n \quad (2.32)$$

$$Q_B^{кр} = 36,5/4 = 9,1кН$$

Выбор марки сваи и арматуры.

Определяю коэффициент η учитывая влияние прогиба на значение эксцентриситета продольного усилия $e_o$

$$\eta = \frac{1}{1 - N/N_{cr}} \tag{2.33}$$

где $N=N_{св\ max}$=569,3 кН

$N_{cr}$–условная критическая сила

$$N_{cr} = \frac{6,4 \cdot E_b \cdot I}{\varphi_l \cdot l_o^2}\left(\frac{0,11}{0,1+\delta_e} + 0,1\right) \tag{2.34}$$

где $\varphi_l$=1 – коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки на прогиб элемента в предельном состоянии

$l_o=H=l_{св}$-0,1=10-0,1=9,9м [20 табл.3]

$\delta_e$ – коэффициент, принимаемый равным $e_o/h$, но не менее

$$\delta_{e,\min} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{l_o}{h} - 0,01R_b \tag{2.35}$$

где h=0,3м – диаметр сваи

$R_b$=10,5мПа – расчетное сопротивление бетона для класса В20

$$\delta_{e,\min} = 0,5 - 0,01\frac{9,9}{0,3} - 0,01 \cdot 10,5 = 0,06$$

$$e_0 = \frac{M_{\max}}{N_{св}^{\max}} = \frac{21,82}{569,3} = 0,038м \tag{2.36}$$

$\delta_e$=0,038/0,3=0,12

принимаю $\delta_e$=0,12

$$N_{cr} = \frac{6,4 \cdot 24 \cdot 10^6 \cdot 6,75 \cdot 10^{-4}}{1 - 9,9^2} \cdot \left(\frac{0,11}{0,1+0,12} + 0,1\right) = 844,19кН$$

$$\eta = \frac{1}{1 - 569,3/844,19} = 1,8$$

В зависимости от рассчитанных величин по альбому свай принимаю сваю С100.30-8 с каркасом КП 100.30-8 и арматурой 8Ø14 AIII.

### 2.1.13 Расчёт ростверков на продавливание колонной

Расчёт на продавливание колонной центрально-нагруженных ростверков свайных фундаментов с кустами из четырёх и более свай проводится из условия, что продавливание происходит по боковой поверхности пирамиды, высота которой равна расстоянию по вертикали от рабочей арматуры плиты до низа колонны. Меньшим основанием служит площадь сечения колонны, а боковые грани, проходящие от наружных граней колонны до внутренних граней свай,

наклонённых к горизонтали под углом не менее 45° и не более угла, соответствующего пирамиде с c=0,4$h_0$

$$F_{per} \le \frac{2 \cdot h_0 \cdot R_{bt}}{\alpha} \cdot \left[ \frac{h_0}{c_1} \cdot (b_{col} + c_2) + \frac{h_0}{c_2}(h_{col} + c_1) \right] \quad (2.37)$$

где $F_{per}$ – расчётная продавливающая сила, равная сумме реакции всех свай, расположенных за пределами нижнего основания пирамиды продавливания,

определяемая из условия:

$$F_{per} = N \cdot \frac{n_1}{n} \quad (2.38)$$

$c_1$ – расстояние от грани колонны с размером bcol до параллельной ей плоскости, проходящей по внутренней грани близлежащего ряда свай, расположенных за пределами нижнего основания пирамиды продавливания

$c_2$ – расстояние от грани колонны с размером hcol до параллельной ей плоскости, проходящей по внутренней грани близлежащего ряда свай, расположенных за пределами нижнего основания пирамиды продавливания

$h_0$=0,36 – расстояние от рабочей арматуры плиты до низа колонны

$$1 \le \frac{h_0}{c_i} \le 2.5 \quad (2.39)$$

$b_{col}, h_{col}$ - размеры колонны

α - коэффициент, учитывающий частичную передачу продольной силы на плитную часть через стенки стакана

$$\alpha = \left(1 - \frac{0{,}4 \cdot R_{bt} \cdot A_f}{N}\right) \ge 0{,}85 \quad (2.40)$$

$R_{bt}$ =675 кПа - расчётное сопротивление бетона класса B15 растяжению с учётом коэффициента условий работы

$A_f = 2 \cdot (b_{col} + h_{col}) \cdot h_{anc}$ - площадь боковой поверхности колонны, заделанной в стакан фундамента

N – максимальная продольная сила, действующая в сечении колонны и верхней горизонтальной грани ростверка

Крайняя колонна

$$F_{per} = 2 \cdot 2 \cdot 109{,}58 = 438{,}32 кН$$

$$A_f = 2 \cdot (0{,}296 + 0{,}3) \cdot 0{,}54 = 0{,}64$$

$$\alpha = \left(1 - \frac{0{,}4 \cdot 675 \cdot 0{,}64}{109{,}58}\right) \ge 0{,}85$$ – принимаем равной 1

$$F_{per} = 438{,}32 кН \le \frac{2 \cdot 0{,}36 \cdot 675}{1} \left[ \frac{0{,}36}{0{,}187} \cdot (0{,}296 + 0{,}277) + \frac{0{,}36}{0{,}277}(0{,}3 + 0{,}187 \right] = 843{,}7 кН$$

условие выполняется.

### 2.1.14 Расчёт ростверка на изгиб

Определяем величины изгибающих моментов в сечениях 1проходящих по краям подошвы

$$Mx = 2F \cdot 0,75 - G \cdot 1,05^2 / 2 \cdot 3,3 = 2 \cdot 109,58 \cdot 0,75 - \frac{208 \cdot 1,05^2}{2 \cdot 3,3} = 129 кН \cdot м$$

$$My = \frac{1021 \cdot 4}{12} \cdot 0,3 - \frac{208 \cdot 0,6^2}{2,4 \cdot 2} = 86,5 кН \cdot м$$

Определяем требуемое сечение арматуры из стали класса А-400 ($R_s$ = 365 МПа):

сечение 1-1

$$\theta = \frac{Mx}{Rb \cdot b \cdot h^2_{01}} \quad (2.41)$$

$$\theta = \frac{129}{6750 \cdot 0,36^2 \cdot 0,9} = 0,164$$

при $\theta$ = 0,164 находим $v$ = 0,91;

$$A_{sx} = \frac{Mx}{R_s \cdot \nu \cdot h^2_0} \quad (2.42)$$

$$A_{sx} = \frac{129}{3550 \cdot 0,91 \cdot 0,36} = 11,09 см^2$$

сечение 2-2

$$\theta = \frac{My}{Rb \cdot b \cdot h^2_{01}} \quad (2.43)$$

$$\theta = \frac{86,5}{6750 \cdot 0,9 \cdot 0,36^2} = 0,113$$

$v$ = 0,94;

$$A_{sy} = \frac{My}{R_s \cdot \nu \cdot h^2_0} \quad (2.44)$$

$$A_{sy} = \frac{86,5}{3550 \cdot 0,94 \cdot 0,36} = 7,2$$

Принимается арматура:

в продольном направлении 6∅16 А-400

$A_{sx}$ = 12,07 см$^2$;

в поперечном направлении 4∅16 А-400

$A_{sy}$ = 8,04см$^2$.

## 2.2 Строительные конструкции

### 2.2.1 Расчет пролета рамы

Ригель рамы – типовая 24-х метровая ферма из гнутосварных профилей по серии 1.263.2 «Типовые конструкции стальных ферм для покрытия зальных помещений общественных зданий»

Колонна – прокатный двутавр типа К по ГОСТ 26020-83.

Подбор сечений рамных конструкций производится по расчетным кодам вертикальной нагрузки, которые определяются в зависимости от базового кода вертикальной нагрузки на покрытие.

Таблица 2.1

Сбор нагрузок (ГФГС серия 1.263.2)

| Тип нагрузки | Нормативная | $\gamma_f$ | Расчетная |
|---|---|---|---|
| 1.Постоянная | | | |
| 1. Водоизоляционный ковер (Fibrotek Master s 120) | 0,04 | 1,3 | 0,052 |
| 2. Теплоизоляционные плиты ROCKWOOL марки Флекси Баттс (толщина 130мм, $\gamma$=40кг/м3=0.4кН/м3) | 0,052 | 1,3 | 0, 07 |
| 0.4·0,13=0,052(кН/м2). | 0,05 | 1,3 | 0,07 |
| 3. Пароизоляционный слой; | | | |
| 4. Стальной профилированный настил; | 0,1 | 1,05 | 0,105 |
| 5. Собственный вес прогонов | 0,1 | 1,05 | 0,105 |
| 6. Собственный вес фермы. | 0,3 | 1,05 | 0,315 |
| Итого постоянная: | 0,642 | | 0,717 |

Значение веса снегового покрова для Мурманска - V снеговой район, $s_g = 3{,}2$ кН/м$^2$, тогда $s_0 = 3{,}2 \cdot 0{,}7 = 2{,}24$ кН/м$^2$.

Расчетное значение снеговой нагрузки на м$^2$ кровли:

$$s_{расч} = s_g \cdot \mu = 3{,}2 \cdot 1 = 3{,}2 \text{ кН/м}^2,$$

где $\mu$ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие при ($\mu = 1$ при $\alpha < 25°$).

Расчетная погонная нагрузка (3.2+0.717)*6= 23,5 кн/м

Принимаю ферму серии ГФГС 24 с расчетной погонной 2.6 тс/м

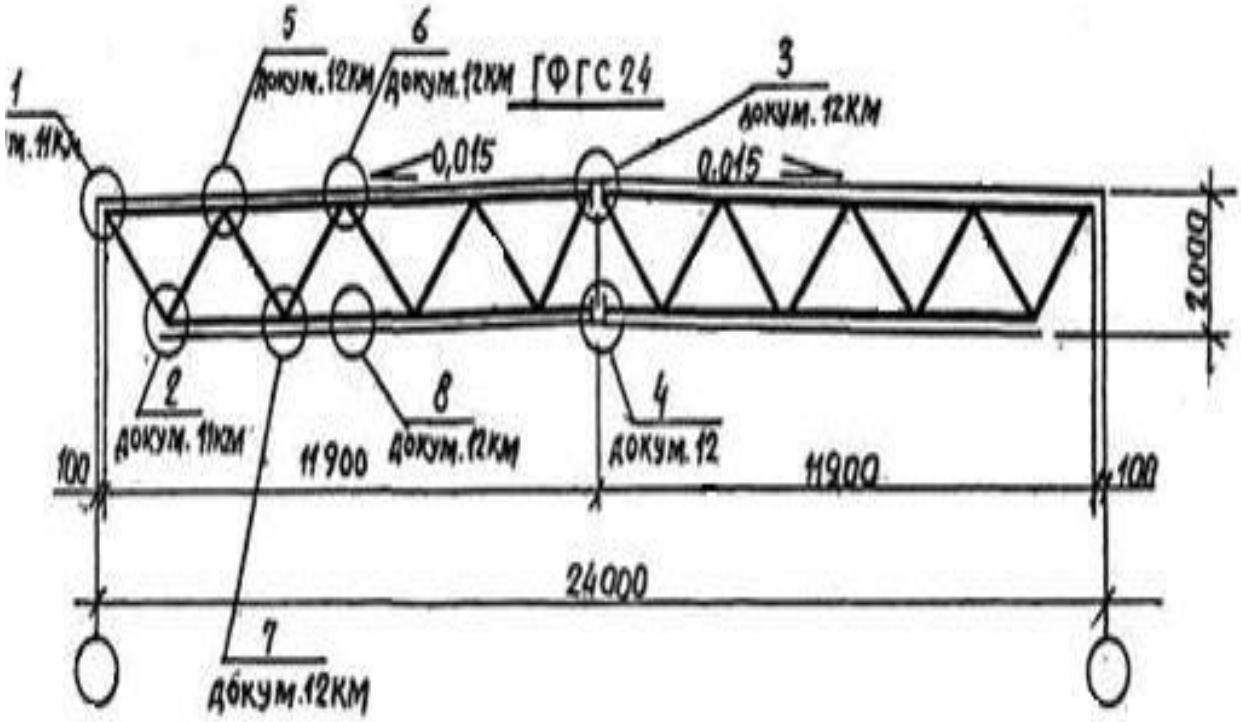



Рисунок 1.1.Принятая схема фермы по серии 1.263.2-4

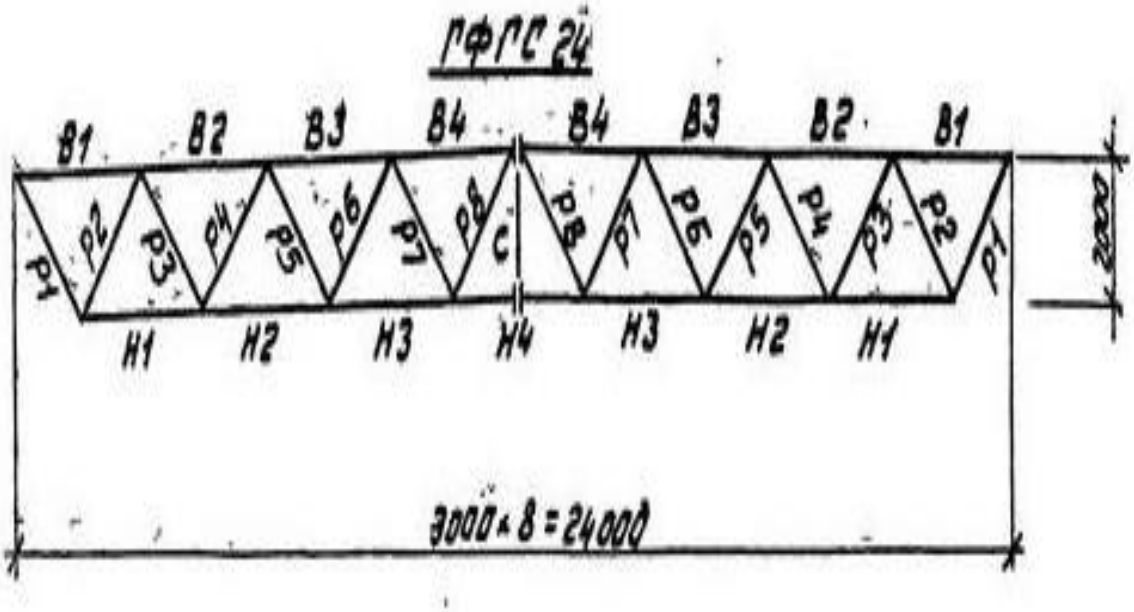



Рисунок 2.3.Геометрическая схема фермы по серии 1.263.2-4

Определим нагрузки, действующие на ферму:

1. Нагрузка от кровли: (погонная нагрузка от покрытия)

$$q_{кр} = (g/\cos\alpha)\cdot\gamma_n \cdot B = (1{,}25/0{,}9966)*6*0{,}95 = 7{,}15 кН/м,$$

где $g = 1{,}25 кН/м^2$ - вес кровли .

Определим усилия, действующие на ферму от постоянной нагрузки.

$$F_1 = q_{кр} \cdot \frac{d_1 + d_2}{2} = 7{,}15 * \frac{2{,}8 + 3}{2} = 20{,}74 кН$$

$$F_2 = q_{кр} \cdot \frac{d_2 + d_3}{2} = 7{,}15 * \frac{3 + 3}{2} = 21{,}45 кН$$

$$F_4 = F_3 = F_2 = 21{,}45 \text{ кН}$$

Определим снеговую нагрузку

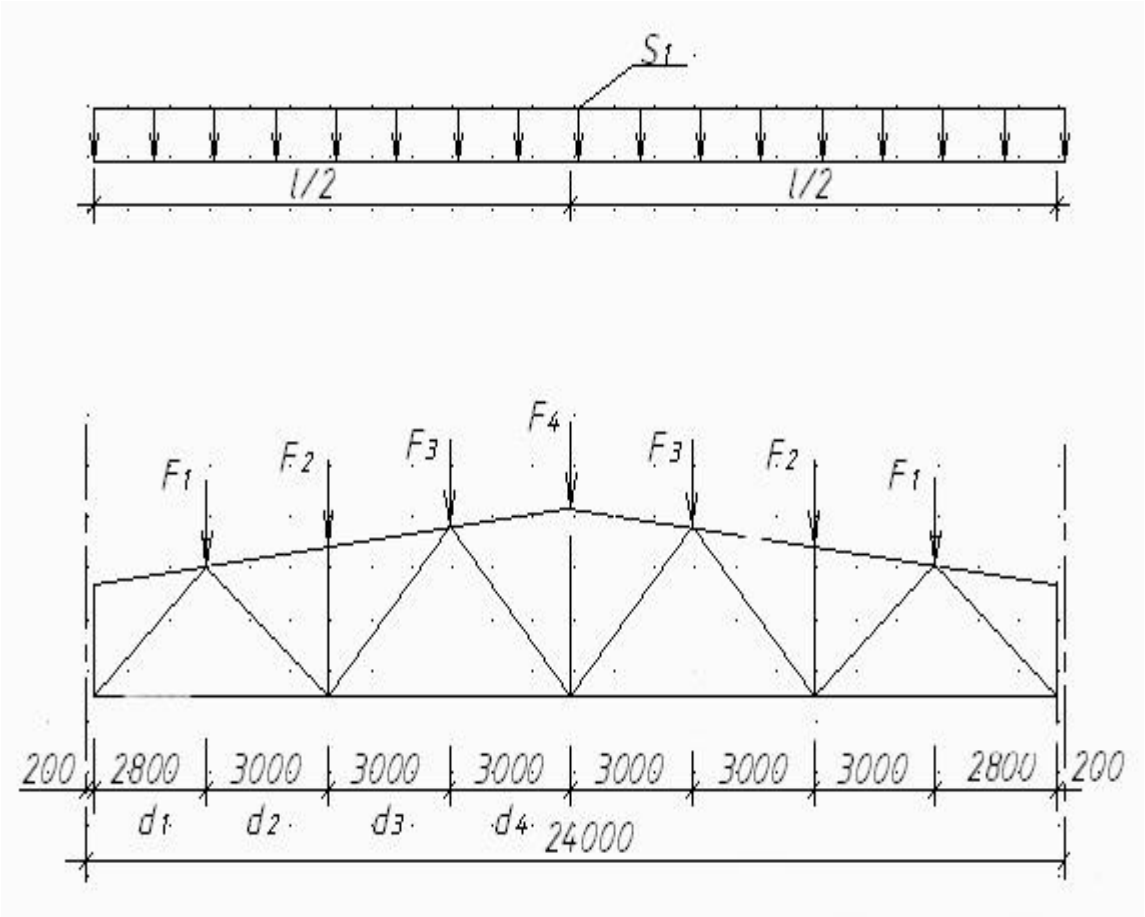



Рисунок 2.4. Снеговая нагрузка на ферму

Для г.Мурманска - $S_g = 3{,}2 кН / м^2$

$$\mu_1 = 1 \text{ т.к. } \alpha \le 25°;$$

$$S_1 = S_g \cdot \mu_1 \cdot B \cdot \gamma_n = 3{,}2 * 6 * 0{,}95 = 18{,}24 кН / м;$$

$$F_1 = S_1 \cdot \frac{d_1 + d_2}{2} = 18{,}24 \frac{2{,}8 + 3}{2} = 52{,}9 кН;$$

$$F_2 = S_1 \cdot \frac{d_2 + d_3}{2} = 18{,}24 * 3 = 54{,}7 кН;$$

$$F_4 = F_3 = F_2 = 54{,}7 кН$$

Основными несущими конструкциями каркаса Унитек являются сварные рамы из гнутосварных труб по ГОСТ 30245-03.

Подбор сечений рамных конструкций производится по расчетным кодам вертикальной нагрузки, которые определяются в зависимости от базового кода вертикальной нагрузки на покрытие.

Таблица 2.2 - Сбор нагрузок (Унитек серия 1.420.3-36.03)

Таблица 2.3

Базовый код (Унитек серия 1.420.3-36.03)

| Тип нагрузки | Нормативная | yf | Расчетная |
|---|---|---|---|
| 1. Постоянная | 0,04 | 1,3 | 0,052 |
| 1. Водоизаляцыонный ковер (Fidrotek Master s120) | 0,052 | 1,3 | 0,07 |
| 2. Теплоизоляцыонные плиты ROCKWOOL марки Флекси Баттс | 0,05 | 1,3 | 0,07 |
| 3.Пароизаляцыонный слой | 0,1 | 1,05 | 0,07 |
| 4.Стальной профилированный настил | 0,1 | 1,05 | 0,105 |
| 5. собственный вес прогонов | 0,3 | 1,05 | 0,105 |
| 6. Собственый вес фермы | | | 0,315 |
| Итого постоянная | 0,642 | | 0.717 |

Базовый код V исходя из снегового района Хохряковского месторождения, тогда унифицированная вертикальная нагрузка равна

Таблица 2.4

Базовый код горизонтальной нагрузки

| Базовый код вертикальной нагрузки | I | II | III | IV | V | VI |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Снеговой район по СНиП 2.01-07-85* | I | II | III | IV | V | VI |
| Унифицироанная вертикальная нагрузка qкод ., кг/м2 | 155 | 180 | 240 | 315 | 390 | 480 |

Код горизонтальной нагрузки определяем исходя из значения ветровой нагрузки для Мурманска - IV , нормативное значение ветрового давления 0,048 Т/м2 , тогда базовый код горизонтальной нагрузки – 2.

Таблица 2.5

Сталь при типе здания

| Код горизонтальной нагрузки | 1 | 2 |
|---|---|---|
| Величиа нормальной ветравой нагрузки , кгс/ м2 | qw<38 | 38<qw<85 |

Сталь конструкции выбираем в зависимости от климатического района строительства и типа здания.

| Климатические районы | Расчетная температура района строительства | Сталь при типе здания | |
|---|---|---|---|
| | | Неотапливаемое | отопляемое |
| II4,II5 | -30 C>t >-40C | C255 | C255 |
| I2,II2 и II3 | -40C>t>-50C | C345-3 | C345-3(C255) |
| I1 | -50C>t>-65C | C345-4 | C345-4(C255) |

В соответствии с таблицей 2.5 выбираю сталь С255.

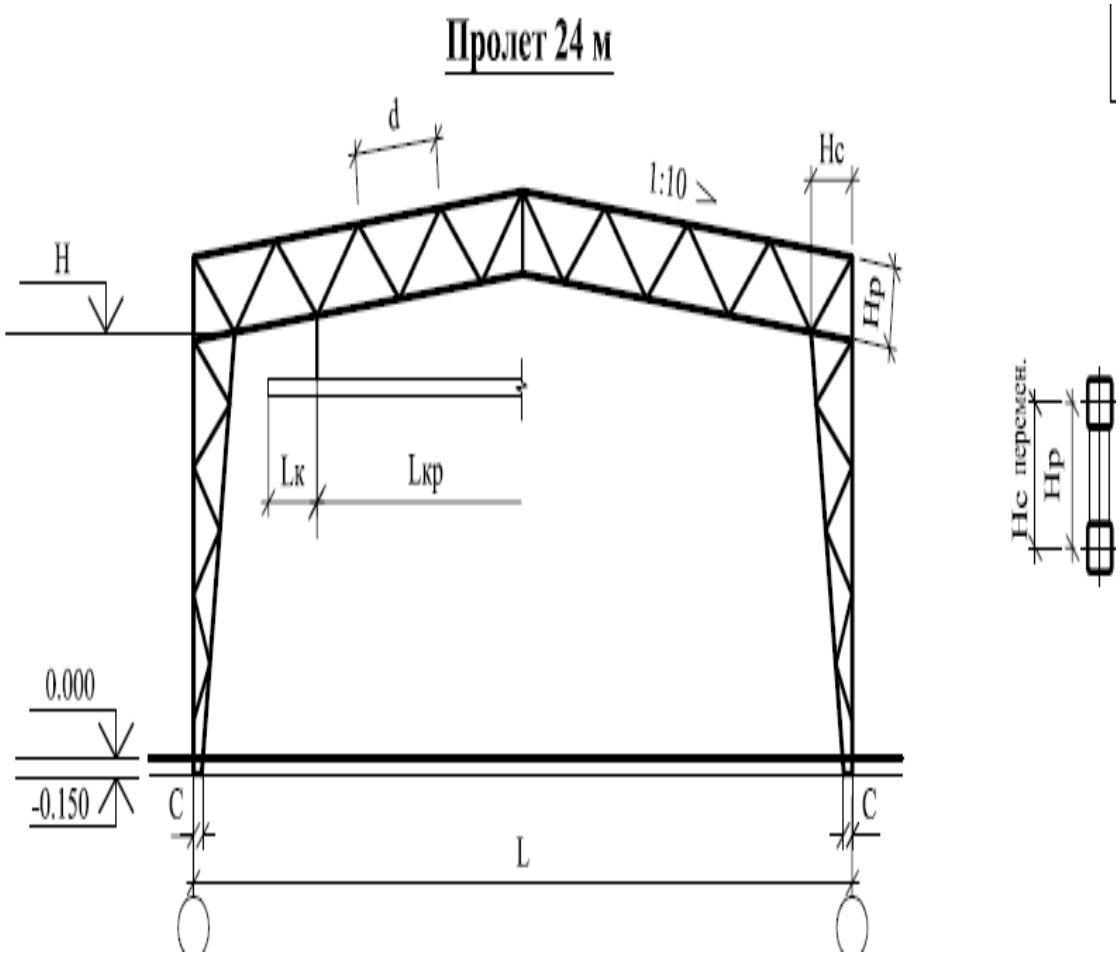



Рисунок 2.5.Схема рамы Унитек, 24м.

Таблица 2.6

Код рамы «Унитек»

| КОД РАМЫ | Размеры рамы , м | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | L | H | Hp | Hc | C | d |
| 2PTO240.60 - * | 24.0 | 6.0 | 1,5 | 1,5 | 0,3 | 1,5 |
| 2PTO240.72 - * | 24.0 | 7,2 | 1,5 | 1,5 | 0,3 | 1,5 |
| 2PTO240.84 - * | 24.0 | 8,4 | 1,5 | 1,5 | 0,3 | 1,5 |
| 2PTO240.96 - * | 24.0 | 9,6 | 1,5 | 1,5 | 0,3 | 1,5 |

В соответствии с таблицей 2.6 код несущей рамы - 2 PT0 240.96-V-1

В соответствии с таблицами 2.7 масса рамы «УНИТЕК» пролетом 24 метра составляет 1648+929=2577кг.

2.1.3 Вариант 3. Рама с элементами переменной жесткости из сварных двутавров «Унимак». Серия 1.420.3-37.06

Таблица 2.8.

Сбор нагрузок (Унимак серия 1.420.3-37.06 )

| Тип нагрузки | Норма тивная | $\gamma_f$ | Расче тная |
|---|---|---|---|
| 1.Постоянная<br>1. Водоизоляционный ковер (Fibrotek Master s 120) | 0,04 | 1,3 | 0,052 |
| | 0,052 | 1,3 | 0, 07 |
| 2. Теплоизоляционные плиты ROCKWOOL марки Флекси Баттс (толщина 130мм, $\gamma$ =40кг/м3=0.4кН/м3) | 0,05 | 1,3 | 0,07 |
| 0.4·0,13=0,052(кН/м2). | 0,1 | 1,05 | 0,105 |
| 3. Пароизоляционный слой; | 0,1 | 1,05 | 0,105 |
| 4. Стальной профилированный настил; | | | |
| 5. Собственный вес прогонов | | | |
| Итого постоянная: | 0,342 | | 0,402 |
| 2.Временная<br>Снеговая | 2,24 | | 3,2 |
| ВСЕГО: | 2,6 | | 3,6 |

В соотвествии с рисунками 2.5, 2.6 и 2.7 Марка рамы 1.240.96-V. Масса рамы 4840 кг.

## 2.2 Проектирование рамы

### 2.2.1 Нагрузки на раму

$$q_p = q_{пост} \cdot b \cdot \gamma_n = 0{,}717 \cdot 6 \cdot 0{,}95 = 4{,}087 \text{ кН/м},$$

где $\gamma_n = 0{,}95$ – коэффициент надежности по ответственности

Расчетный вес колонны:

$$G = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot Q_к \cdot H_к \qquad (2.6.)$$

$G_1 = 0{,}95 \cdot 1{,}05 \cdot 1{,}38 \cdot 9{,}6 = 13{,}2$ кН;

где $\gamma_f = 1{,}05$ – коэффициент надежности по нагрузке.

$Q_к$ и $H_к$ – вес 1 м погонного и высота колонн соответственно (предварительно принимаем сплошные колонны из двутавров 40К1).

Временные нагрузки.

Снеговая нагрузка. Линейная распределенная нагрузка от снега на ригель рамы:

$s = s_g \cdot \mu \cdot \gamma_n \cdot b = 3{,}2 \cdot 1 \cdot 0{,}95 \cdot 6 = 18{,}24$ кН/м.

Ветровая нагрузка. Нормативный скоростной напор для Хохряковского месторождения (IV ветровой район) согласно $\omega_0 = 0{,}48$ кПа.

Расчетная линейная ветровая нагрузка, передаваемая на стойку рамы в определенной точке по высоте определяется по формуле:

$$\omega = \gamma_f \gamma_n \omega_0 k c_e B, \qquad (2.7.)$$

где $c_e$ – аэродинамический коэффициент (с наветренной стороны равен 0,8, с подветренной –$c_{e3}$ = 0,6) [6, прил. 4];

$\gamma_f = 1{,}4$ – коэффициент надежности по нагрузке [6, п. 6.11];

В – шаг колонн, м;

k – коэффициент, учитывающий высоту и защищенность от ветра другими строениями.

При типе местности В значения коэффициента k:

k = 0,5 – при высоте 5 м;

k = 0,65 – при высоте 10 м;

От активного давления:

$\omega_a^5 = 1{,}4 \cdot 0{,}95 \cdot 0{,}48 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}8 \cdot 6 = 1{,}53$ кН/м – на высоте 5 м;

$\omega_a^{9.6} = 1{,}4 \cdot 0{,}95 \cdot 0{,}48 \cdot 0{,}64 \cdot 0{,}8 \cdot 6 = 1{,}96$ кН/м – на высоте 9.6 м;

$\omega_a^{7.6} = 1{,}4 \cdot 0{,}95 \cdot 0{,}48 \cdot 0{,}56 \cdot 0{,}8 \cdot 6 = 1{,}71$ кН/м – на уровне низа фермы;

От пассивного давления:

$\omega_a^5 = 1{,}4 \cdot 0{,}95 \cdot 0{,}48 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}6 \cdot 6 = 1{,}14$ кН/м – на высоте 5 м;

$\omega_a^{9,6} = 1{,}4 \cdot 0{,}95 \cdot 0{,}48 \cdot 0{,}64 \cdot 0{,}6 \cdot 6 = 1{,}47$ кН/м – на высоте 9,6 м;

$\omega_a^{7,6} = 1{,}4 \cdot 0{,}95 \cdot 0{,}48 \cdot 0{,}56 \cdot 0{,}6 \cdot 6 = 1{,}29$ кН/м – на уровне низа фермы.

### 2.3.2 Расчет и проектирование стропильной фермы

Обозначение стержней фермы

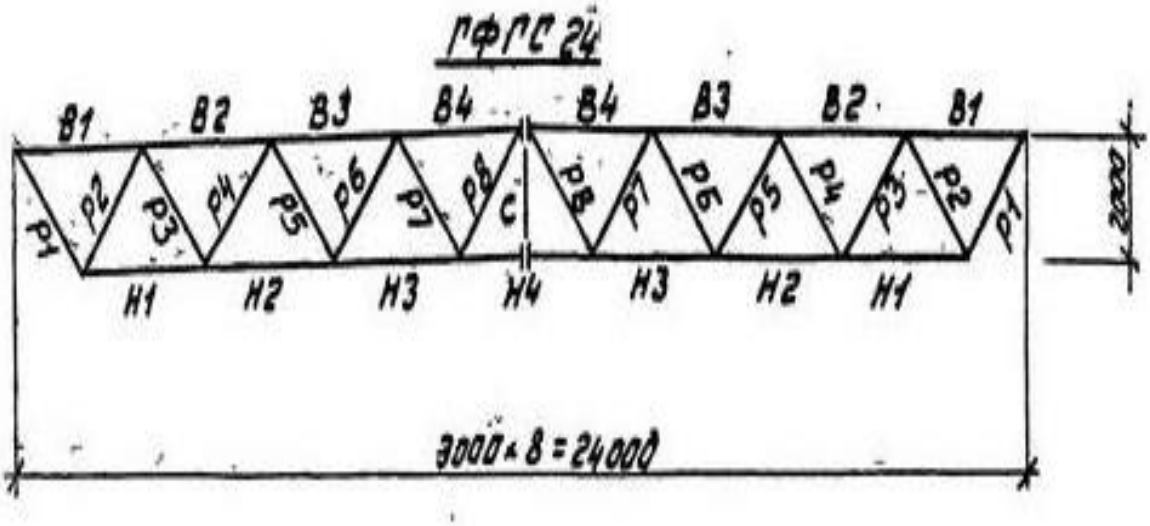



Рисунок 2.8 Расчетные усилия в стержнях фермы определяем с помощью автоматизированного проектно-вычислительного комплекса SCAD. Материал фермы сталь С245: $R_y = 24$ кН/см$^2$. Верхний и нижний пояса проектируем без изменения сечения.

Сечения поясов и решетки принимается из гнутосварных профилей по ГОСТ 30245-94.

Расчет ведется без учета увеличения несущей способности из-за наклепа.

*Расчет верхнего пояса фермы.*

Усилие $N_{\max} = -676{,}51$ кН. $\gamma_c = 1$, $\mu_x = \mu_y = 1$, $l_{ef,x} = 300 см$, $l_{ef,y} = 300 см$, для верхнего пояса $\lfloor \lambda_{x,y} \rfloor = 180 - 60\alpha$

Задаемся гибкостью $\lambda = 80$. Тогда согласно $\varphi = 0{,}686$.

$$A = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{676{,}51}{0{,}686 \cdot 24 \cdot 1} = 41{,}09 \text{ см}^2.$$

Принимаем сечение Гн. □ 180×140×7 с А = 42,84 см$^2$, $i_x$=6,83 см, $i_y$=5,61

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{300}{6{,}83} = 43{,}9$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{300}{5{,}61} = 53{,}5$$

$$\varphi = 0{,}821$$

$$\alpha = \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{676{,}51}{0{,}686 \cdot 42{,}84 \cdot 24 \cdot 1} = 0{,}8$$

$\lfloor \lambda_y \rfloor = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0{,}8 = 132$; $\lambda_y = 53{,}5 < \lfloor \lambda_{x,y} \rfloor = 132$

Условие соблюдается.

Проверка устойчивости стержня:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{\min} A} = \frac{676{,}51}{0{,}821 \cdot 42{,}84} = 19{,}23 кН/см^2 > R_y \gamma_c = 24 \cdot 1 = 24 кН/см^2$$

Устойчивость обеспечена

Принимаем сечение верхнего пояса Гн. □ 180×140×7.

*Расчет нижнего пояса фермы*

Усилие $N_{\max} = 763{,}69$ кН. Для нижнего пояса $\lfloor \lambda_{x,y} \rfloor = 400$ ; $\gamma_c = 0{,}95$; $\mu_{x,y} = 1$;

$$l_{ef,x} = l_{ef,y} = 3\text{м}. \quad A = \frac{N}{R_y \gamma_c} = \frac{763{,}69}{24 \cdot 0{,}95} = 33{,}5\ \text{см}^2$$

Принимаем сечение Гн.□ 140×7 с А=37,24 см$^2$, $i_x$=5,44 см, $i_y$=5,44 см

Отношение высоты стенки к ее толщине:

$$\frac{D_b}{t} = \frac{140}{7} = 20 < 45 \text{ не превышает предельную величину.}$$

Гибкость стержня:

$$\lambda_{x,y} = \frac{l_{ef,ч,y}}{i_x} = \frac{300}{5{,}44} = 55{,}1 < \lfloor \lambda_{x,y} \rfloor = 400;$$

Условие соблюдается.

Проверка прочности сечения на растяжение:

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{763{,}69}{37{,}24} = 20{,}5 кН/см^2 < R_y \gamma_c = 24 \cdot 0{,}95 = 22{,}8 кН/см^2.$$

Прочность обеспечена.

Проверяем гибкость стенки:

$$\frac{h_{ef}}{t} = \frac{D_b - 4t}{t} = \frac{140 - 4 \cdot 7}{7} = 16 < \left[\frac{h_{ef}}{t}\right] = 1{,}29\sqrt{\frac{E}{R_y}} = 1{,}29 \cdot \sqrt{\frac{2{,}06 \cdot 10^4}{24}} = 37{,}8$$

Условие выполняется. Окончательно принимаем сечение нижнего пояса Гн.□ 140×7.

Раскос Р2 – сжатый. $N_{\max} = -297{,}51$ кН.

$\gamma_c = 1$, $\mu_x = \mu_y = 1$, $l_{ef,x} = 250 см$, $l_{ef,y} = 250 см$. $\lfloor \lambda_{x,y} \rfloor = 180 - 60\alpha$

Задаемся гибкостью $\lambda = 80$. Тогда согласно $\varphi = 0{,}686$.

$$A = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{279{,}51}{0{,}686 \cdot 24 \cdot 1} = 16{,}98\ \text{см}^2.$$

Принимаем сечение Гн. □ 120×4 с А = 18,56 см$^2$, $i_x$=4,74 см, $i_y$=4,74 см.

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{250}{4{,}74} = 52{,}74$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{250}{4{,}74} = 52{,}74$$

$$\varphi = 0{,}831$$

$$\alpha = \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{279{,}51}{0{,}831 \cdot 16{,}98 \cdot 24 \cdot 1} = 0{,}83$$

$\lfloor \lambda_y \rfloor = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0{,}83 = 130{,}2$; $\lambda_y = 52{,}74 < \lfloor \lambda_{x,y} \rfloor = 130{,}2$.

Условие соблюдается.

Проверка устойчивости стержня.

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{\min} A} = \frac{279,51}{0,831 \cdot 42,84} = 7,85 кН/см^2 > R_y \gamma_c = 24 \cdot 1 = 24 кН/см^2 .$$

Устойчивость обеспечена. Принимаем сечение верхнего пояса Гн. □ 120×4.

Раскос Р1 – растянутый. $N_{\max} = 284,8$ кН.

$\left[\lambda_{x,y}\right] = 400$ ; $\gamma_c = 0,95$; $\mu_{x,y} = 1$; $l_{ef,x} = l_{ef,y} = 3$ м.

$$A = \frac{N}{R_y \gamma_c} = \frac{284,8}{24 \cdot 0,95} = 12,5 \text{ см}^2$$

Принимаем сечение Гн.□ 100×4 с А=15,36 см$^2$, $i_x$=3,92 см, $i_y$=3,92 см

Отношение высоты стенки к ее толщине:

$\frac{D_b}{t} = \frac{100}{4} = 25 < 45$ не превышает предельную величину.

Гибкость стержня:

$$\lambda_{x,y} = \frac{l_{ef,ч,y}}{i_x} = \frac{250}{3,92} = 63,8 < \left[\lambda_{x,y}\right] = 400;$$

Условие соблюдается.

Проверка прочности сечения на растяжение:

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{284,8}{15,36} = 18,5 кН/см^2 < R_y \gamma_c = 24 \cdot 0,95 = 22,8 кН/см^2 .$$

Прочность обеспечена.

Проверяем гибкость стенки:

$$\frac{h_{ef}}{t} = \frac{D_b - 4t}{t} = \frac{100 - 4 \cdot 4}{4} = 21 < \left[\frac{h_{ef}}{t}\right] = 1,29\sqrt{\frac{E}{R_y}} = 1,29 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{24}} = 37,8$$

Условие выполняется. Окончательно принимаем сечение нижнего пояса Гн.□ 100×4.

Дальнейшие расчеты стержней проводим аналогично расчету сжатого и растянутого стержня Р2 и Р1. Результаты расчета сводим в таблицу 2.1.

*Расчет сварных швов прикрепления стержней фермы*

Сварка полуавтоматическая в среде углекислого газа по ГОСТ 8050-88 сварочной проволокой марки СВ08-Г2С по ГОСТ 2246-70* диаметром 2 мм.

Материал фермы – сталь С245, материал опорных фланцев верхнего и нижнего поясов – сталь С245: $R_y = 24$ кН/см$^2$.

Сварные швы угловые без разделки кромок сечения поясов. Для стали С245: расчетное сопротивление углового шва срезу (условному) по металлу шва $R_{wf} = 21,5$ кН/см$^2$; расчетное сопротивление углового шва срезу (условному) по металлу границы сплавления $R_{wz} = 16,5$ кН/см$^2$.

Расчетные сопротивления, принимаемые при расчете по металлу шва:

$R_{wf}\beta_f\gamma_{wf} = 21{,}5 \cdot 0{,}9 \cdot 1 = 19{,}35$ кН/см$^2$.

Расчетное сопротивление, принимаемое при расчете по металлу границе сплавления: $R_{wz}\beta_z\gamma_{wz} = 16{,}5 \cdot 1{,}05 \cdot 1 = 17{,}33$ кН/см$^2$.

Принимается условие расчета соединений по металлу границы сплавления:

$R_{wz}\beta_z\gamma_{wz} = 17{,}33 кН/см^2 < R_{wf}\beta_f\gamma_{wz} = 19{,}35 кН/см^2$.

Верхний пояс (стержень В2)

Принимаем катет шва $k_f = 8$ мм.

Проверяем прочность шва по формуле:

$$\sigma_w = \frac{N_{cm}}{l_w k_f} + \frac{N_{cm} e}{W_w} = \frac{662{,}96}{63 \cdot 0{,}8} + \frac{662{,}96 \cdot 0{,}30}{86{,}4} = 15{,}46 кН/см^2 < R_{wz}\beta_z\gamma_{wz}\gamma_c = 17{,}33 кН/см^2,$$

где $N_{cm} = N_{B3} + \cos\alpha \cdot N_{P6} = 589{,}5 + \cos 47° \cdot 107{,}71 = 662{,}96$ кН/см$^2$ – усилие в стыке;

$l_w = 2(D_b + D) - 1 = 2 \cdot (18 + 14) - 1 = 63$ см;

$e = 0{,}30$ см – эксцентриситет

$W_w = \frac{2 l_{wв}^2 k_f}{6} = \frac{2 \cdot 18^2 \cdot 0{,}8}{6} = 86{,}4$ см$^3$–момент сопротивления вертикальных сварных швов.

Прочность шва обеспечена.

Верхний пояс. (стержень В1)

Принимаем катет шва $k_f = 8$ мм.

Нормальные напряжения в сварном шве, соединяющем верхний пояс с фланцем: $\sigma_w = \frac{N_{B1}}{l_w k_f} = \frac{156{,}76}{63 \cdot 0{,}8} = 3{,}11$ кН/см$^2$,

Касательные напряжения в сварном шве

$\tau_w = \frac{R_A}{l_w k_f} = \frac{284{,}76}{63 \cdot 0{,}8} = 5{,}65$ кН/см$^2$,

где $R_A$– опорная реакция фермы:

$$R_A = \frac{(q_n + q_s)l}{2} = \frac{(6{,}2 + 17{,}53) \cdot 24}{2} = 284{,}76 \text{ кН}.$$

Прочность шва по приведенным напряжениям

$$\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma_w^2 + 3 \cdot \tau_w^2} = \sqrt{3{,}11^2 + 3 \cdot 5{,}65^2} = 10{,}27 кН/см^2 < 1{,}15 R_{wy}\gamma_c = 1{,}15 \cdot 20{,}4 \cdot 1 = 23{,}46 кН/см^2$$

Прочность сварного шва обеспечена.

Нижний пояс (стержень Н4)

Принимаем катет шва $k_f = 8$ мм.

Проверяем прочность шва по формуле

$$\sigma_w = \frac{N_{H4}}{l_w k_f} = \frac{763{,}69}{55 \cdot 0{,}8} = 17{,}3 кН/см^2 < R_{wz}\beta_z\gamma_{wz}\gamma_c = 17{,}33 \text{ кН/см}^2$$

где $l_w = 2(D_b + D) - 1 = 2 \cdot (2 + 20) - 1 = 79$ см;

$\gamma_c = 1$.

Прочность шва обеспечена.

Проверяем фланец на отрыв в околошовной зоне:

$$\sigma_z = \frac{N_{H4}}{1{,}4\beta_f k_f l_w} = \frac{763{,}69}{1{,}4 \cdot 0{,}9 \cdot 0{,}8 \cdot 55} = 13{,}8 кН/см^2 < R_{th}\gamma_c = 18 \cdot 1 = 18 кН/см^2,$$

где $R_{th} = 0{,}5R_u = 0{,}5 \cdot 36 = 18$ кН/см$^2$. Здесь $R_u = 36$ кН/см$^2$ – расчетное сопротивление стали по временному сопротивлению.

Условие прочности соблюдается.

Растянутый раскос Р1

Принимаем катет шва $k_f = 5$ мм.

Длина продольных швов:

$$b = \frac{d_b}{\sin\alpha} = \frac{120}{\sin 50°} = 156{,}6 \text{ мм}.$$

Отношение величин:

$$\frac{c}{b} = \frac{2}{15{,}66} = 0{,}128 < 0{,}25.$$

Расчетная длина швов:

$$l_w = 2b + d = 2 \cdot 15{,}6 + 12 = 43{,}2 \text{ см}.$$

Нормальное напряжение:

$$\sigma_w = \frac{N_{P1} \cdot \sin\alpha}{k_f l_w} = \frac{284{,}8 \cdot \sin 50°}{0{,}5 \cdot 43{,}2} = 10{,}1 кН/см^2 < R_{wy}\gamma_c = 20{,}4 \cdot 1 = 20{,}4 кН/см^2,$$

где $R_{wy} = 0{,}85R_y = 0{,}85 \cdot 24 = 20{,}4$ кН/см$^2$ – расчетное сопротивление стыкового соединения по пределу текучести.

Условие выполняется.

Касательное напряжение:

$$\tau_w = \frac{N_{P1} \cdot \cos\alpha}{k_f l_w} = \frac{284{,}8 \cdot \cos 50°}{0{,}5 \cdot 43{,}2} = 8{,}5 кН/см^2 < R_{ws}\gamma_c = 13{,}86 \cdot 1 = 13{,}86 кН/см^2,$$

где $R_{ws} = 0{,}58\frac{R_{yn}}{\gamma_m} = 0{,}58 \cdot \frac{24{,}5}{1{,}025} = 13{,}86$ кН/см$^2$ – расчетное сопротивление стыкового соединения сдвигу. Здесь $R_{yn} = 24{,}5$ кН/см$^2$ – нормативное сопротивление стали по пределу текучести , $\gamma_m = 1{,}025$ - коэффициент надежности по материалу.

Условие выполняется.

Приведенное напряжение:

$$\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma_w^2 + 3 \cdot \tau_w^2} = \sqrt{10{,}1^2 + 3 \cdot 8{,}5^2} = 17{,}9 кН/см^2 < 1{,}15R_{wy}\gamma_c = 1{,}15 \cdot 20{,}4 \cdot 1 = 23{,}46 кН/см^2$$

Условие выполняется.

### 2.3.3 Проектированит узлов фермы

Узел 1. Сварные швы крепления верхнего пояса и раскоса к надколоннику рассчитаны ранее. Принимаем конструктивно опорный двутавр 40К1, рисунок 2.9

Для крепления надколонника к колонне принимаем болты М36 согласно СТ СЭВ 180-75.

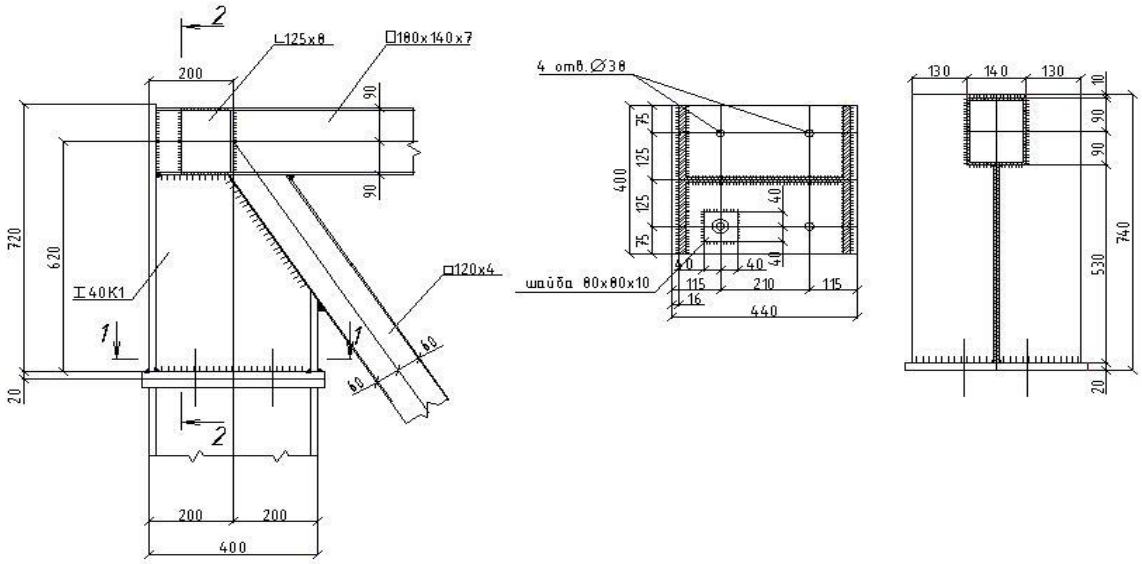



Рисунок 2.9 Опорный узел фермы

Узел 2. Монтажный стык работает на сжатие. Фланцы принимаем толщиной 20 мм и размерами 300×200 мм из стали С245. Болты М30 класса 5.6. Болты размещаем так, чтобы соблюдались конструктивные требования. Принимаем диаметр шайб $d_ш = 40$мм, диаметр отверстий – 34 мм.

Проверяем конструктивные условия размещения болтов, рисунок 2.10

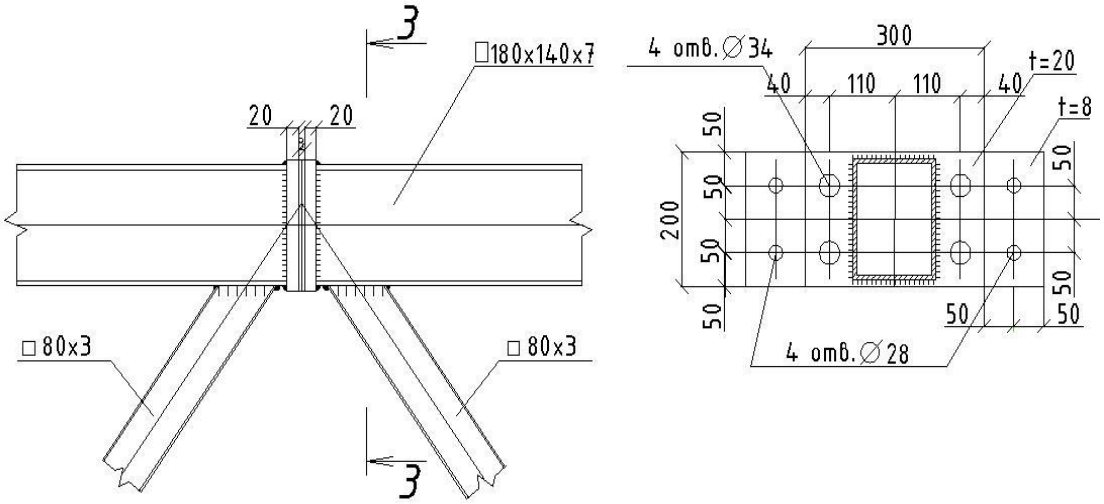



Рисунок 2.10 Верхний монтажный узел фермы

$$b_1 = 40мм > \frac{d_ш}{2} + k_f + 2мм = \frac{40}{2} + 8 + 2 = 30мм;$$

$$b_1 = 40мм < 3{,}5d = 3{,}5 \cdot 30 = 105мм;$$

$b_1 = 40мм > 1{,}2d = 1{,}2 \cdot 30 = 36мм$;

$a = 40мм > 0{,}8d_ш = 0{,}8 \cdot 40 = 32мм$;

$w = \frac{200}{2} = 100мм < 4 \cdot (b_1 - k_f) = 4 \cdot (40 - 8) = 128$ мм,

где $b_1$ – расстояние от грани пояса до оси болта;

$d_ш$ – наружный диаметр шайбы;

$a$ – расстояние от грани фланца до оси болта;

$w$ – ширина фланца на один болт.

Для недопущения сдвига во фланцевом соединении должно выполняться условие:

$Q = 210{,}4 \le \mu N_{cm} = 0{,}35 \cdot 832{,}56 = 232$ кН,

где $Q$ – условная поперечная сила:

$Q = \frac{q_s l}{2} = \frac{17{,}53 \cdot 24}{2} = 210{,}4$ кН;

$\mu = 0{,}35$ – коэффициент трения

Условие выполняется.

Проверяем стык верхнего пояса с фланцем:

$$\sigma_w = \frac{N_{cm}}{l_w k_f} + \frac{N_{cm} e}{W_w} = \frac{662{,}96}{63 \cdot 0{,}8} + \frac{662{,}96 \cdot 0{,}30}{84{,}8} = 15{,}495 кН/см^2 < R_{wz}\beta_z\gamma_{wz}\gamma_c = 17{,}33 кН/см^2$$

Прочность шва обеспечена.

Узел 3. Рассчитываем фланцевое соединение нижнего пояса. Растягивающее усилие $N = 763{,}68$ кН.

Принимаем высокопрочные болты М30 из стали 40Х «Селект». Диаметр шайб $d_ш = 40$ мм, диаметр отверстий – 34 мм. Толщина фланцев 30 мм.

Площадь сечения болта $A_{bn} = 5{,}60$ см$^2$.

Расчетное сопротивление растяжению высокопрочного болта:

$R_{bh} = 0{,}7R_{bun} = 0{,}7 \cdot 95 = 66{,}5$ кН/см$^2$,

где $R_{bun} = 95$ кН/см$^2$ – нормативное сопротивление стали болта.

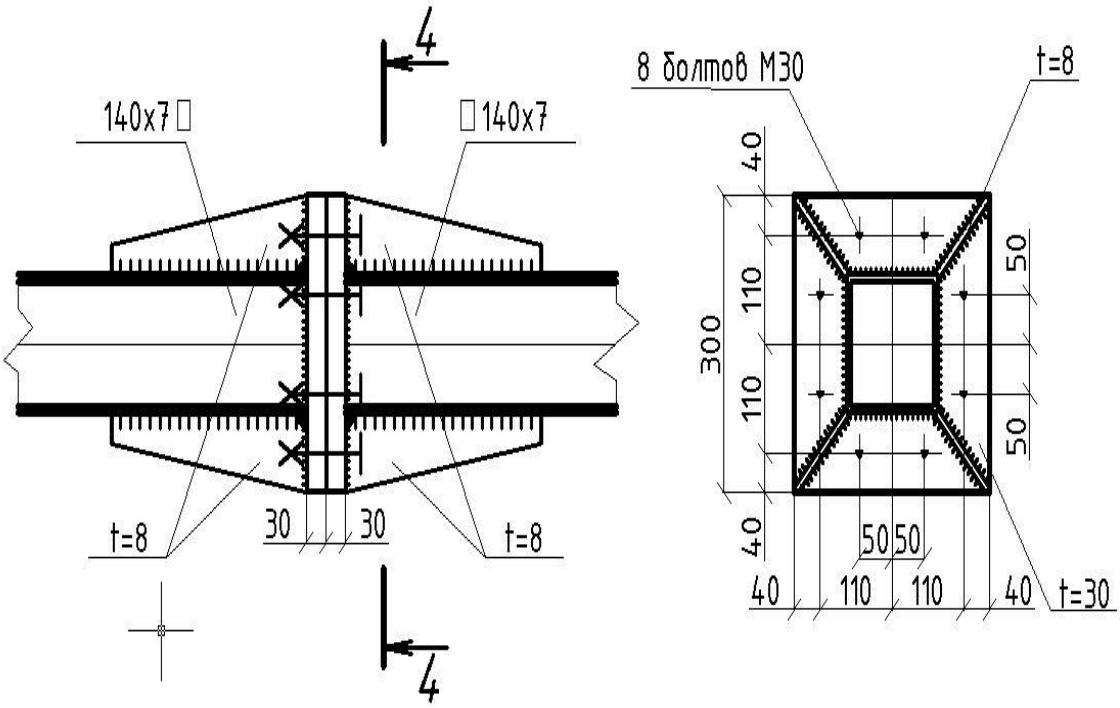



Рисунок 2.11.Нижний монтажный узел фермы

Прочность соединения обеспечена, если выполняется условие.

$$N \le n \cdot N_1 + \sum_1^n N_j \ ,$$

где $N_1 = 0{,}9 R_{bh} A_{bn} = 0{,}9 \cdot 66{,}5 \cdot 5{,}6 = 335{,}16$ кН;

$N_j$ – расчетное усилие на *j*-й болт наружной зоны, равное

$N_j = \min(N_{bj}, N_{fj})$.

Здесь $N_{bj}$ – расчетное усилие на *j*-й болт, определяемое из условия прочности

соединения по болтам:

$$N_{bj} = (\alpha - \beta \lg \chi) R_{bh} A_{bn} = (0{,}388 - 0{,}257 \cdot \lg 1{,}852) \cdot 66{,}5 \cdot 5{,}6 = 118{,}88 \text{ кН}$$

Здесь $\alpha = 0{,}388$ и $\beta = 0{,}257$ – коэффициенты, принимаемые по в зависимости от отношения $\frac{t_{фл}}{d_b} = \frac{30}{30} = 1$;

$\chi$ – параметр жесткости болта, определяемый по формуле:

$$\chi = \frac{d_b^2 \left(\frac{b}{t_{фл}}\right)^3}{\omega(t_{фл} + 0{,}5 \cdot d_b)} = \frac{3^2 \cdot \left(\frac{4{,}2}{2}\right)^3}{10 \cdot (3 + 0{,}5 \cdot 3)} = 1{,}852 \ ,$$

$b = b_1 - k_f = 50 - 8 = 42$ мм – расстояние между осью болта и краем сварного шва.

$N_{fj}$ – расчетное усилие на *j*-й болт, определяемое из условия прочности фланца на изгиб:

$$N_{fj} = 1{,}3\frac{1+\frac{1}{\gamma}}{\mu}\cdot R_{bh}A_{bn} = 1{,}3\cdot\frac{1+\frac{1}{1{,}388}}{3{,}128}\cdot 66{,}5\cdot 5{,}6 = 266{,}28\,\text{кН},$$

где $\gamma$ – параметр, определяемый по [7, табл. 81];

$$\mu = \frac{5{,}4\cdot R_{bh}A_{bn}b}{R_y wt^2} = \frac{5{,}4\cdot 66{,}5\cdot 5{,}6\cdot 4{,}2}{30\cdot 10\cdot 3^2} = 3{,}128.$$

$$N = 763{,}68 < n\cdot N_1 + \sum_1^n N_j = 8\cdot 335{,}16 + 8\cdot 118{,}88 = 3632{,}32\,\text{кН}.$$

Прочность соединения обеспечена.

Проверяем соединение на сдвигающее усилие. Контактное усилие на сдвиг:

$$V = R_{bh}A_{bn} - 1{,}2N_{bj} = 66{,}5\cdot 5{,}6 - 1{,}2\cdot 118{,}88 = 229{,}74\,\text{кН}.$$

Поперечная сила:

$$Q_{ef} = 0{,}1\mu N = 0{,}1\cdot 0{,}25\cdot 763{,}68 = 19{,}1\,\text{кН}.$$

Проверяем условие:

$$Q = Q_{ef} = 19{,}1 < \mu nV = 0{,}25\cdot 4\cdot 229{,}74 = 229{,}74\,\text{кН}.$$

Прочность обеспечена.

Узел 5.

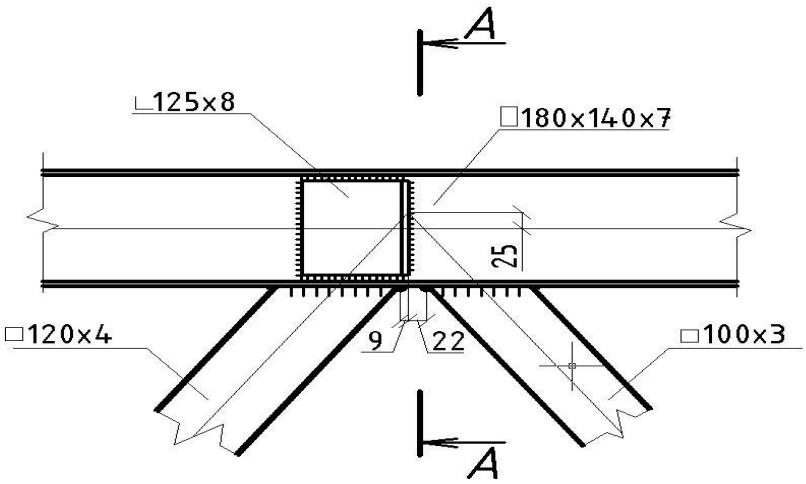



Рисунок 2.12. Промежуточный узел фермы

При проектировании примыкания раскосов к поясу фермы пересечение их осей смещается с оси пояса на величину *e*. Это делается с целью выполнения требуемого зазора между «носками» раскосов. Изгибающий момент, возникающий от внецентренного приложения нагрузки, допускается не учитывать при величине эксцентриситета *e* не более 0,25 высоты сечения пояса.

Проверим прочность узла фермы. Величина углов наклона раскосов $\alpha = 36°$.

Определяем проекции высот раскосов на пояс:

$$b_1 = \frac{d_{b1}}{\sin\alpha} = \frac{120}{\sin 36°} = 204{,}2\,\text{мм};$$

$$b_2 = \frac{d_{b2}}{\sin\alpha} = \frac{100}{\sin 36°} = 170{,}1\,\text{мм}.$$

Величина зазора между полками раскосов $2c = 31\,\text{мм}$.

$$\frac{c}{b_1} = \frac{15{,}5}{204{,}2} = 0{,}08 < 0{,}25$$

$$\frac{c}{b_2} = \frac{15{,}5}{170{,}1} = 0{,}09 < 0{,}25$$

$$\frac{d_1}{D} = \frac{120}{180} = 0{,}67 < 0{,}9\ ;\ \frac{d_2}{D} = \frac{100}{180} = 0{,}56 < 0{,}9.$$

Определяем несущую способность:

для сжатого раскоса Р2

$$P_0 = \frac{R_y t_{d1}\left(b_1 + c + \sqrt{2Df_1}\right)}{f_1\left(0{,}4 + 1{,}8\dfrac{c}{b_1}\right)} = \frac{24\cdot 0{,}7^2\left(20{,}42 + 1{,}55 + \sqrt{2\cdot 18\cdot 3}\right)}{3\cdot\left(0{,}4 + 1{,}8\cdot\dfrac{1{,}55}{20{,}42}\right)} = 236{,}4\,\text{кН},$$

где $f_1 = \dfrac{D - d_1}{2} = \dfrac{180 - 120}{2} = 30\,\text{мм}.$

для растянутого раскоса Р3

$$P_0 = \frac{R_y t_{d2}\left(b_2 + c + \sqrt{2Df_2}\right)}{f_2\left(0{,}4 + 1{,}8\dfrac{c}{b_2}\right)} = \frac{24\cdot 0{,}7^2\left(17{,}01 + 1{,}55 + \sqrt{2\cdot 18\cdot 4}\right)}{4\cdot\left(0{,}4 + 1{,}8\cdot\dfrac{1{,}55}{17{,}01}\right)} = 159{,}3\,\text{кН},$$

где $f_2 = \dfrac{D - d_2}{2} = \dfrac{180 - 100}{2} = 40\,\text{мм}.$

Несущая способность узла считается обеспеченной для каждого элемента, рассчитываемого отдельно, если выполняются условия:

$$\frac{P'}{P_0} \le \gamma_c \gamma_v, \qquad (2.8)$$

где $P'$ – проекция усилия в примыкающем к поясу элементе (раскосе или стойке), но перпендикулярная к его оси:

$P' = N_d \sin\alpha$;

$\gamma_v$ – коэффициент, учитывающий вид напряженного состояния пояса; $\gamma_v = 1$ при растяжении или при сжатии, если выполняется условие: $\dfrac{\sigma_f}{R_y} \le 0{,}5$,

$\gamma_v = 1{,}5 - \left|\dfrac{\sigma_f}{R_y}\right|$ при $\left|\dfrac{\sigma_f}{R_y}\right| > 0{,}5$ [6, стр.171]. Здесь $\sigma_f = \dfrac{N_f}{A_f}$.

$N_d$, $N_f$ – усилие соответственно в раскосе и поясе.

Несущая способность стержня Р2 на продавливание (так как раскос сжат):

$$\sigma_f = \frac{N_f}{A_f} = \frac{170{,}58}{42{,}84} = 3{,}98\,\text{кН/см}^2.$$

$$\frac{\sigma_f}{R_y} = \frac{3{,}98}{24} = 0{,}17 < 0{,}5\text{, следовательно } \gamma_v = 1.$$

$$P' = N_d \sin\alpha = 279{,}51 \cdot \sin 36° = 164{,}29\,\text{кН};$$

$$\frac{P'}{P_0} = \frac{164{,}29}{236{,}4} = 0{,}69 < \gamma_c \gamma_v = 1 \cdot 1 = 1.$$

Условие выполняется.

Несущая способность стержня Р3 на вырывание (так как раскос растянут):

$$\sigma_f = \frac{N_f}{A_f} = \frac{454{,}98}{42{,}84} = 10{,}62\,\text{кН/см}^2.$$

$$\frac{\sigma_f}{R_y} = \frac{10{,}62}{24} = 0{,}442 < 0{,}5\text{, следовательно } \gamma_v = 1.$$

$$P' = N_d \sin\alpha = 194{,}01 \cdot \sin 36° = 114\,\text{кН};$$

$$\frac{P'}{P_0} = \frac{114}{159{,}3} = 0{,}72 < \gamma_c \gamma_v = 0{,}95 \cdot 1 = 0{,}95$$

Условие выполняется.

Прочность грани пояса обеспечена.

Выполняем проверку местной устойчивости боковых граней пояса под сжатым раскосом.

При соотношении:

$$\frac{D_b}{t} = \frac{180}{7} = 25{,}7$$

коэффициент $k = 1$ по, тогда

$$k\gamma_v R_y \gamma_c = 1 \cdot 1 \cdot 24 \cdot 1 = 24\,\text{кН/см}^2;$$

$$\sigma = \frac{P'}{2tb_1} = \frac{164{,}29}{2 \cdot 0{,}7 \cdot 20{,}42} = 5{,}7 кН/см^2 < 24 кН/см^2.$$

Устойчивость боковых граней пояса обеспечена.

Производим проверку боковых граней сжатого раскоса на устойчивость.

$$\frac{d_b}{t} = \frac{120}{4} = 30;\ k = 1.$$

Должно выполняться условие:

$$N_d \le \frac{\gamma_c \gamma_d k R_{yd} A_d}{1 + 0{,}013 D/t}, \qquad (2.9)$$

где $\gamma_d$ – коэффициент влияния знака усилия в примыкающем элементе, принимаемый равным 1,2 при растяжении и 1,0 - в остальных случаях.

$$N_d = 279{,}51 кН \le \frac{\gamma_c \gamma_d k R_y A_d}{1 + 0{,}013 D/t} = \frac{1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 24 \cdot 18{,}56}{1 + 0{,}013 \cdot \frac{12}{0{,}6}} = 320{,}46 кН.$$

Условие местной устойчивости боковых граней выполняется.

Производим проверку местной устойчивости боковых граней растянутого раскоса.

$$\frac{d_b}{t} = \frac{100}{3} = 33{,}3;\ k = 1.$$

$$N_d = 194{,}01кН \le \frac{\gamma_c \gamma_d k R_y A_d}{1 + 0{,}013 D/t} = \frac{0{,}95 \cdot 1{,}2 \cdot 1 \cdot 24 \cdot 11{,}64}{1 + 0{,}013 \cdot \frac{10}{0{,}6}} = 222{,}19кН$$

Условие выполняется.

Узел 6.

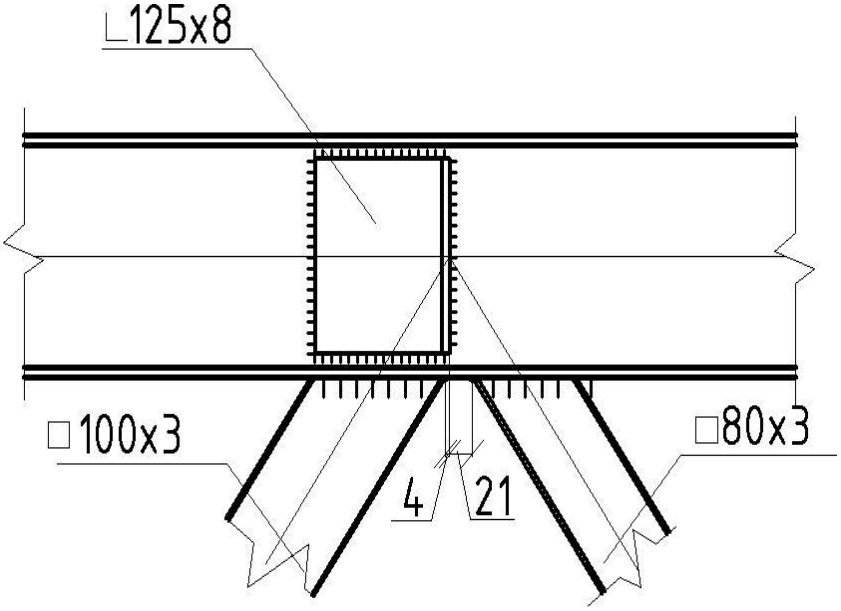



Рисунок 2.13.Промежуточный узел фермы

Расчет производим аналогично расчету узла 4.

Величина углов наклона раскосов $\alpha = 36°$.

Определяем проекции высот раскосов на пояс:

$$b_1 = \frac{d_{b1}}{\sin\alpha} = \frac{100}{\sin 36°} = 170{,}1 мм;$$

$$b_2 = \frac{d_{b2}}{\sin\alpha} = \frac{80}{\sin 36°} = 136{,}1 мм.$$

Величина зазора между полками раскосов $2c = 25$ мм.

$$\frac{c}{b_1} = \frac{12{,}5}{170{,}1} = 0{,}07 < 0{,}25$$

$$\frac{c}{b_2} = \frac{12{,}5}{136{,}1} = 0{,}09 < 0{,}25$$

$$\frac{d_1}{D} = \frac{100}{180} = 0{,}556 < 0{,}9\ ;\ \frac{d_2}{D} = \frac{80}{180} = 0{,}444 < 0{,}9.$$

Определяем несущую способность:

для сжатого раскоса Р4

$$P_0 = \frac{R_y t_{d1}\left(b_1 + c + \sqrt{2Df_1}\right)}{f_1\left(0{,}4 + 1{,}8\dfrac{c}{b_1}\right)} = \frac{24 \cdot 0{,}7^2\left(17{,}01 + 1{,}25 + \sqrt{2 \cdot 18 \cdot 4}\right)}{4 \cdot \left(0{,}4 + 1{,}8 \cdot \dfrac{1{,}25}{17{,}01}\right)} = 167{,}14\,\text{кН},$$

где $f_1 = \dfrac{D - d_1}{2} = \dfrac{180 - 100}{2} = 40$ мм.

для растянутого раскоса Р5

$$P_0 = \frac{R_y t_{d2}\left(b_2 + c + \sqrt{2Df_2}\right)}{f_2\left(0{,}4 + 1{,}8\dfrac{c}{b_2}\right)} = \frac{24 \cdot 0{,}7^2\left(13{,}61 + 1{,}55 + \sqrt{2 \cdot 18 \cdot 5}\right)}{5 \cdot \left(0{,}4 + 1{,}8 \cdot \dfrac{1{,}55}{13{,}61}\right)} = 117{,}6\,\text{кН},$$

где $f_2 = \dfrac{D - d_2}{2} = \dfrac{180 - 80}{2} = 50$ мм.

Несущая способность стержня Р4 на продавливание (так как раскос сжат):

$$\sigma_f = \frac{N_f}{A_f} = \frac{454{,}98}{42{,}84} = 10{,}62\,\text{кН/см}^2.$$

$\dfrac{\sigma_f}{R_y} = \dfrac{10{,}62}{24} = 0{,}442 < 0{,}5$, следовательно $\gamma_v = 1$.

$P' = N_d \sin\alpha = 194{,}08 \cdot \sin 36° = 114$ кН;

$\dfrac{P'}{P_0} = \dfrac{114}{167{,}14} = 0{,}682 < \gamma_c \gamma_v = 1 \cdot 1 = 1$.

Условие выполняется.

Несущая способность стержня Р5 на вырывание (так как раскос растянут):

$$\sigma_f = \frac{N_f}{A_f} = \frac{643{,}7}{42{,}84} = 15{,}0\,\text{кН/см}^2.$$

$\dfrac{\sigma_f}{R_y} = \dfrac{15{,}0}{24} = 0{,}625 < 0{,}5$, следовательно $\gamma_v = 1$.

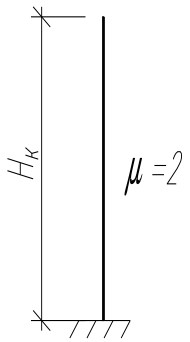
$P' = N_d \sin\alpha = 119{,}1 \cdot \sin 36° = 70$ кН;

$\dfrac{P'}{P_0} = \dfrac{70}{117{,}6} = 0{,}595 < \gamma_c \gamma_v = 0{,}95 \cdot 1 = 0{,}95$

Условие выполняется.

### 2.3.4 Расчет и конструирование стержня колонны

Усилия в колоннах определены с помощью автоматизированного проектно-вычислительного комплекса SCAD. $M = 23{,}99 кНм$, $N = -279{,}86 кН$




Материал колонны сталь С255 с $R_y = 24 кН/см^2$ при t листового проката 10…20 мм.

Сварка полуавтоматическая - в среде углекислого газа, сварочная проволока СВ-08Г2С.

Определение расчетных длин колонн:

$l_{ef,x} = \mu_x l_x = 2 \cdot 8{,}87 = 17{,}74 м$

$l_{ef,y} = \mu_y l_y = 1 \cdot 8{,}87 = 8{,}87 м$

где $\mu_x$ и $\mu_y$ – коэффициенты приведения длины .

Подбор сечения колонны:

Предварительно зададим высоту сечения колонны h=300мм > (1/30)H

По формуле находим:

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_{ef,x}}{0{,}42h} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{1774}{0{,}42 \cdot 30} \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 4{,}81$$

$$m_{ef} = 1{,}25 \cdot \frac{M_x}{N \cdot 0{,}35h} = 1{,}25 \cdot \frac{23{,}99 \cdot 10^2}{279{,}86 \cdot 0{,}35 \cdot 30} = 1{,}02$$

Предварительно задаемся гибкостью колонны $\lambda = 100$ .

Тогда $\varphi = 0{,}542$ .

Требуемая площадь сечения колонны:

$$A_{mp} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{279{,}86}{0{,}542 \cdot 24 \cdot 1} = 21{,}5 \text{см}^2.$$

Принимаем колонный двутавр 26К1: $A = 75{,}77 \text{см}^2$; $i_x = 10{,}02$ см; $i_y = 6{,}04$ см; $W_x = 661 \text{см}^3$.

Проверим устойчивость назначенного сечения

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{1774}{10{,}02} \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 6{,}04$$

$$m = \frac{M_X}{N} \cdot \frac{A}{W_x} = \frac{23{,}79 \cdot 10^2}{279{,}86} \cdot \frac{75{,}77}{661} = 0{,}974$$

При $A_f / A_w = 240 \cdot 12 / [(230 - 2 \cdot 12) \cdot 8] = 1{,}748$

Коэффициент влияния формы сечения вычисляем по формуле

$$\eta = (1{,}90 - 0{,}1m) - 0{,}02 \cdot (6 - m) \cdot \bar{\lambda}_x = (1{,}90 - 0{,}1 \cdot 0{,}974) - 0{,}02 \cdot (6 - 0{,}974) = 1{,}7$$

$m_{ef} = \eta \cdot m = 1{,}7 \cdot 0{,}974 = 1{,}66$, тогда $\phi_e = 0{,}273$

$$\frac{N}{\phi_e A R_y \gamma_c} = \frac{279{,}86}{0{,}273 \cdot 75{,}77 \cdot 24 \cdot 1} = 0{,}564$$

Устойчивость колонны в плоскости рамы обеспечена.

Предельная гибкость стержня колонны

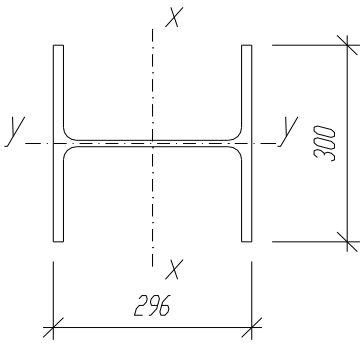
$\lambda_{\lim} = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0.564 = 146{,}16$, где $\alpha = \frac{N}{\phi_e A R_y \gamma_c} = 0.564 < 1$

Проверим колонну по предельной гибкости:

Относительно оси x- $\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{17{,}74 \cdot 10^2}{10{,}02} = 177{,}05 > \lambda_{\lim} = 146{,}16$

Относительно оси y- $\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{8{,}87 \cdot 10^2}{6{,}04} = 146{,}8543 > \lambda_{\lim} = 146{,}16$

Так как гибкость стержня из плоскости в плоскости рамы больше предельной, принимаем двутавр 40К1




$A = 108{,}0\,\text{см}^2$; $i_x = 12{,}95\,\text{см}$; $i_y = 7{,}50\,\text{см}$; $W_x = 1223\,\text{см}^3$.

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{1774}{12{,}95} \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 4{,}68$$

$$m = \frac{M_X}{N} \cdot \frac{A}{W_x} = \frac{23{,}79 \cdot 10^2}{279{,}86} \cdot \frac{108{,}0}{1223} = 0{,}751$$

При $\frac{A_f}{A_w} = \frac{81}{27} = 3$

Коэффициент влияния формы сечения вычисляем по формуле

$$\eta = (1{,}90 - 0{,}1m) - 0{,}02 \cdot (6 - m) \cdot \bar{\lambda}_x = (1{,}90 - 0{,}1 \cdot 0{,}751) - 0{,}02 \cdot (6 - 0{,}751) = 1{,}72$$

$m_{ef} = \eta \cdot m = 1{,}72 \cdot 0{,}751 = 1{,}292$, тогда $\phi_e = 0{,}309$

$$\alpha = \frac{N}{\phi_e A R_y \gamma_c} = 0{,}454$$

$$\lambda_{\lim} = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0.454 = 152{,}76$$

Проверим колонну по предельной гибкости:

Относительно оси x- $\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{17{,}74 \cdot 10^2}{12{,}95} = 136{,}99 < \lambda_{\lim} = 146{,}16$

Относительно оси y- $\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{8{,}87 \cdot 10^2}{7{,}50} = 118{,}27 < \lambda_{\lim} = 146{,}16$

Проверка устойчивости стержня колонны из плоскости действия момента

Максимальный момент $M = 23{,}99 кНм$

$$m_x = M \cdot A/(N \cdot W_x) = 23.99 \cdot 10^2 \cdot 108.0/(279.86 \cdot 1223) = 0{,}88$$

$$\lambda_c = 3{,}14 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 3{,}14 \cdot \sqrt{\frac{20600}{24}} = 91{,}99$$

$$\phi_c = 0{,}598$$

$$\alpha = 0.65 + 0.05 m_x = 0.65 + 0.05 \cdot 0.88 = 0{,}694$$

$$\lambda_y = 132{,}4$$

$$\phi_c = 0{,}305$$

$$\beta = \sqrt{\frac{\phi_c}{\phi_y}} = \sqrt{\frac{0.598}{0.305} = 1{,}4}$$

$$c = \beta/(1 + \alpha \cdot m_x) = 1.4/(1 + 0.694 \cdot 0.88) = 0{,}749 < c_{\max} = 0{,}758$$

здесь $c_{\max}$ определен по формуле

$$\rho = (I_x + I_y)/(A \cdot \bar{h}^2) = (10299.99 + 3517)/83.08 \cdot (25.5 \cdot 1.2)^2 = 0{,}2816$$

$$\mu = \frac{2 + 0{,}156 \cdot I \cdot \lambda_y^2}{A \cdot \bar{h}^2} = \frac{2 + 0{,}156 \cdot 44{,}56 \cdot 132.4^2}{83.08 \cdot 30{,}6^2} = 1{,}6$$

$$\delta = \frac{4 \cdot \rho}{\mu} = \frac{4 \cdot 0{,}2816}{1{,}6} = 0{,}704$$

$$c_{\max} = \frac{2}{\left[1+\delta+\sqrt{(1-\delta^2+\frac{16}{\mu}\cdot\left(\frac{M_x}{N\bar{h}}\right)^2}\right]} = \frac{2}{\left[1+0{,}704+\sqrt{(1-0{,}704^2+\frac{16}{1{,}6}\cdot\left(\frac{23{,}99\cdot 10^2}{279{,}86\cdot 30{,}6}\right)^2}\right]} = 0{,}758$$

$$\frac{N}{c\phi_y AR_y} = \frac{279{,}86}{0{,}749\cdot 0{,}305\cdot 83{,}08\cdot 24} = 0{,}614$$

Все проверки выполнены, окончательно принимаем решение о возможности использования двутавра 40К1 в качестве стержня колонны.

### 2.3.5 Конструирование оголовка колонны

Строганную опорную плиту толщиной $t_{pl} = 30$ мм привариваем к фрезерованному торцу стержня колонны угловыми швами с катетом $k_f = k_{f\min} = 12$ мм. Размеры плиты в плане 400×440 мм.

В качестве надколонника принимаем двутавр 40К1. Высота двутавра составляет 820 мм.

Проверим прочность стенки двутавра на смятие.

Толщина стенки $s = 11$ мм, ширина опирания $b = 400$ мм. Расчетная длина сминаемой поверхности стенки:

$l_{ef} = b + 2t_{pl} = 400 + 2\cdot 30 = 460$ мм.

$$\sigma_p = \frac{1{,}2R_A}{A_p} = \frac{1{,}2\cdot 311{,}60}{506} = 0{,}73 кН/см^2 < R_p\gamma_c = 36\cdot 1 = 36 кН/см^2,$$

где $A_p = 46\cdot 11 = 506$ см$^2$ – площадь сминаемой поверхности.

Условие прочности выполняется.

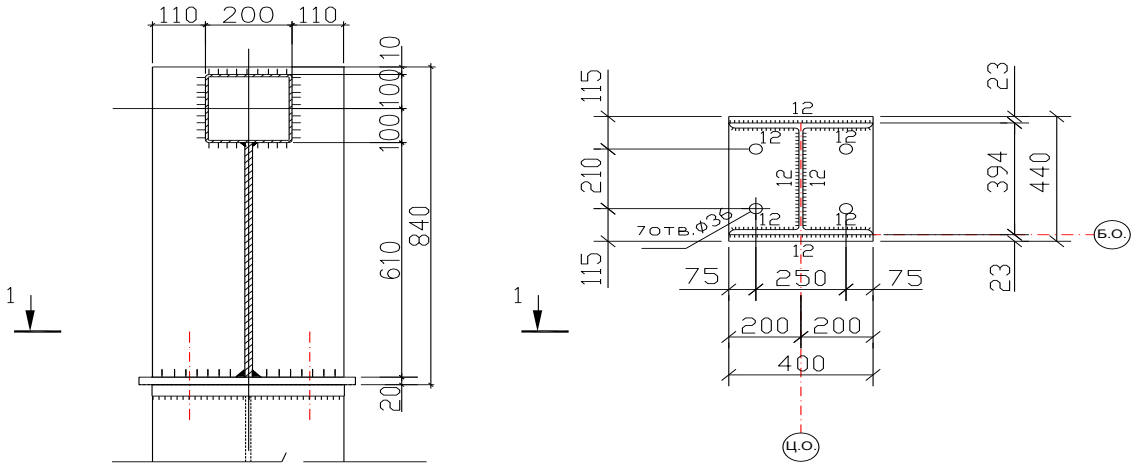



Рисунок 2.14.Оголовок колонны 4ОК1

### 2.3.6 Расчет и конструирование базы колонны

Расчет опорной плиты. Принимаем бетон фундамента класса В10. Расчетное сопротивление бетона осевому сжатию $R_b = 0{,}6$ кН/см$^2$. В расчетах будем принимать расчетное сопротивление бетона смятию, определяемое по формуле:

$R_{b,loc} = \alpha\varphi_b R_b = 1 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}6 = 0{,}72$ кН/см$^2$

где $\alpha = 1$ для бетона класса ниже В25;

$\varphi_b$ ориентировочно принимаем равным

Соединение колонн с фундаментом – жесткое, вследствие чего принимаем базу колонны в виде плоской опорной плиты. Нагрузка будет передаваться на фундамент через фрезерованный торец колонны.

Материал опорной плиты – сталь С245: $R_y = 23$кН/см$^2$ при толщине проката 21...30 мм.

Задаемся шириной плиты

$B = b_f + 2c = 40 + 2 \cdot 15 = 70$ см,

где $b_f$ – ширина полки двутавра 40К1;

$c = 150$ мм – свес базы.

Принимаем ширину плит $B = 70$ см.

Из условия $\sigma_{\max} \le R_{b,loc}$ получим длину плиты:

$$L = \frac{N}{2 \cdot B \cdot R_{b,loc}} + \sqrt{\left(\frac{N}{2 \cdot B \cdot R_{b,loc}}\right)^2 + \frac{6M}{BR_{b,col}}} =$$

$$= \frac{279{,}86}{2 \cdot 70 \cdot 0{,}72} + \sqrt{\left(\frac{279{,}86}{2 \cdot 70 \cdot 0{,}72}\right)^2 + \frac{6 \cdot 23{,}99 \cdot 10^2}{70 \cdot 0{,}72}} = 32{,}88$$

Минимальная длина плиты:

$L_{\min} = h + 2c = 39{,}3 + 2 \cdot 15 = 69{,}3$ см,

где $h$ – высота двутавра 40К1.

Принимаем длину опорной плиты $L = 70$ см.

Максимальные напряжения в бетоне под опорной плитой:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{BL} + \frac{6M}{BL^2} = \frac{279{,}86}{70 \cdot 70} + \frac{6 \cdot 23{,}99 \cdot 10^2}{70 \cdot 70^2} = 0{,}195 кН/см^2 < R_{b,loc} = 0{,}72 кН/см^2.$$

Минимальные напряжения:

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{BL} - \frac{6M}{BL^2} = \frac{279{,}86}{70 \cdot 70} - \frac{6 \cdot 23{,}99 \cdot 10^2}{70 \cdot 70^2} = -0{,}057 кН/см^2$$

Расстояние от края плиты до точки с нулевыми напряжениями:

$$x = \frac{|\sigma_{\min}| \cdot L}{|\sigma_{\max}| + |\sigma_{\min}|} = \frac{0{,}057 \cdot 70}{0{,}057 + 0{,}195} = 15{,}83 \text{ см}.$$

Напряжение в сечении по внутренней грани полки двутавра:

$$\sigma_1 = \sigma_{\max} \cdot \frac{273}{273 + 98} = 0{,}195 \cdot \frac{273}{371} = 0{,}143 \text{ кН/см}^2.$$

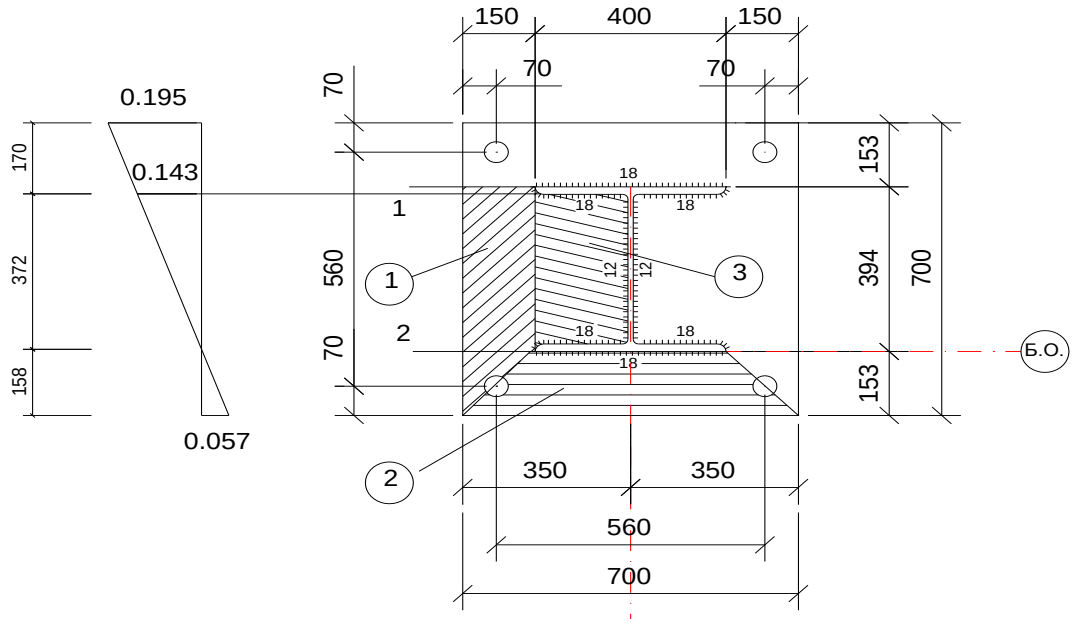



Рисунок 2.16.К расчету опорной плиты

Для определения толщины плиты разбиваем опорную плиту на участки (рисунок 2.13) и определяем изгибающий момент в каждом участке.

Участок 1.

Площадь участка: $A_1 = 39{,}4 \cdot 15 + 2 \cdot \frac{15 \cdot 15{,}3}{2} = 820{,}5\,\text{см}^2$.

$$c_1 = \frac{S_1}{A_1} = \frac{\frac{39{,}4 \cdot 15^2}{2} + 2 \cdot 15{,}3 \cdot 15 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot 15}{820{,}5} = 8{,}2 см$$

Изгибающий момент:

$$M_1 = \sigma_{\max} A_1 c_1 = 0{,}195 \cdot 820{,}5 \cdot 8{,}2 = 1312\,\text{кН}\cdot\text{см}.$$

Толщина плиты:

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6M_1}{hR_y\gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 1312}{39{,}4 \cdot 23 \cdot 1{,}2}} = 2{,}69\,\text{см}.$$

Участок 2.

Площадь участка: $A_2 = 40 \cdot 15{,}3 + 2 \cdot \frac{15 \cdot 15{,}3}{2} = 841{,}5\,\text{см}^2$.

$$c_2 = \frac{S_2}{A_2} = \frac{\frac{40 \cdot 15{,}3^2}{2} + 2 \cdot 15 \cdot 15{,}3 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot 15{,}3}{841{,}5} = 8{,}35\,\text{см}.$$

Изгибающий момент:

$$M_1 = \sigma_{\max} A_2 c_2 = 0{,}195 \cdot 841{,}5 \cdot 8{,}35 = 1370{,}17\,\text{кН}\cdot\text{см}.$$

Толщина плиты:

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6M_1}{hR_y\gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 1370{,}17}{40 \cdot 23 \cdot 1{,}2}} = 2{,}72\,\text{см}.$$

Участок 3.

Данный участок является опертым на три канта (рисунок 2.13). отношение закрепленной стороны пластины к свободной $b_1/a_1 = 194{,}5/394 = 0{,}482 < 0{,}5$. Следовательно, участок рассчитывается как консольный единичной ширины с вылетом $b_1$:

$$M_3 = \frac{\sigma_1 b_1^2}{2} = \frac{0{,}143 \cdot 19{,}45^2}{2} = 27{,}05 \text{ кН}.$$

Толщина плиты:

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6M_3}{R_y \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 27{,}05}{23 \cdot 1{,}2}} = 2{,}42 \text{ см}.$$

Задаемся толщиной плиты $t_{pl} = 32$ мм.

Проверим прочность сечения 1-1 (рисунок 2.12):

$Q_{1-1} = \sigma_{\max} s = 0{,}195 \cdot 70 \cdot 15{,}3 = 208{,}85$ кН;

$M_{1-1} = 372 \cdot 15{,}3/2 = 2845{,}8$ кН·см.

Нормальные напряжения:

$$\sigma_x = \frac{M_{1-1}}{W_{pl}} = \frac{6M_{1-1}}{Bt_{pl}^2} = \frac{6 \cdot 2845{,}8}{70 \cdot 3{,}2^2} = 23{,}82 кН/см^2 < R_y \gamma_c = 23 \cdot 1{,}2 = 27{,}6 кН/см^2.$$

Касательные напряжения:

$$\tau_{xy} == \frac{Q_{1-1}}{Bt_{pl}} = \frac{208{,}85}{70 \cdot 3{,}2} = 0{,}93 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка по приведенным напряжениям:

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2} = \sqrt{23{,}82^2 + 3 \cdot 0{,}93^2} = 23{,}87 кН/см^2 < 1{,}15 R_y \gamma_c =$$
$$= 1{,}15 \cdot 23 \cdot 1{,}2 = 31{,}74 кН/см^2$$

Прочность сечения обеспечена.

### 2.3.6 Расчет анкерных болтов

Расчет анкерных болтов, прикрепляющих опорную плиту к фундаменту, производим на усилия: $N_{\min} = -135{,}84$ кН; $M_{соотв.} = -73{,}06$ кН·м

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{BL} + \frac{6M}{BL^2} = \frac{135{,}84}{70 \cdot 70} + \frac{6 \cdot 73{,}06 \cdot 10^2}{70 \cdot 70^2} = 0{,}156 кН/см^2;$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{BL} - \frac{6M}{BL^2} = \frac{135{,}84}{70 \cdot 70} - \frac{6 \cdot 73{,}06 \cdot 10^2}{70 \cdot 70^2} = -0{,}1 кН/см^2;$$

$$x = \frac{|\sigma_{\max}| \cdot L}{|\sigma_{\max}| + |\sigma_{\min}|} = \frac{0{,}156 \cdot 70}{0{,}156 + 0{,}1} = 42{,}66 \text{ см}.$$

Усилие в анкерных болтах:

$$z = \frac{M - Nb}{y} = \frac{73{,}06 \cdot 10^2 - 135{,}84 \cdot 19{,}7}{51{,}7} = 89{,}55 \text{ кН.}$$

Принимаем болты из стали ВСт3кп2. Расчетное сопротивление срезу таких болтов, согласно [7, табл. 60*], $R_{ba} = 18{,}5$ кН/см².

Требуемая площадь болта:

$$A_b = \frac{z}{R_{ba}} = \frac{89{,}55}{18{,}5} = 4{,}84 \text{ см}^2.$$

Принимаем 4 болта Ø27 мм.

Площадь одного болта $A_{bh} = 4{,}27$ см².

Проверим прочность сечения 2-2:

$Q_{2-2} = z = 89{,}55$ кН;

$M_{2-2} = Q_{2-2} \cdot 5{,}3 = 89{,}55 \cdot 5{,}3 = 474{,}62$ кН·см.

Нормальные напряжения:

$$\sigma_x = \frac{M_{2-2}}{W} = \frac{6M_{2-2}}{2 \cdot 11{,}85 \cdot t_{pl}^2} = \frac{6 \cdot 474{,}62}{2 \cdot 11{,}85 \cdot 3{,}2^2} = 11{,}73 кН/см^2 <$$

$$< R_y \gamma_c = 23 \cdot 1{,}2 = 27{,}6$$

Касательные напряжения:

$$\tau_{xy} = \frac{Q_{2-2}}{2 \cdot 11{,}85 \cdot t_{pl}} = \frac{89{,}55}{2 \cdot 11{,}85 \cdot 3{,}2} = 1{,}18 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка по приведенным напряжениям:

$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2} = \sqrt{11{,}73^2 + 3 \cdot 1{,}18^2} = 11{,}91 кН/см^2 < 1{,}15 R_y \gamma_c = 1{,}15 \cdot 23 \cdot 1{,}2 = 31{,}74 кН/см^2$ Прочность сечения обеспечена.

# 3. ОРГАНИЗАЦИОННО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЙ РАЗДЕЛ

## 3.1 Основные положения

Проект организации строительства разработан на основе СНиП 12.01-2004 и обеспечивает целенаправленность всех организационных, технических и технологических решений на достижение конечного результата – ввода в действие объекта с необходимым качеством и в установленные сроки.

В основе организации производства работ на строительном объекте лежит поточный метод, главными принципами которого являются непрерывность и ритмичность производственного процесса, а также планомерность выполнения отдельных видов работ. В сочетании с высокой степенью сборности здания этот метод наиболее эффективен. Одновременное выполнение работ бригадами или звеньями рабочих на разных захватках позволяет выполнять необходимый объём работ на одной захватке и подготовку следующей операции, тем самым резко сокращая сроки производства работ. При данном методе работы ведутся

комплексными или специализированными бригадами, имеющими постоянный состав, а значит высокое качество выполняемых работ. Кроме этого эффективность поточного строительства выражается в равномерном и наиболее полном использовании трудовых и материально-технических ресурсов производства на протяжении всего срока строительства. Последовательность строительства зданий и сооружения определяется требованиями технологии производства. Организация строительства здания поточным методом требует предварительной разработки организационно-технологической схемы строительства и выбора производства работ. Взаимосвязь и последовательность выполнения строительных и монтажных работ с принятыми технологическими и организационными методами отражается в организационных моделях, одной из которых является сетевая. Она даёт возможность выбрать оптимальный вариант выполнения работ, использовать все резервы и оперативно варьировать ими в ходе строительства.

## 3.2 Календарный план строительства

### 3.2.1 Общие положения

Календарный план один из основных документов организации строительства и производства работ, где указаны:

- технологическая последовательность выполнения строительно-монтажных работ, их взаимная увязка по времени;
- сроки выполнения различных работ;
- потребность в ресурсах (людских, технических, материальных, финансовых).

Порядок разработки календарного плана регламентируется [18]. При проектировании календарного плана руководствуются прогрессивными методами выполнения работ с применением новейших достижений в области строительства, обеспечивающими высокое качество работ, соблюдением правил техники безопасности и охраны труда.

Календарный план рассчитывают с применением (где необходимо) поточного метода выполнения работ, с максимальным совмещением трудовых процессов по времени.

Для разработки календарного плана составляется ведомость объемов работ с расчетом трудозатрат: подбираются механизмы, принимаются бригады рабочих, задается сменность и определяется продолжительность каждой работы в днях.

### 3.2.2 Порядок разработки календарного плана строительства объекта

Для разработки календарного плана (КП) строительства исходными данными являются:

- рабочие чертежи и сметы;

- сроки строительства (нормативные и директивные);
- технологические карты на строительно-монтажные работы;
- данные изысканий.

На основании исходных материалов определяют номенклатуру работ и технологическую последовательность их выполнения. Работы группируют по видам основных строительных процессов и по периодам их выполнения. По рабочим чертежам подсчитывают объемы работ, в КП объемы работ должны быть приведены в единицах, принятых в ЕНиР. Определяют методы производства каждого вида работ и определяют механизмы, необходимые для их выполнения. Тип и мощность машин выбирают исходя из объема и условия работы, сроков выполнения данного строительного процесса, а также методов и способов производства работ. При выборе крана необходимо учитывать соответствие его параметров условиям монтажа и правилам безопасности производства работ.

Далее определяют трудоемкость работ в человеко-днях (чел.-дн.) и машино-сменах (маш.-см.). Рассчитывают трудоемкость по укрупненным нормам трудозатрат на строительно-монтажные работы по приложению №4 [6].

Выявляют технологическую последовательность, устанавливают сменность работ. Число смен в день назначают в зависимости от выполняемой работы. При монтажных работах, кирпичной кладке или работах, выполняемых с применением механизмов, число смен должно быть не менее двух. Работы без использования строительных машин выполняют в одну смену.

Для определения продолжительности каждого вида работ подбирают состав звеньев и бригад. Расчет состава бригад должен учитывать выполнение комплексного строительного процесса и не вызывать изменений в численности бригады и квалификации ее членов. Продолжительность работ $T_{дн}$ и численность рабочих в смену определяют в соответствии с трудоемкостью работ.

Последовательность выполнения работ на объекте продиктована проектными решениями и соблюдением технологии выполнения работ.

*Составление ведомости объемов работ и трудозатрат*

Базой для расчета трудозатрат служат укрупненные нормы трудозатрат на строительно-монтажные работы, определяемые по приложению №4 [6].

Трудозатраты определяем путем умножения нормы времени на объемы работ.

Для определения трудоёмкости работ составляется ведомость объемов работ и трудовых затрат (см. таблицу 3.1).

Таблица 3.1

| № пп | Наименование работ<br>Захватки | Объём работ | | Обоснование пр | Затраты труда | | Трудоемкости | | Численность рабочих | Число смен | Продолжительность работ, дни |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Единица измерения | Количество | | Норм. чел./час. | Норм. маш/час | Человек дни | Машин смен | | | |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 |
| 1 | Планировка площадки | 1000 м2 | 7,19 | Сб-1 т 1-30-2 | - | 0,23 | - | 0,21 | 1 | 1 | 1 |
| 2 | Механизированная разработка грунта с погрузкой в а/т 1 зах. | 1000 м3 | 1,73 | Сб-1 т 1-16-13 | 4,27 | 8,88 | 0,92 | 1,92 | 1 | 2 | 1 |
| 3 | Механизированная разработка | 1000 м3 | 1,73 | | | | 0,92 | 1,92 | 1 | 2 | 1 |
| 4 | Механизированная разработка грунта с погрузкой в а/т 3 зах. | 1000 м3 | 1,73 | | | | 0,92 | 1,92 | 1 | 2 | 1 |
| 5 | Механизированная разработка грунта с погрузкой в а/т 4 зах. | 1000 м3 | 2 | | | | 1,07 | 2,22 | 1 | 2 | 1 |
| 6 | Механизированная разр-ка грунта в отвал 1 зах. | 1000 м3 | 0,13 | Сб-1 т 1-11-13 | 3,47 | 7,22 | 0,06 | 0,12 | 1 | 1 | 1 |
| 7 | Механизированная разр-ка грунта в отвал 2 зах. | 1000 м3 | 0,04 | | | | 0,016 | 0,032 | 1 | 1 | 1 |
| 8 | Механизированная разр-ка грунта в отвал 3 зах. | 1000 м3 | 0,04 | | | | 0,016 | 0,032 | 1 | 1 | 1 |
| 9 | Механизированная разр-ка грунта в отвал 4 зах. | 1000 м3 | 0,19 | | | | 0,085 | 0,172 | 1 | 1 | 1 |
| 10 | Ручная разработка 1 зах. | 1000 м2 | 0,59 | Сб-1 т 1-90-1 | 86,5 | - | 6,38 | - | 6 | 1 | 1 |
| 11 | Ручная разработка 2 зах | 1000 м2 | 0,16 | | | | 1,73 | | 3 | 1 | 1 |
| 12 | Ручная разработка 3 зах. | 1000 м2 | 0,16 | | | | 1,73 | | 3 | 1 | 1 |
| 13 | Ручная разработка 4 зах. | 1000 м2 | 0,85 | | | | 9,19 | | 9 | 1 | 1 |
| 14 | Устройство монолитных Ж.Б. фундаменеов V до 10 м3 1 зах. | 100 м3 | 1,14 | Сб-6 т 6-1-7 | 335 | - | 47,74 | - | 6 | 2 | 4 |
| 15 | Устройство монолитных Ж.Б. фундаменеов V до 10 м3 2 зах. | 100 м3 | 0,66 | | | | 27,64 | | 4 | 2 | 4 |
| 16 | Устройство монолитных Ж.Б. фундаменеов V до 10 м3 3 зах. | 100 м3 | 0,66 | | | | 27,64 | | 4 | 2 | 4 |
| 17 | Устройство монолитных Ж.Б. фундаменеов V до 10 м3 4 зах. | 100 м3 | 0,66 | | | | 27,64+<br>4,54= | | 4 | 2 | 4 |
| 18 | Устройство фундаментов из бетонных блоков 4 зах. | 100 м3 | 0,3 | Сб-7 т 7-1-3 | 121 | 28,8 | **32,18** | 1,08 | | | |
| 19 | Монтаж Ж.Б. фунд. балок 1 зах. | 100 шт | 0,3 | Сб-7 т 7-1-15 | 375 | 24,4 | 14,1 | 0,92 | 7 | 2 | 1 |
| 20 | Монтаж Ж.Б. фунд. балок 2 зах. | 100 шт | 0,15 | | | | 7,03 | 0,46 | 7 | 1 | 1 |
| 21 | Монтаж Ж.Б. фунд. балок 3 зах. | 100 шт | 0,15 | | | | 7,03 | 0,46 | 7 | 1 | 1 |
| 22 | Монтаж Ж.Б. фунд. балок 4 зах. | 100 шт | 0,15 | | | | 7,03 | 0,46 | 7 | 1 | 1 |
| 23 | Монтаж стальных колонн 1 зах. | 1 тонна | 6 | Сб-9 т 9-17-3 | 4,72 | 0,69 | 3,54 | 0,52 | 4 | 1 | 1 |
| 24 | Монтаж стальных колонн 2 зах. | 1 тонна | 3,5 | | | | 2,07 | 0,3 | 2 | 1 | 1 |
| 25 | Монтаж стальных колонн 3 зах. | 1 тонна | 3,5 | | | | 2,07 | 0,3 | 2 | 1 | 1 |
| 26 | Монтаж стальных колонн 4 зах. | 1 тонна | 6 | | | | 3,54 | 0,52 | 4 | 1 | 1 |
| 27 | Монтаж связей из гнуто сварных профилей 1 зах. | 1 тонна | 3 | Сб-9 т 9-24-1 | 56,5 | 3,21 | 21,19 | 1,2 | 10 | 2 | 1 |
| 28 | Монтаж связей из гнуто сварных профилей 2 зах. | 1 тонна | 3 | | | | 21,19 | 1,2 | 10 | 2 | 1 |
| 29 | Монтаж связей из гнуто сварных профилей 3 зах. | 1 тонна | 3 | | | | 21,19 | 1,2 | 10 | 2 | 1 |
| 30 | Монтаж связей из гнуто сварных профилей 4 зах. | 1 тонна | 3 | | | | 21,19 | 1,2 | 10 | 2 | 1 |
| 31 | Устройство гидроизоляции 1 зах. | 100 м2 | 60 | Сб-11 т 11-4-5 | 24,3 | - | 182,25 | - | 10 | 2 | 9 |
| 32 | Устройство гидроизоляции 2 зах. | 100 м2 | 60 | | | | 182,25 | | 10 | 2 | 9 |
| 33 | Устройство гидроизоляции 3 зах. | 100 м2 | 60 | | | | 182,25 | | 10 | 2 | 9 |
| 34 | Устройство гидроизоляции 4 зах. | 100 м2 | 100 | | | | 303,75 | | 17 | 2 | 9 |
| 35 | Засыпка грунта в пазухи грунтом 1 зах. | 1000 м3 | 0,15 | Сб-1 т 1-27-4 | - | 3,18 | - | 0,06 | 1 | 1 | 1 |
| 36 | Засыпка грунта в пазухи грунтом 2 зах. | 1000 м3 | 0,05 | | | | | 0,02 | 1 | 1 | 1 |
| 37 | Засыпка грунта в пазухи грунтом 3 зах. | 1000 м3 | 0,05 | | | | | 0,02 | 1 | 1 | 1 |
| 38 | Засыпка грунта в пазухи грунтом 4 зах. | 1000 м3 | 0,23 | | | | | 0,09 | 1 | 1 | 1 |
| 39 | Монтаж металлических ограждений фасад 1 зах. | 1 тонна | 16 | Сб-9 т 9-22-2 | 15,6 | 2,26 | 31,2 | 4,52 | 6 | 1 | 5 |
| 40 | Монтаж металлических ограждений фасад 2 зах. | 1 тонна | 16 | | | | 31,2 | 4,52 | 6 | 1 | 5 |
| 41 | Монтаж металлических ограждений фасад 3 зах. | 1 тонна | 16 | | | | 31,2 | 4,52 | 6 | 1 | 5 |
| 42 | Монтаж металлических ограждений фасад 4 зах. | 1 тонна | 16 | | | | 31,2 | 4,52 | 6 | 1 | 5 |
| 43 | Монтаж кирп. перегородок 1 зах. | 100 м3 | 0,24 | Сб-8 т 8-7-5 | 121 | - | 3,63 | - | 4 | 1 | 1 |
| 44 | Монтаж кирп. перегородок 2 зах. | 100 м3 | 0,24 | | | | 3,63 | | 4 | 1 | 1 |
| 45 | Монтаж кирп. перегородок 3 зах. | 100 м3 | 0,24 | | | | 3,63 | | 4 | 1 | 1 |
| 46 | Монтаж кирп. перегородок 4 зах. | 100 м3 | 0,24 | | | | 3,63+<br>5,05= | | 9 | 1 | 1 |
| 47 | Монтаж асбестоцементных | 100 шт | 0,4 | Сб-7 т 7-67-1 | 101 | - | **8,68** | - | | | |
| 48 | Монтаж панелей покрытия 1 зах. | 100 шт | 0,84 | Сб-7 т 7-13-10 | 276 | 33,7 | 28,98 | 3,54 | 7 | 1 | 4 |
| 49 | Монтаж панелей покрытия 2 зах. | 100 шт | 0,84 | | | | 28,98 | 3,54 | 7 | 1 | 4 |
| 50 | Монтаж панелей покрытия 3 зах. | 100 шт | 0,84 | | | | 28,98 | 3,54 | 7 | 1 | 4 |
| 51 | Монтаж панелей покрытия 4 зах. | 100 шт | 0,98 | | | | 33,81 | 4,13 | 8 | 1 | 4 |
| 52 | Монтаж стеновых панелей 1 зах. | 100 шт | 0,88 | Сб-7 т 7-16-3 | 706 | 112 | 77,66 | 12,32 | 7 | 2 | 6 |
| 53 | Монтаж стеновых панелей 2 зах. | 100 шт | 0,24 | | | | 21,18 | 3,36 | 6 | 1 | 4 |
| 54 | Монтаж стеновых панелей 3 зах. | 100 шт | 0,24 | | | | 21,18 | 3,36 | 6 | 1 | 4 |
| 55 | Монтаж стеновых панелей 4 зах. | 100 шт | 1,06 | | | | 93,55 | 14,84 | 7 | 2 | 7 |
| 56 | Устройство кровли 1 зах. | 100 м2 | 35 | Сб-12 т 12-2-2 | 26,3 | - | 115,06 | - | 10 | 2 | 4 |
| 57 | Устройство кровли 2 зах. | 100 м2 | 35 | | | | 115,06 | | 10 | 2 | 4 |
| 58 | Устройство кровли 3 зах. | 100 м2 | 35 | | | | 115,06 | | 10 | 2 | 4 |
| 59 | Устройство кровли 4 зах. | 100 м2 | 38 | | | | 124,92 | | 10 | 2 | 6 |
| 60 | Устройство подготовки под полы 1 зах. | 1 м3 | 173 | Сб-11 т 11-2-9 | 3,66 | - | 79,06 | - | 10 | 2 | 4 |
| 61 | Устройство подготовки под полы 2 зах. | 1 м3 | 173 | | | | 79,06 | | 10 | 2 | 4 |
| 62 | Устройство подготовки под полы 3 зах. | 1 м3 | 173 | | | | 79,06 | | 10 | 2 | 4 |
| 63 | Устройство подготовки под полы 4 зах. | 1 м3 | 198 | | | | 90,59 | | 10 | 2 | 4 |
| 64 | Устройство полов из кислотоупорного бетона 1 зах. | 100 м2 | 17,3 | Сб-11 т 11-16-1 | 96,3 | - | 208 | - | 10 | 2 | 10 |
| 65 | Устройство полов из кислотоупорного бетона 2 зах. | 100 м2 | 17,3 | | | | 208 | | 10 | 2 | 10 |
| 66 | Устройство полов из кислотоупорного бетона 3 зах. | 100 м2 | 17,3 | | | | 208 | | 10 | 2 | 10 |
| 67 | Устройство полов из кислотоупорного бетона 4 зах. | 100 м2 | 17,3 | | | | 208+<br>22,87= | | 10 | 2 | 11 |
| 68 | Устройство бетонных полов 4 зах. | 100 м2 | 2,52 | Сб-11 т 11-27-1 | 72,6 | - | **230,87** | - | | | |
| 69 | Закладка проемов кирпичем 1 зах. | 1 м3 | 10 | Сб-8 т 8-6-1 | 4,54 | - | 5,68 | - | 6 | 1 | 1 |
| 70 | Закладка проемов кирпичем 2 зах. | 1 м3 | 10 | | | | 5,68 | | 6 | 1 | 1 |
| 71 | Закладка проемов кирпичем 3 зах. | 1 м3 | 5 | | | | 2,84 | | 3 | 1 | 1 |
| 72 | Закладка проемов кирпичем 4 зах. | 1 м3 | 15 | | | | 8,52 | | 8 | 1 | 1 |
| 73 | Монтаж оконных проемов 1 зах. | 100 м2 | 1,44 | Сб-9 т 9-44-1 | 80,3 | 4,8 | 14,45 | 0,86 | 7 | 2 | 1 |
| 74 | Монтаж оконных проемов 2 зах. | 100 м2 | 0,72 | | | | 7,23 | 0,43 | 7 | 1 | 1 |
| 75 | Монтаж оконных проемов 3 зах. | 100 м2 | 0,72 | | | | 7,23 | 0,43 | 7 | 1 | 1 |
| | **ИТОГО:** | | | | | | **5018,8** | **88,22** | | | |

## 3.2.4 Технико-экономические показатели

Технико-экономические показатели составлены на основании калькуляции затрат и графика производства работ и включают в себя следующие характеристики:

1.Общая площадь здания – 3062,32 м$^2$.

2.Объем здания – 24036 м$^3$.

3.Нормативные затраты труда рабочих – 1736 чел./час

4.Трудовые затраты на единицу площади – о,57 чел-ч/ м$^2$.

5.Трудовые затраты на единицу объема – 0,7 чел-ч/ м$^2$.

6. Выработка на одного рабочего в смену – 6,9 м$^3$/ч

7. Продолжительность работ – 58 смен.

## 3.3 Технологическая карта на монтаж каркаса физкультурно-оздоровительного комплекса

### 3.3.1 Область применения

Технологическая карта разработана для производства работ по монтажу смешанным методом несущих конструкций каркаса одноэтажного здания, с размерами в плане 60,9 м. Высота здания 11, 55 м.

### 3.3.2 Определение технических параметров крана и выбор марки крана

Параметры крана определяем по наиболее тяжелому и удаленному элементу каркаса здания (ферма здания ГФГС серия 1.263.2)

Монтажная масса элемента:

$m = m_1 + m_{oc} = 2{,}3 + 0{,}1 = 2{,}4$ (т.), где

$m_1$ - масса элемента,

$m_{oc}$ - масса оснастки.

Требуемая высота подъема крюка:

$H_{лр} = h_o + h_s + hэ + h_c = 8{,}8 + 1 + 2 + 3 = 14{,}8$, где

$h_o$ -высота опоры монтируемого элемента,

$h_s$ -запас между опорой и низом монтируемого элемента,

$hэ$ - высота элемента,

$h_c$ - высота грузозахватного механизма

Требуемый вылет крюка:

$l_{кр} = 20(м.)$

Подбираем монтажные краны:

1. Кран на гусеничном ходу Э-1258Б. Основная стрела 12,5 м., со вставками и гуськом $30 \pm 5$м. Грузоподъемность 20 т.

Определение стоимости аренды краны:

$A = C_{м-с} \cdot T_ч + \sum E = 3{,}88 \cdot 39{,}2 + 52{,}1 = 204{,}2$ (руб.), где

$C_{м-с} = 3{,}88$ (руб.) – стоимость аренды машино-часа эксплуатации,

$T_ч$ =39,2 (ч.) – время работы крана на объекте,

$\sum E$ =52,1 (руб.) – сумма единовременных затрат.

$T_x = \frac{\sum Q}{П_р} = \frac{200}{5{,}1} = 39{,}2$ (ч.), где

$\sum Q = 200$ (т.) – общая масса монтируемых элементов,

$П_р = 5{,}1$ (т./ч.) – среднечасовая производительность крана.

$\sum E = E_1 + E_2 \cdot x = 30 \cdot 22{,}1 \cdot 1 = 52{,}1$ (руб.), где

$E_1$=30 (руб.) – стоимость перебазировки крана,

$E_2 = 22{,}1$ (руб.) – стоимость замены основной стрелы.

2. Кран на пневмоколесном ходу КС 5363. Основная стрела 15 м., со вставками и гуськом $30 \pm 10$ м. Грузоподъемность 25 т.

Определение стоимости аренды крана:

$A = C_{м-с} \cdot T_ч + \sum E = 6{,}02 \cdot 28{,}2 + 101{,}06 = 373{,}9$ (руб.), где

$T_x = \frac{\sum Q}{П_р} = \frac{200}{7{,}1} = 28{,}2$ (ч.), где

$\sum E = E_1 + E_2 \cdot x = 68 \cdot 33{,}06 \cdot 1 = 101{,}06$ (руб.).

Для монтажа основных несущих элементов принимаем кран на гусеничном ходу Э-1258Б.

Технологическая карта разработана для производства работ по монтажу смешанным методом несущих конструкций каркаса одноэтажного здания, с размерами в плане 60,9 м. Высота здания 11, 55 м.

*Организация и технология строительного процесса*

Монтаж рам производим в два этапа: монтаж колонн (стоек), монтаж ригеля. Монтаж элементов рамы производят при помощи крана на гусеничном ходу Э-1258Б. Стойки рамы подают с приобъектного склада,

строповку стойки осуществляют при помощи унифицированного двухветвевого стропа 2СТ16-5. До начала монтажа на фундаменты наносят разбивочные риски, на стойки риски геометрических осей. Стойку стропят,

Подают к месту монтажа, устанавливают в проектное положение и временно раскрепляют расчалками. После чего стойку расстроповывают и выверяют, контролируя точность приведения стойки в проектное положение с помощью теодолитов по двум взаимно перпендикулярным осям.

Перед монтажом ригеля его предварительно собирают из двух отправочных элементов (два ФС1) по средством укрупнительных стыков на фланцевых соединениях. Ригель стропят за 4 точки, обхватывают с применением

дистанционной расстроповки. Для улучшения ориентирования при установке применяем гибкий манипулятор. Манипулятор состоит из двух лебедок, установленных на кране, и идущих от них через отводные блоки тросов-уздечек, прикрепляемых к концам монтажной траверсы. Ориентирование производится крановщиком по сигналу монтажника. В процессе установки ригель закрепляют высокопрочными болтами 40Х «СЕЛЕКТ». Первый ригель дополнительно раскрепляют расчалками.

Расчалку снимают только после установки прогонов, выполняющих роль горизонтальных связей.

Прогоны подаются приобъектного склада. Строповка осуществляется при помощи унифицированного двухстороннего стропа 2СТ16-5. На месте монтажа прогоны укладывают на верхний пояс фермы, укладку производят с перекатных площадок. Сварные швы выполняют ручной сваркой, электродами Э-42А. Катеты сварных швов приняты 6мм.

Подача колонн производится с приобъектного склада. Строповку колонн осуществляют при помощи унифицированного двухстороннего стропа 2СТ16-5. Перед монтажом колонн на фундаменты наносят разбивочные риски, на колонну риски геометрических осей. Колонну стропят и подают краном к месту монтажа, временно раскрепляют расчалками. После чего колонну расстроповывают и выверяют при помощи теодолита по двум взаимно перпендикулярным осям. Расчалку снимают после установки главных балок и прогонов.

Для подачи главных балок с приобъектного склада их стропуют при помощи унифицированной траверсы ЦНИИОМТП. Балки устанавливают на оголовки колонн и закрепляют болтами в узлах сопряжения элементов, после чего расстроповывают.

Для монтажа стеновых панелей используется автомобильный кран МК6.3 грузоподъемностью 6.3 т., длина стрелы 12.1 м.

Так как для перемещения пакета панелей запрещается использовать стальные тросы (в виду возможного повреждения панелей), то для перемещения пакетов и монтажа используются мягкие стропы СТП 2.0-8.0. Крепления панелей осуществляется самосверлящими шурупами длинной 300мм. Угловые стыки закрываются фасонными элементами из листвой стали, крепящимися самосверлящими шурупами длинной 20мм.

Телескопические стойки на строительную площадку поступают в разобранном виде. Собирают их непосредственно перед установкой. Монтаж опалубки начинается с установки телескопических стоек с раздвижными струбцинами. Стойки раскрепляют а струбцины устанавливают на заданную отметку, что позволяет начать установку прогонов опалубки железобетонных балок. Пространственная неизменяемость достигается благодаря системе

горизонтальных и диагональных инвентарных связей. Опалубка балок, состоящая из боковых щитов, высота которых принимается равной высоте балок, т днища, опирается непосредственно на струбцины. Раздвижная струбцина имеет раздвижные домкраты, с помощью которых обеспечивается плотное соединение вертикальных щитов вертикальных щитов и щитов днища балки. После установки опалубки балки армируют, а ребра каркасов боковых щитов временно раскрепляют. Затем на боковые щиты устанавливают телескопические ригели, по которым укладываются опалубочные щиты. В местах их примыкания к балкам укладываются деревянные бруски треугольного сечения, которые предохраняют щиты от защемления их бетоном и придают балке технологический уклон. Окончательно выверяется положение опалубки с помощью нивелира: единый горизонт плиты и одинаковый уровень отметок низа балок. Рихтуют опалубку с помощью винтовых домкратных устройств. Для распалубливания ребристого перекрытия предварительно расслабляются раздвижные струбцины, затем спускают на 2-3см. телескопические стойки и отнимают боковые щиты балок. Далее демонтируют один из средних телескопических ригелей, снимают щиты опалубки с плиты, демонтируют стойки и щиты днища балки. При этом связи снимают с тех стоек, которые демонтируют в данный момент.

До начала работ по армированию монолитных конструкций на этаже должны быть выполнены следующие работы:

-завершены работы по устройству монолитных конструкций колонн,

-подготовлены и установлены на этаже средства для освещения рабочего места, а также средства для подключения электрического инструмента и сварочных аппаратов.

-выполнен приемочный контроль арматурных изделий на приобъектном складе. При приемки арматуры проверяют наличие бирок на армоэлементах с указанием марки и количеством однотипных сеток и каркасов. Производят контрольные обмеры, осмотр армоэлементов, а также контроль прочности сварных соединений.

Арматурные изделия изготавливаются на заводе и доставляются на площадку с помощью автотранспорта. Погрузочно-разгрузочные работы должны исключить деформации, искривление сеток, каркасов и отдельных стрежней. Транспортировку сеток и каркасов производят на поддонах или в специальных контейнерах. При складирования на складе каркасов и сеток штабелями необходимо опереть их на прокладки. Высота штабеля не должна превышать 1,5м.

Работы по армированию перекрытий следует выполнять в соответствии с требованиями и рекомендациями нормативной литературы. Пространственные и плоские каркасы, главных и второстепенных балок устанавливают в проектное

положение с помощью фиксаторов. После этого производится укладка рулонных сеток. Соединение сеток выполняется в нахлестку с перекрытием стыков. Для образования защитного слоя сетки укладывать с применением пластмассовых или цементных фиксаторов.

Приемка установленной арматуры оформляется актом на скрытые работы. Передвижение по армированному перекрытию, во избегания деформирования сеток, осуществляется по инвентарным мостикам.

Балки и плиту бетонировать одновременно. Бетонную смесь укладывают равномерно по поверхности участка перекрытия. Высота свободного сбрасывания бетонной смеси не должна превышать одного метра.

Смесь в плитах уплотняют площадочными вибраторами, а в балках с использованием глубинного вибратора. Особенно тщательно вибрируют бетон в местах с густым армированием.

В качестве отсекателей при устройстве рабочих швов применяется сетка-рабица, сложенная в двое. Бетонирование каждого участка перекрытия требуется производить непрерывно.

*Уход за бетоном*

За уложенным бетоном должен быть обеспечен контроль и уход. Открытые поверхности должны быть предохранены от вредного воздействия прямых солнечных лучей и ветра. Благоприятные температурно-влажностные условия для твердения бетона обеспечивать систематической поливкой его водой. В сухую погоду поливка бетона на портландцементе производится не менее 7 суток. При температуре 15 градусов Цельсия и выше поливка производится через каждые 3 часа днем и не реже одного раза ночью, а в последнее время не реже 3 раз в сутки. Вода не должна быть агрессивной к бетону. Разопалубка забетонированных конструкций должна производится после набора бетоном 70% проектной прочности.

Приемку конструкций производить после набора бетоном проектной прочности. Категорически запрещается заделка раковин и затирка поверхностей до приемки железобетонных конструкций. Решение о приемке железобетонных работ при некачественной поверхности пронимает проектная организация.

*Требования к качеству и приемке работ*

Предельные отклонения положения элементов при приемке смонтированных конструкций назначается проектом. При осуществлении в проекте специальных указаний предельные отклонения приложения элементов в конструкциях относительно разбивочных осей или ориентирных рисок при приемке не должны превышать величин указанных в таблице 1.3

Таблица 4.3

Контроль качества выполнения операций

| Наименование операций, | Контроль качества выполнения операций |
|---|---|

| подлежащих контролю | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Подготовительные работы | - | Правильность складирования. Наличие паспортов. Соответствие геометрических размеров проекту. Правильность нанесения разбивочных осей и рисок. Отсутствие внешних дефектов. Наличие и правильность расположения закладных изделий. | Визуально, стальным метром, стальной компарирован-ной рулеткой | До начала работ | - |
| Подготовка мест установки колонн | - | Проверка отметок опорных плит. Отсутствие грязи, наплывов бетона. | | До начала работ | Геодезическая |
| Монтаж конструкций | Монтаж конструкций | Правильность и надежность строповки. Точность фиксирования оснастки. Соответствие технологии монтажа проекту. Точность установки: вертикальность; соосность конструкций в верхнем и нижнем сечении; отметки опорных площадок конструкций. Надежность проектного и временного закрепления. | Нивелиром | В процессе монтажа конструкции | Геодезическая |
| Проверка сварных соединений | - | Качество сварки, наличие и правильность ведения журнала сварочных работ | Визуально | Периодически в процессе монтажа | Строительная лаборатория |
| Антикоррозийная защита сварных соединений | - | Проверка качества антикоррозионного покрытия изделий и узлов заводского изготовления. Восстановления антикоррозионного покрытия после сварки и очистки от шлаков. Правильность и своевременность заполнения журналов сварочных и антикоррозионных работ | Визуально | Периодически в процессе монтажа | Строительная лаборатория |

*Материально-технические ресурсы*

В разделе приводятся данные потребностей в инструменте, инвентаре и приспособлениях, а также в материалах, полуфабрикатах и изделий для выполнения работ предусмотренных калькуляций.

Потребность в машинах, оборудовании, инструментах и приспособлениях приводится в таблице 3.4

Таблица 3.4

## Потребность в машинах, оборудовании, инструментах и приспособлениях

| Наименование | Тип, марка, ГОСТ | Кол-во | Техническая характеристика |
|---|---|---|---|
| 1 | 2 | 3 | 4 |
| Кран для монтажа конструкций | Э-1258Б | 1 | Грузоподъемность 20 т. |
| Траверса для монтажа фермы, балок ГБ1 | ВНИПИ Промстальконструкция, шифр 290700-39И. | 1 | Грузоподъемность 50 т. |
| Расчалка с карабином и винтовой стяжкой | ВНИПИ Промстальконструкция, шифр 1798М-10 | 16 | Временное крепление элементов каркаса |
| Гидроподъемник | СПО-15 | 2 | Обеспечение рабочего места на высоте до 16 м. |
| Лестница вертикальная | ВНИПИ Промстальконструкция, Шифр 29800-02-1 | 2 | Для монтажа покрытий |
| Временное ограждение | ВНИПИ Промстальконструкция, Шифр 29800-20 | 144м. | Обеспечение безопасности работ на покрытии |
| Лестница маршевая | ВНИПИ Промстальконструкция, Шифр 29800-01 | 2 | Для доставки рабочих к месту пров. работ на высоту до 18м. |
| Сварочный трансформатор | ТС-500<br>ГОСТ 95-77*Е | 2 | Мощность 12 кВт<br>Проектное закрепление |
| Установка «Пневмобетон» | Конструкции ЦНИИОМТП. Проект 259-2.00.000 | 4 | Состав установки: Компрессор; Растворосмеситель СБ-97; бункер; растворонасос С-684; рукав (шланг). Производительность 2-3м2/ч. |
| Вибратор | ИВ-116<br>ТУ 22-46-66-80 | 4 | Мощность 0,8 кВт |
| Рулетка измерительная | ГОСТ 7502-80 | 4 | |
| Отвес ОТ-400 | ГОСТ 7948-80 | 3 | Масса 0,4 кг. |
| Уровень строительный | ГОСТ 9416-83 | 4 | |
| Метр стальной (складной) | ГОСТ 7253 | | |

Таблица 3.5

## Потребность в основных конструкциях, материалах и полуфабрикатах

| № | Наименование | Марка | Ед.изм. | Количество |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Ригель рамы | СФ1 | шт. | 24 |
| 2 | Стойка рамы | К2 | шт. | 24 |
| 3 | Прогон | ПР11 | шт. | 45 |
| 4 | Прогон | ПР2 | шт. | 27 |
| 5 | Колонны третьего блока | К3 | шт. | 8 |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| 6 | Колонны фахверка | К1 | шт. | 86 |
| 7 | Балки покрытий (блок 3) | ГБ1 | шт. | 8 |
| 8 | Электроды | Э-42А | Т. | 0,08 |
| 9 | Бетон | В20 | м3. | 106,96 |
| 10 | Арматурные изделия | КП1<br>КП2 | шт.<br>шт. | 211<br>146 |

*Техника безопасности*

При монтаже конструкций необходимо руководствоваться СНиП 3-4-80 «Техника безопасности в строительстве», «Правилами устройства и безопасности эксплуатации грузоподъемных кранов, «Правилами пожарной безопасности при производстве строительно-монтажных работ», проектом производства работ.

К монтажным работам допускаются годные по состоянию здоровья рабочие, обученные безопасным методом труда и соответствующие удостоверение.

Все работающие на строительной площадке должны быть обеспечен средствами индивидуальной защиты и спецодеждой в соответствии с «типовыми отраслевыми нормами бесплатной выдачи спецодежды, спецобуви и предохранительных приспособлений»

Грузоподъемное оборудование и грузозахватные приспособления перед эксплуатацией должны быть освидетельствованы и испытаны в соответствии соответствующего акта. На видном месте должны быть вывешены типовые схемы строповки основных конструкций. Крюки кранов и грузозахватных приспособлений должны быть оснащены запирающим устройством. Грузозахватные приспособления должны быть снабжены паспортом, иметь штамп ОТК и инвентарный номер.

При выгрузке элементов конструкций с транспортных средств, элемент поднимают на высоту 2-30см., проверяют надежность строповки, после чего подъем может быть продолжен. Складывать элементы конструкций следует в специально предназначенной для этой цели площадке в штабелях или кассетах. Не допускается складирование элементов конструкций путем прислонения к штабелям или стенам здания. Загрузку кассеты производят, начиная с середины кассеты, а разгрузку с краев. Строповку элементов складированных в кассеты осуществляют с перекатной монтажной площадки.

Следует соблюдать следующие правила монтажа: перед подъемом элементов в сборных конструкциях необходимо проверить качество изделий и надежность строповки; не допускается поднимать краном детали, прижатые другими элементами или примерзшие к земле; перемещать элементы в горизонтальном направлении следует на высоте не менее 0,5м. и на расстоянии не менее 1м. от других конструкций, к месту монтажа элементы следует подвозить с наружной

стороны здания, запрещается переносить конструкции над захваткой где осуществляются строительные работы; принимать подаваемый элемент можно тогда, когда он находится в 20-30 см. от места установки; временные крепления можно снимать только после постоянного закрепления элементов; закрепление монтируемых элементов, их расстроповку, устройство креплений, а также заделку стыков следует производить с передвижных подмостей или площадок кондукторов – пользование приставными лестницами для этих целей недопустимо; зоны ведения работ должны быть ограждены, незаполненные проемы должны быть закрыты щитами; в вечернюю и ночную смены все проезды, проходы, лестницы, склады изделий и рабочие места должны быть освещены в соответствии с ГОСТ 12.1.046-85 «Строительство. Нормы освещения строительных площадок».

При выполнении электросварочных, газопламенных работ необходимо помимо вышеуказанных правил выполнять требования ГОСТ 12.3003.-86. Металлические части сварочного оборудования, а также свариваемые изделия должны быть заземлены.

При работе на высоте сварщики и другие рабочие должны быть снабжены проверенными и испытанными предохранительными поясами по ГОСТ 12.4.089-86, без которых они не должны допускаться к работе.

## 3.4 Технологическая карта на устройство фундаментов

Технологическая карта – один из основных элементов ППР, содержащий комплекс конструктивных указаний по рациональной технологии и организации строительного производства. Ее задача способствовать уменьшению трудоемкости, улучшению качества и стоимости строительно-монтажных работ.

Технологические нормы разрабатываются с целью установления способов и методов выполнения определенных видов работ, уточнения их последовательности и продолжительности, определения необходимых для их осуществления количества рабочих, материальных и технических ресурсов.

### 3.4.1 Устройство свайного поля

В состав работ, рассматриваемых картой, входят:

– раскладка свай;

–забивка свай сваебойным агрегатом;

– проверка отметок голов свай;

– срубка голов свай до проектной отметки;

– приемка работ.

До установки свай марки С70.30-9 необходимо разложить сваи у места установки; уложить верхние концы свай на деревянные подкладки (для облегчения строповки); срезать или отогнуть нижние монтажные петли свай.

Технология и организация процесса работы по установке свай выполняют в следующем порядке: перемещают агрегат к месту установки свай; подготовляют сваю к установке; стропят сваю, подают ее и устанавливают на место.

– Первые удары по свае наносят с малой высоты – до 0,5 м – для закрепления сваи в грунте и придания ей нужного направления.

– Затем силу удара постепенно увеличивают до максимальной в соответствии с режимом забивки, предусмотренным проектом. От каждого удара свая погружается на определенную величину, которая уменьшается по мере углубления.

– В процессе забивки необходимо проверять постоянно правильность направления сваи и равномерность погружения в грунт, своевременно определять "отказ сваи" – величину ее погружения от одного удара молота.

Сваи предназначены для передачи нагрузки от здания на грунты, повышения несущей способности слабых грунтов.

### 3.4.2 Расчет сваебойного агрегата

Для забивки свай применяют копры и копровые оборудование: дизель-молоты, паровоздушные молоты, вибромолоты, вибропогружатели. Выбор молота для забивки свай следует производить исходя из указанной в проекте расчетной нагрузки, допускаемой на сваю, и массы сваи. Необходимая минимальная энергия ударов молота Э (Дж), определена:

$$Э = 1{,}75 \cdot \alpha \cdot P = 1{,}75 \cdot 25 \cdot 370 = 16188 Дж,$$

где: $\alpha$ – коэффициент, равный 25 Дж/кН.

$P$ – расчетная нагрузка допускаемая на сваю $P = 37т$

$P = 370кН = 37т$.

Выбираем тип молота исходя из возможного удешевления свайных работ. Принимаем дизель-молот СП-7.

Принятый тип молота должен удовлетворять условию:

$$\frac{Q_п + q}{Э_р} < K_п, \qquad (3.4)$$

где: $K_п = 5$ – коэффициент, принимаемый для железобетонной сваи.

$Q_п = 4220кг$ – полная масса молота.

$q = 1600кг$ – масса сваи.

$Э_р = 0{,}4 \cdot Q \cdot H$ – расчетная энергия удара принятого молота (для дизель-молота)

$Q = 2500кг$ – масса ударной части молота.

$H = 2{,}2м$ – высота падения ударной части.

$$\frac{Q_п + q}{Э_р} = \frac{4220 + 1600}{0{,}4 \cdot 2500 \cdot 2{,}2} = 2{,}65 < 5 \cdot$$

Условие соблюдается, значит, молот СП-7 обеспечивает погружение сваи.

Таблица 3.3

| № | Наименование | Характеристика |
|---|---|---|
| 1 | Наибольшая энергия удара | 58,8 кДж |
| 2 | Максимальная высота подъема ударной части | 2,4 м |
| 3 | Число ударов в минуту | 50 |
| 4 | Масса забиваемых свай | 1200-3200 кг |
| 5 | Ширина направляющих | 360 мм |
| 6 | Высота молота (без наголовника) | 4540 мм |
| 7 | Масса ударной части | 2500 кг |
| 8 | Масса молота (с рамкой) | 4220 кг |

### 3.4.3 Указания по технике безопасности на свайные работы в соответствии со СНиП 12-04-02

1. Место производства свайных работ необходимо ограждать на расстояние равном: длина сваи плюс 5 м от крайних рядов свай.

2. В опасной зоне копра на площадке радиусом на 5 м больше его высоты должны быть прекращены все другие виды работ, присутствие на объекте посторонних лиц запрещается.

3. Необходимо не менее 2-х раз за смену осматривать состояние прокладок половника при забивки свай.

4. На производство свайных работ допускаются специально обученные рабочие и машинисты, имеющие удостоверение.

5. Экипаж, обслуживающий сваебойный аппарат и подсобные рабочие должны быть обеспечены предохранительными поясами, защитными касками и спецодеждой.

6. Передвижку сваебойных и буровых машин следует производить по заранее спланированному горизонтальному пути при нахождении конструкции машин в транспортном положении.

7. Пробуренные скважины при прекращении работ должны быть закрыты щитами или ограждены. На щитах и ограждениях должны быть установлены предупреждающие знаки безопасности и сигнальное освещение.

8. Сваебойные и буровые машины должны быть оборудованы ограничителями высоты подъема бурового инструмента или грузозахватного приспособления и звуковой сигнализацией.

9. При устройстве свайного поля необходимо предусматривать мероприятия по предупреждению воздействия на работников следующих опасных и вредных производственных факторов, связанных с характером работы:

- обрушающиеся горные породы (грунты);

- движущиеся машины и их рабочие органы, а также передвигаемые ими конструкции и предметы;

- расположение рабочих мест вблизи перепада по высоте 1,3 м и более;

- опрокидывание машин, падение свай и их частей;

- повышенное напряжение в электрической цепи, замыкание которой может произойти через тело человека.

*Опалубочные работы*

Опалубка на строительную площадку должна поступать комплектно, пригодной к монтажу и эксплуатации, без доделок и исправлений.

Поступившие на строительную площадку элементы опалубки размещаются в зоне действия монтажного крана. Все элементы опалубки должны храниться в положении, соответствующем транспортному, рассортированные по маркам и типоразмерам. Хранить элементы опалубки необходимо под навесом в условиях, исключающих их порчу. Щиты укладывают в штабели высотой не более 1-1,2 м на деревянных прокладках; схватки по 5-10 ярусов общей высотой не более 1м с установкой деревянных прокладок между ними; остальные элементы, в зависимости от габаритов и массы, укладывают в ящики.

Монтаж и демонтаж опалубки предусматривается вести с помощью крана РДК-250-2.

До начала монтажа опалубки производят укрепительную сборку щитов в панели Г-образного профиля в следующей последовательности: на смонтированной площадке собирают Г-образный короб из схваток; на схватки навешивают щиты; на ребра щитов панели наносят краской риски, обозначающие положение осей.

Устройство опалубки фундамента производят в следующем порядке.

Устанавливают и закрепляют укрупненные панели опалубки нижней ступени башмака; рихтуют собранный короб строго по осям и закрепляют опалубку нижней ступени металлическими штырями к основанию; наносят на ребра укрупненных панелей короба риски, фиксирующие положение короба второй ступени фундамента; отступив от рисок на расстояние равное толщине щитов, устанавливают предварительно собранный короб второй ступени; рихтуют установленный короб по осям; в той же последовательности устанавливают короб третьей ступени; смонтированная опалубка принимается по акту мастером или прорабом.

За состоянием установленной опалубки должно вестись непрерывное наблюдение в процессе бетонирования. В случае непредвиденных деформаций отдельных элементов опалубки или недопустимого раскрытия щелей следует устанавливать дополнительные крепления и исправлять деформированные места.

Демонтаж опалубки разрешается производить только после достижения бетоном требуемой прочности.

В процессе разборки опалубки бетонная поверхность не должна повреждаться. Демонтаж опалубки производиться в порядке обратном монтажу.

После снятия опалубки необходимо: произвести визуальный осмотр опалубки; очистить от налипшего бетона все элемен6ты опалубки; произвести смазку палуб, проверить и нанести смазку на винтовые соединения.

Арматурные работы

Армирование ростверка выполняется сварными сетками. Сетки изготавливаются в заводских условиях и доставляют на строительную площадку с помощью самосвалов. В сетках используют арматуру класса А-400, диаметрами 8-12 мм.

Изготовленные сетки монтируют с помощью крана. Соединение выполняют отдельными стержнями длиной не менее 20 диаметров рабочей арматуры. Диаметр нахлесточных стержней совпадает с диаметром рабочей арматуры.

*Укладка бетонной смеси*

Перед укладкой бетонной смеси в конструкцию проверяют надежность крепления и ограждения опалубки. Приготовление бетонной смеси выполняется на заводе. Доставка производится автобетоновозами и выгружается в бадьи.

В данном проекте используется бетон В15. Армирование тела ростверка осуществляется арматурными каркасами из арматуры класса А-400. Используются диаметры 8 и 12 мм.

После выгрузки бетонной смеси в бадьи, их подают кранами до места укладки. После чего заполняют установленную опалубку бетонной смесью.

### 3.4.6 Безопасность труда при бетонировании ростверка

1. При приготовлении, подаче, укладке и уходе за бетоном, заготовке и установке арматуры, а также установке и разборке опалубки (далее - выполнении бетонных работ) необходимо предусматривать мероприятия по предупреждению воздействия на работников опасных и вредных производственных факторов, связанных с характером работы:

- расположение рабочих мест вблизи перепада по высоте 1,3 м и более;
- движущиеся машины и передвигаемые ими предметы;
- обрушение элементов конструкций;
- шум и вибрация;
- повышенное напряжение в электрической цепи, замыкание которой может произойти через тело человека.

2. При наличии опасных и вредных производственных факторов, указанных в п.1, безопасность бетонных работ должна быть обеспечена на основе выполнения

содержащихся в организационно-технологической документации (ПОС, ППР и др.) следующих решений по охране труда:

- определение средств механизации для приготовления, транспортирования, подачи и укладки бетона;

- определение несущей способности и разработка проекта опалубки, а также последовательности ее установки и порядка разборки;

- разработка мероприятий и средств по обеспечению безопасности рабочих мест на высоте;

- разработка мероприятий и средств по уходу за бетоном в холодное и теплое время года.

3. При монтаже опалубки, а также установке арматурных каркасов следует руководствоваться требованиями.

4. Цемент необходимо хранить в силосах, бункерах, ларях и других закрытых емкостях, принимая меры против распыления в процессе загрузки и выгрузки. Загрузочные отверстия должны быть закрыты защитными решетками, а люки в защитных решетках закрыты на замок.

5. Размещение на опалубке оборудования и материалов, не предусмотренных ППР, а также нахождение людей, непосредственно не участвующих в производстве работ на установленных конструкциях опалубки, не допускаются.

6. Для перехода работников с одного рабочего места на другое необходимо применять лестницы, переходные мостики и трапы, соответствующие требованиям.

7. При устройстве сборной опалубки стен, ригелей и сводов необходимо предусматривать устройство рабочих настилов шириной не менее 0,8 м с ограждениями.

8. Опалубка перекрытий должна быть ограждена по всему периметру. Все отверстия в рабочем полу опалубки должны быть закрыты. При необходимости оставлять эти отверстия открытыми их следует затягивать проволочной сеткой.

9. Ходить по уложенной арматуре допускается только по специальным настилам шириной не менее 0,6 м, уложенным на арматурный каркас.

11. Съемные грузозахватные приспособления, стропы и тара, предназначенные для подачи бетонной смеси грузоподъемными кранами, должны быть изготовлены и освидетельствованы согласно ПБ 01-93*.

12. Работники, укладывающие бетонную смесь на поверхности, имеющей уклон более 20°, должны пользоваться предохранительными поясами.

13. Заготовка и укрупнительная сборка арматуры должны выполняться в специально предназначенных для этого местах.

14. Зона электропрогрева бетона должна иметь защитное ограждение, удовлетворяющее требованиям государственных стандартов, световую сигнализацию и знаки безопасности.

15. При выполнении работ по заготовке арматуры необходимо:

- устанавливать защитные ограждения рабочих мест, предназначенных для разматывания бухт (мотков) и выправления арматуры;

- при резке станками стержней арматуры на отрезки длиной менее 0,3 м применять приспособления, предупреждающие их разлет;

- устанавливать защитные ограждения рабочих мест при обработке стержней арматуры, выступающей за габариты верстака, а у двусторонних верстаков, кроме того, разделять верстак посередине продольной металлической предохранительной сеткой высотой не менее 1 м;

- складывать заготовленную арматуру в специально отведенных для этого местах;

- закрывать щитами торцевые части стержней арматуры в местах общих проходов, имеющих ширину менее 1 м.

16. Бункеры (бадьи) для бетонной смеси должны соответствовать требованиям государственных стандартов. Перемещение загруженного или порожнего бункера разрешается только при закрытом затворе.

17. Ежедневно перед началом укладки бетона в опалубку необходимо проверять состояние тары, опалубки и средств подмащивания. Обнаруженные неисправности следует незамедлительно устранять.

18. Разборка опалубки должна производиться после достижения бетоном заданной прочности. Минимальная прочность бетона при распалубке загруженных конструкций, в том числе от собственной нагрузки, определяется ППР и согласовывается с проектной организацией.

19. При разборке опалубки необходимо принимать меры против случайного падения элементов опалубки, обрушения поддерживающих лесов и конструкций.

20. При уплотнении бетонной смеси электровибраторами перемещать вибратор за токоведущие кабели не допускается, а при перерывах в работе и при переходе с одного места на другое электровибраторы необходимо выключать.

21. При электропрогреве бетона монтаж и присоединение электрооборудования к питающей сети должны выполнять только электромонтеры, имеющие квалификационную группу по электробезопасности не ниже III.

22.Емкости для бетонной смеси должны быть снабжены специальными приспособлениями (замками), не допускающими случайной выгрузки смеси.

23.Расстояние от низа бадьи, бункера, лотка до поверхности, на которое производится выгрузка смеси, не должна превышать в момент выгрузки 1 м.

24.Погрузо-разгрузочные работы, складирование и монтаж арматурных конструкций должны выполняться инвентарными грузозахватными приспособлениями дистанционной расстроповкой и соблюдением мер, исключающих возможность падения, скольжения и потери устойчивости грузов.

### 3.4.7 Технико – экономические показатели

Таблица 3.4

| N п/п | Показатель | Ед. изм. | Кол-во |
|---|---|---|---|
| 1 | 2 | 5 | 5 |
| 1 | Общий объём работ | $м^3$/шт | 1256,7 |
| 2 | Общая продолжительность работ | дни | 35 |
| | Количество рабочих в смену | чел. | 24 |
| 4 | Выработка в смену на 1-го рабочего | шт/дн | 25,8 |
| 5 | Затраты труда | чел.-дн. | 72,2 |

## 3.5 Объектный строительный генеральный план

### 3.5.1 Общие положения

СГП, являясь важнейшим и обязательным документом, завершает разработку ППР и содержит все основные решения по организации, планированию и управлению строительством, способствующие выполнению строительства в сроки, принятые в календарном плане.

Стройгенпланом (СГП) называют генеральный план площадки, на котором показано расстановка основных монтажных и грузоподъёмных механизмов, временных зданий, сооружений и установок, возводимых и используемых в период строительства.

СГП предназначен для определения состава и размещения объектов строительного хозяйства в целях максимальной эффективности их использования и с учётом соблюдения требований охраны труда.

Общие принципы проектирования:

СГП является частью комплексной документации на строительство, и его решения должны быть увязаны с остальными разделами проекта, в том числе с принятой технологией работ и сроками строительства, установленными графиками; решения СГП должны отвечать требованиям строительных нормативов; временные здания, сооружения и установки (кроме мобильных) располагают на территориях, не предназначенных под застройку до конца строительства; решения СГП должны обеспечивать рациональное прохождение грузопотоков на площадке путём сокращения числа перегрузок и уменьшения расстояний перевозок.

Правильное размещение монтажных механизмов, установок для производства бетонов и растворов, складов, площадок укрупнительной сборки – основное условие решения этой задачи; СГП должен обеспечивать наиболее полное удовлетворение бытовых нужд работающих на строительстве (это требование

реализуется путём продуманного подбора и размещения бытовых помещений, устройств и пешеходных путей); принятые в СГП решения должны отвечать требованиям техники безопасности, пожарной безопасности и условиям охраны окружающей среды; затраты на временное строительство должны быть минимальными. Сокращение их достигается использованием постоянных объектов, уменьшением объёма временных зданий, сооружений и устройств с использованием инвентарных решений.

Характеристика стройгенплана.

Строительный генеральный план является документом уточняющим принятые в ПОС решения с учетом привязки их к строящемуся объекту.

На стройгенплане обозначаются:

- пути движения монтажного крана;
- опасная и монтажная зоны работы крана;
- возводимое здание;
- временные и существующие здания и сооружения;
- складские помещения;
- временные и постоянные теплосети;
- сети водопровода;
- канализация;
- линии электропередач.

При расчете стройгенплана производится расчет временных зданий и сооружений, расчет складов, потребность в воде, потребность в электроэнергии. По запроектированному стройгенплану приводятся экспликации зданий и сооружений, ТЭП, а также даются условные обозначения стройгенплана.

Строительная площадка по своей границе ограждена защитно-охранным ограждением для предотвращения доступа посторонних лиц на территорию с опасными и вредными производственными факторами (работ машин и механизмов, падение предметов с высоты и др.) и обеспечения охраны материальных ценностей строительства. По конструктивному решению ограждения участка – панельные, по материалу – железобетонные, высота ограждения – 2 м.

Со сторон движения людей ограждение выполняется с козырьком над тротуаром для безопасного перехода пешеходов вдоль строительной площадки.

С наружной и северной стороны ограждения у ворот вывешены: аншлаг стройки с наименованием объекта строительства, строительной организации, Ф.И.О. прораба, бригада; схема противопожарной защиты (проезды, размещение пожарных гидрантов); предупреждающие знаки: «опасная зона – проезд запрещен»; схема движения автотранспорта по стройплощадке.

Для проезда к строящемуся дому используется существующая асфальтовая дорога, и временная кольцевая дорога в зоне застройки из дорожных плит.

Ширина дороги принята 3,5 м – 6,0 м, радиус поворота дороги принят 6 м – 9 м, наибольшая скорость движения транспорта –5 км/час.

На стройгенплане предусмотрено рабочее и охранное освещение площадки строительства. Временные электросети выполнены воздушными, по столбам постоянной электросети, распложенными вдоль дорог. Для освещения дорог установлены светильники на расстоянии 30м друг от друга. К электросети подключаются все административно-бытовые помещения. Временная КТП располагается в западной части строительной площадки в районе расположения подкрановых путей башенного крана.

Трасса временного водопровода подключается к постоянной сети с западной стороны. Сеть пожарного водопровода закольцована.

### 3.5.2 Расчет административных и санитарно-бытовых помещений

Максимальное количество рабочих в смену определяется путем прибавления к количеству рабочих 12% ИТР, 3% на служащих, 1% на охрану.

$$n = 19 + 19 \cdot (0.12 + 0.03 = 0.01) = 22(чел).$$

Таблица 3.6

Перечень инвентарных зданий

| Шифр | Назначение и характеристика | Кол-во | Тип здания | Размеры, м. | | | Полезная площадь, м2. |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | длина | ширина | высота | |
| Гк-10 | Гардеробная | 2 | Передв. | 10 | 03.фев | 3 | 28 |
| Д-4 | Душевая с раздевалкой | | Передв. | 9 | 3 | 3 | 24 |
| Т-6 | Туалет | 2 | Передв. | 9 | 3 | 3 | 24 |

Окончание табл. 3.6

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| П-3 | Медпункт | 1 | Передв. | 9 | 3 | 3 | 24 |
| ГОСС 5-8 | Буфет (столовая) | 1 | Передв. | 9 | 3 | 3 | 24 |
| П-3 | Прорабская | 1 | Передв. | 9 | 3 | 3 | 24 |
| ПДП-3 | Диспетчерская | 1 | Передв. | 8,7 | 2,9 | 2,5 | 24 |
| П-3 | Проходная | 1 | Передв. | 9 | 3 | 3 | 24 |

### 3.5.3 Определение номенклатуры, площади временных складов

Площади временных складов определяются из расчета десятидневной потребности в материалах и конструкциях, приводимых на объект автотранспортом.

Площади складов на стройгенплане объекта принимаются на календарный период строительства, соответствующий периоду максимального одновременного хранения конструкций и материалов.

Необходимо учитывать использование одних и тех же складских площадей при последовательном размещении материалов с учетом календарного плана строительства.

Устанавливается запас материала P, подлежащего хранению на складе:

$$P = \frac{Q \cdot a \cdot n_1 \cdot k_1}{T}, \quad (3.6)$$

где: Q – количество материала, необходимого на строительстве;

а – коэффициент неравномерности поступления материала на склад (принимается 1,1);

Т – продолжительность расчетного периода строительства;

n1 – норма запаса материала в днях,

k1 – коэффициент неравномерности потребления материала (принимается равным 1,3).

Полезная площадь склада (без проездов и проходов) для размещения строительных материалов и конструкций:

$$S_{полез} = \frac{P}{V}, \quad (3.7)$$

где: V – количество (объем) материала на 1м² площади склада.

Общая площадь склада:

$$S_{общ} = S_{полез} \cdot a, \quad (3.8)$$

где: а – коэффициент, учитывающий площадь под проездами и проходами (1,2-1,4).

На основании расчета составляется экспликация складов (см. табл 3.7)

Таблица 3.8

Расчет площадей складов строительства

| Наименование материалов и изделий | Продолжительность потребления, дн | Потребность | | Коэф.-ы | | Запас матер.-в, дн | | Расчетный запас материалов | Площадь склада, м2 | | Фактическая площадь склада, м2 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Общая | Суточная | Поступ. | Расчет. | Норма | Расчет | | Норма | Расчет. | |

| | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1. Стальные конструкции (колонны, фермы, связи) | 110 | 90 т | 0,8 т | 1,1 | 1,3 | 8 | 11,4 | 9,1 | 3,3 | 30,0 | 104,0 |
| 2. Сборные железобетонные конструкции | 30 | 310 т | 10,3 т | 1,1 | 1,3 | 5 | 7,15 | 73,9 | 1 | 74,0 | |
| | | | | | | | | | | ИТОГО | 110,0 |
| Расчет площади навеса | | | | | | | | | | | |
| 1. Оконные и дверные блоки | 31 | 650,0 м2 | 21,0 м2 | 1,4 | 1,4 | 2 | 3,92 | 33,1 | 0,5 | 16,6 | 18,8 |
| 2. Строительный инвентарь, такелаж | 220 | 12 шт. | 18 шт. | 1,1 | 1,1 | 1 | 1,1 | 4,4 | 0,5 | 2,2 | |
| | | | | | | | | | | ИТОГО | 25 |

### 3.5.4 Расчет временного водоснабжения

Суммарный расход воды:

$Q_{сум} = Q_{пр} + Q_{хоз} + Q_{пл} = 1{,}33 + 0{,}3 + 10 = 11{,}63(л.с.)$, где

$Q_{пр} = (k_{пр} \sum V_1 k_1 q_1) / 3600n = (1.2 \cdot 55 \cdot 300 \cdot 1.5) / 3600 \cdot 8 = 0.3(л.с)$

Минимальный расход воды для противопожарных целей определяется из расчета действия двух струй из гидрантов по 5 л.с.

$Q_{пл} = 2 \cdot 5 = 10(л.с.)$

Определяем диаметр труб:

$D = \sqrt{\frac{4Q_{сум}}{\pi V}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 11.63 \cdot 1000}{3.14 \cdot 0.9}} = 128{,}3(мм)$, принимаем трубы диаметром 132 мм.

### 3.5.5 Расчет временного энергоснабжения

Электроснабжение строительной площадки осуществляется от существующих линий электроэнергии.

Определяем потребителей электроэнергии и производим расчет требуемого количества энергии.

-сварочная аппаратура переменного тока СТЭ-24 Р=54кВт

-штукатурная станция Р = 10 кВт

-окрасочный агрегат СО-74А Р=0,27 кВт

-вибратор Р=800Вт

-виброрейка Р =600Вт

Электроэнергия на строительной площадки потребляется на производственные нужды для питание строительных машин и механизмов, на внутреннее и наружное освещение стройплощадки.

Охранное освещение

-площадь S=12090 $м^2$

Е=0.5 лк., для прожекторов ПЗС-45 Р=0,25Вт/$м^2$ лк

Мощность лампы прожектора $P_л = 1500$ Вт

Число ламп: п= PES/$P_л$=0,25*1,13*12090/1500=2,02

Принимаем 4 прожектора

Рабочее освещение на монтаже

Е= $E_n \cdot k_1 \cdot k_2 = 20 \cdot 1{,}5 \cdot 1{,}5 = 45$

S= 4046м2

Т=0,25*45*2046/1500=15шт

Внутренние освещение административных зданий и бытовок (лампы 60Вт)-20 шт.

## 3.6 Указания по безопасности

Все грузоподъемные механизмы и такелажные приспособления, применяемые на строительно-монтажных работах, перед началом их эксплуатации должны быть испытаны согласно правилам Госгортехнадзора с оформлением актов.

К укрупнению строительными машинами запрещается допускать рабочих и обслуживающий персонал, не имеющих удостоверений на право управления машиной.

Самоходные машины должны быть оборудованы звуковой сигнализацией. Машинистам самоходных машин разрешается давать звуковые сигналы на строительной площадке. На машине или в зоне её работы должны быть вывешены инструкции по эксплуатации, предупредительные надписи, знаки и плакаты по технике безопасности.

Работа стреловых кранов, погрузчиков и других строительно-дорожных машин непосредственно под проводами действующих воздушных линий электропередачи любого напряжения запрещается.

При проезде под линией электропередачи, находящейся под напряжением, рабочие органы машины должны находиться в транспортном положении.

Чистка, смазка и ремонт машин допускается лишь после их полой остановки.

Движущиеся детали должны быть ограждены в местах возможного доступа к ним людей. Запрещается работа на машинах с неисправным или снятым ограждением движущихся частей.

Защитные панели кранов должны быть закрыты на замок.

У всех рабочих производящих монтаж и всех лиц находящиеся на площадке должны быть надеты защитные каски.

Рабочее место около машин должно быть равным и нескользким. Его следуем содержать в чистоте.

При работе стреловых самоходных кранов с выносными опорами, краны должны устанавливаться на все опоры с применением инвентарных подкладок.

При установке крана на рабочей площадке его необходимо затормозить ручным тормозом и принять меры против самопроизвольного движения.

При работе крана запрещается людям находиться у механизмов на кране, а так же на поворотной части крана.

Масса поднимаемого крана с учётом масс грузозахватных приспособлений и тары не должна превышать максимальную (паспортную) грузоподъёмность крана при данном вылете стрелы.

Элементы и конструкции следует стропить инвентарными стропами так, чтобы они подавались к месту установки в положении, максимально близком к проектному.

Элементы и конструкции очищаются от грязи, наледи, ржавчины на земле до их подъёма.

Поданный элемент опускают над местами его установки до тех пор, когда он будет на 30 см выше проектного уровня, после чего монтажники наводят его на место установки.

Мелкие, штучные, а также сыпучие грузы следуем принимать в специальной инвентарной таре, испытанной на прочность.

Уложенный груз должен находится ниже уровня бортов тары на 10 см.

Запрещается подъём грузов в виде пакетов без приспособлений, исключающих выпадение отдельных элементов из пакета.

Не допускается подтягивание груза и опускании его на грузоподъёмную площадку при наклонном положении грузовых канатов крана.

Грузы массой, близкой к максимальной грузоподъёмности крана на данном вылете стрелы, необходимо принимать в два приёма. Сначала груз поднимают на высоту 20-30 см, затем на полную высоту.

Не допускается подъёма груза, масса которого неизвестна.

При горизонтальном перемещении груз должен быть поднят не менее чем на 0,5 м выше встречающихся на пути препятствий.

Грузовой крюк крана и съёмка грузозахватных приспособлений должны быть оборудованы предохраняющими запорными устройствами, предотвращающими самопроизвольное выпадение грузозахватного приспособления или груза.

Запрещается оставлять поднятые элементы и конструкции на весу.

Расстроповка установленных элементов допускается лишь после прочного и устойчивого их закрепления.

Опалубку при устройстве ростверка можно разбить только с разрешения производителя работ или мастера.

Перед началом разборки опалубки следует проверить прочность бетона, установить отсутствие нагрузок, превышающих допустимые и дефектов, которые могут повлечь за собой чрезмерные деформации или обрушение конструкций после снятия опалубки.

Электропровода, подводящие ток от рубильника к электродвигателям, заключают в резиновые шланги.

Выполнять сварочные работы на открытом воздухе во время грозы, дождя или снегопада запрещается.

В электросварочных установках должны, предусмотрены надёжные ограждения всех элементов, находящихся под напряжением.

Электросварочные установки, расположенные над землёй на высоте более 1м, должны быть оборудованы освещёнными рабочими площадками с настилом, десницами и перилами.

На строительной площадке должен быть установлен порядок обмена условными сигналами. Все сигналы подаются только одним лицом – бригадиром, кроме сигнала «стоп», который может подаваться всеми лицами заметившими опасность.

При выполнении работ необходимо пользоваться инструкциями по безопасному ведению работ для стропальщиков, обслуживающих грузоподъёмные краны, инструкцией по безопасному ведению работ для машинистов (крановщиков) стреловых и самоходных кранов (железнодорожных, автомобильных, гусеничных, пневмоколёсных).

# 4. ЭКОНОМИЧЕСКИЙ РАЗДЕЛ

## 4.1 Общие положения

Объект строительства – физкультурно-оздоровительный комплекс

Район строительства – Хохряковское месторождение

В экономическом разделе разработаны сводный сметный расчет стоимости строительства, объектная смета, локальные ресурсные сметные расчеты на каменную кладку согласно ГЭСН-2001-08 «Конструкции из кирпича и блоков» и расчет экономической эффективности.

Для определения сметной стоимости строительства проектируемых предприятий, зданий, сооружений или их очередей составляется сметная документация.

Сметная стоимость является основой для определения размера капитальных вложений, финансирования строительства, формирования договорных цен на строительную продукцию, расчетов за выполненные подрядные (строительно-монтажные, ремонтно-строительные) работы, оплаты расходов по приобретению оборудования и доставке его на стройки, а также возмещения других затрат за счет средств, предусмотренных сводным сметным расчетом. Исходя из сметной стоимости, определяется в установленном порядке балансовая стоимость вводимых в действие основных фондов по построенным предприятиям, зданиям и сооружениям.

На основе сметной документации осуществляются также учет и отчетность, хозяйственный расчет и оценка деятельности строительно-монтажных (ремонтно-строительных) организаций и заказчиков.

## 4.2 Экономическое обоснование применения варианта ограждающих конструкций

Уменьшение расчетных потерь теплоты зданиями и сооружениями достигается повышением уровня их теплозащиты до оптимальной величины, при которой суммарные приведенные затраты руб, на эксплуатацию наружных ограждающих конструкций здания минимальны.

Варианты этих конструкций необходимо сопоставлять при оптимальном сопротивлении теплопередаче каждой из них, поэтому для всех вариантов сначала определяют слагаемые приведенных затрат в функциональной зависимости от толщины каждого слоя конструкции ограждения.

Для экономического расчета сравниваем два варианта наружных стен для проектируемого здания. Сравниваются следующие варианты наружных стен: сэндвич-панели заводской сборки производство ООО "МеталлПрофиль", толщиной 150 мм и 200 мм, с утеплителем из минераловатной плиты λ=0,041 Вт/м*С, который предусмотрен в архитектурном разделе, и в качестве альтернативного ему варианта – газозолобетонные блоки с заполнением пенополистиролом ПСБ-С-25Ф (фасадный) с коэффициентом теплопроводности по ГОСТ 70-76 $\lambda_{25}$=0,04 Вт/Мк.

Расчёт требуемого сопротивления теплопередаче произведён в архитектурно-планировочном разделе дипломного проекта (разделе 1).

Таблица 4.1

Характеристика газозолобетона

| Показатели | Плотность изделий, кг/м.куб. | | |
|---|---|---|---|
| | 400 | 500 | 600 |
| Класс прочности | В 2,0 | В3,5 | В 5,0 |
| Марка морозостойкости | >F35 | F100 | F100 |
| Теплопроводность в сухом состоянии, Вт/м °С | 0,080 | 0,115 | 0,147 |
| Усадка при высыхании, мм/м | 0,59 | 0,56 | 0,58 |
| Паропроницаемость, мг/(м·ч·Па) | 0,25 | 0,20 | 0,17 |
| Предел огнестойкости REI | REI 240 | REI 240 | REI 240 |
| Удельная эффективная активность ЕРН, Бк/кг | 94,2 | | |

Требуемое сопротивление теплопередаче Rred =3,35 (м$^2$×°С)/Вт.

1 вариант: сэндвич-панели заводской сборки производство ООО "МеталлПрофиль", толщиной 150 мм и 200 мм, с утеплителем из минераловатной плиты.

Теплотехнический расчёт по первому варианту произведён в разделе 1 дипломного проекта.

Сопротивление теплопередаче стены варианта 1: $R_{0,1} = 3{,}819$ м$^2$·°С/Вт.

2 вариант: кладка из газозолобетонных блоков с утеплителем из пенополистерольных плит.

По прил. Е [17] определяем коэффициенты теплопроводности для условий эксплуатации А: δб –толщина стенового блока, м; δб =300мм=0,3м

*λб* –расчётный коэффициент теплопроводности стенового газозолобетонного блока , Вт/(м2·°С); λб= 0,13 Вт/(м2·°С);

*λут* –расчётный коэффициент теплопроводности утеплителя, Вт/(м2·°С);

*λут* =0,04 Вт/(м2·°С);

*δм* –толщина фасадных металлических кассет, м

*λм* –расчётный коэффициент теплопроводности фасадных кассет, Вт/(м2·°С);

$$R_1 = \frac{\delta_б}{\lambda_б} = \frac{0{,}3}{0{,}13} = 2{,}31 \text{ м}^2\cdot°\text{С/Вт.}$$

$$R_2 = \frac{\delta_{ут}}{\lambda_{ут}} = \frac{0{,}07}{0{,}04} = 1{,}75 \text{ м}^2\cdot°\text{С/Вт.}$$

$$R_3 = \frac{\delta_м}{\lambda_м} = \frac{0{,}0008}{52} = 0{,}000015 \text{ м}^2\cdot°\text{С/Вт.}$$

$$R_{0.2} = \left(\frac{1}{8{,}7} + 2{,}31 + 1{,}75 + 0{,}000015 + \frac{1}{23}\right)\cdot 0{,}87 = 3{,}67 \text{ (м}^2\ {}^0\text{С)/Вт}$$

Из расчетов видно, что варианты ограждающих конструкций сравнимы по значению фактического сопротивления теплопередаче.

Определяем коэффициент теплопередаче принятого наружного ограждения:

$$k = \frac{1}{R_{0,n}} \qquad (4.1)$$

$$k_1 = \frac{1}{3{,}819} = 0{,}26 \text{ Вт/м}^2\cdot°\text{С};$$

$$k_2 = \frac{1}{3{,}67} = 0{,}27 \text{ Вт/м}^2\cdot°\text{С}.$$

Определяем основные теплопотери здания на каждый вариант:

$$Q_0 = kA(t_в - t_н)n, \qquad (4.2)$$

где $k$ – коэффициент теплопередаче ограждения;

$A$ – расчётная поверхность ограждающей конструкции; $A=1$ м2.

$t_в$ – расчётная температура воздуха помещения;

$t_н$ – расчётная температура наружного воздуха;

$n$ – коэффициент зависящий от положения наружной поверхности по отношению к наружному воздуху.

$$Q_{0,1} = 0{,}26\cdot 1(18-(-43))\cdot 1 = 15{,}86 \text{ Вт}.$$

$$Q_{0,2} = 0{,}27\cdot 1(18-(-43))\cdot 1 = 16{,}47 \text{ Вт}.$$

Производим экономическую оценку двух сравниваемых вариантов на основе приведенных затрат.

Минимум приведённых затрат определяем по формуле

$$П = C + E_Н K, \qquad (4.3)$$

где $C$ – эксплуатационные затраты;

$E_Н$ – нормативный коэффициент сравнительной экономической эффективности;

$K$ – размер капитальных вложений в руб, равный стоимости используемых материалов.

Стоимость тепловой энергии на январь-июнь 2018 г. для ООО «Коммунальник» =1 597руб. 83коп. за 1 Гкал/час (0,1597 коп. за 1 ккал/час)

1 Вт = 0,86 ккал/час.

При работе 24 часа в день за отопительный период 257 день затраты на тепло на 1 м$^2$ поверхности стены составляют:

$$C_1 = 15{,}86\cdot 0{,}86\cdot 0{,}1597\cdot 24\cdot 257 = 13435{,}41 \text{ руб.};$$

$$C_2 = 16{,}47\cdot 0{,}86\cdot 0{,}1597\cdot 24\cdot 257 = 13952{,}16 \text{ руб.}$$

Размер капитальных вложений на каждый из вариантов принимается из локальных сметных расчетов №1 и №2.

Размер капитальных вложений на всю площадь наружных стен:

$$K_1 = 5889{,}33 \text{ тыс. руб.}$$

$$K_2 = 6910{,}78 \text{ тыс. руб.}$$

Определяем величину приведённых затрат:

$$П_1 = 13435{,}41 + 0{,}12\cdot 5889{,}33 = 14142{,}13 \text{ тыс. руб};$$

$$П_2 = 13952{,}16 + 0{,}12\cdot 6910{,}78 = 14781{,}45 \text{ тыс. руб.}$$

Экономический эффект от применения в строительстве зданий с наружными стенами с применением эффективного утеплителя – минераловатных плит, очевиден.

## 4.3 Оценка экономического эффекта от сокращения продолжительности строительства в сфере деятельности подрядной организации

Сокращение продолжительности строительства позволяет строительным организациям за счет экономии условно-постоянных затрат получить дополнительный экономический эффект.

Для расчета экономического эффекта, получаемого строительной организацией от сокращения сроков строительства используем следующую формулу:

$$Э' = 0{,}11 C^0_{СМР}\left(1 - \frac{T_{факт}}{T_н}\right) = 0{,}11 \cdot 135481{,}92\left(1 - \frac{203}{220}\right) = 1151{,}59 \text{ тыс. руб.}$$

где $Э'$ – экономический эффект, получаемый строительной организацией от сокращения сроков строительства;

0,11 – коэффициент, характеризующий удельный вес условно-постоянных расходов в составе себестоимости строительно-монтажных работ для индивидуальных жилых зданий с встроенными общественными помещениями.

$C^0_{СМР} = 135481{,}92$ тыс. руб. - сметная себестоимость строительно-монтажных работ;

$T_{факт} = 203$, $T_{норм} = 220$ дн. – соответственно фактические (расчетные в дипломном проекте) и нормативные сроки строительства объектов.

## 4.4 Сметный раздел

### 4.4.1. Общие сведения для составления сметной документации в составе проекта

Сметная документация составлена в текущих ценах на 01.05.2018г.

Проектом предусмотрены следующие конструктивные решения:

а) фундаменты — свайные с монолитным железобетонным ростверком

б) стены наружные —выполнены из стеновые сэндвич-панели заводской сборки с открытым замком производство ", толщиной 150 мм и 200 мм. Заполнитель минераловатная плита λ=0,041 Вт/м*С

в) покрытие и перекрытие — сборные, железобетонные, многопустотные по серии ИЖ 568-03.

г) кровля — сэндвич-панели ООО «МеталлПрофиль»- заполнитель минераловатная плита в соответствии λ=0,041 Вт/м*С, λ=0,046 Вт/м*С.

Сметная стоимость определена на основе расчета по объекту-аналогу.

Локальная смета вынесена в приложение 2.

### 4.4.2 Объектные сметы

Объектные сметы составляются по форме №3 на объекты в целом путем суммирования данных локальных сметных расчетов (смет) с группировкой работ

и затрат по соответствующим графам сметной стоимости «Строительные работы», «Монтажные работы», «Оборудование, мебель и инвентарь», «Прочие затраты».

С целью определения полной сметной стоимости объекта, необходимой для расчетов за выполненные работы между заказчиком и подрядчиком, в конце объектной сметы к стоимости строительных и монтажных работ, определенной в текущем уровне цен, дополнительно включаются следующие средства на покрытие лимитированных затрат:

- на удорожание работ, выполненных в зимние время и другие подобные затраты, включаемые в сметную стоимость СМР и предусмотренные в главе «Прочие работы и затраты» сводного сметного расчета стоимости строительства, определяемые в процентах от стоимости каждого вида работ, затрат или от итога СМР по всем локальным сметам;
- резерв средств на непредвиденные работы и затраты, предусмотренный в сводном сметном расчете стоимости строительства (в части, предназначенной для возмещения затрат подрядчика). Размер этих средств определяется по согласованию между заказчиком и подрядчиком.

В данном проекте объектный сметный расчет составлен на основе стоимостных показателей по объектам-аналогам.

Объектная смета приведена в приложение 3.

### 4.4.3 Сводный сметный расчет стоимости строительства

Сводные сметные расчеты стоимости строительства предприятий, зданий, сооружений или их очередей являются документами, определяющими сметный лимит средств, необходимых для полного завершения строительства всех объектов, предусмотренных проектом. Утвержденный в установленном порядке сводный сметный расчет стоимости строительства служит основанием для определения лимита капитальных вложений и открытия финансирования строительства.

Сводный сметный расчет стоимости к проекту на строительство предприятия, здания, сооружения или его очереди составляется по форме №1 (приложение 4). В него включаются отдельными строками итоги по всем объектным сметным расчетам (сметам) без сумм на покрытие лимитированных затрат, а также сметным расчетам на отдельные виды затрат. Позиции сводного сметного расчета стоимости строительства предприятий, зданий и сооружений должны иметь ссылку на номер указанных сметных документов. Сметная стоимость каждого объекта, предусмотренного проектом, распределяется по графам, обозначающим сметную стоимость "строительных работ", "оборудования, мебели и инвентаря", "прочих затрат" и "общая сметная стоимость".

В сводных сметных расчетах стоимости производственного и жилищно-гражданского строительства средства распределяются по следующим главам:

1. «Подготовка территории строительства».
2. «Основные объекты строительства».
3. «Объекты подсобного и обслуживающего назначения».
4. «Объекты энергетического хозяйства».
5. «Объекты транспортного хозяйства и связи».

6. «Наружные сети и сооружения водоснабжения, канализации, теплоснабжения и газоснабжения».

7. «Благоустройство и озеленение территории».

8. «Временные здания и сооружения».

9. «Прочие работы и затраты».

10. «Содержание дирекции (технического надзора) строящегося предприятия».

11. «Подготовка эксплуатационных кадров».

12. «Проектные и изыскательские работы, авторский надзор».

В расчетах приняты следующие нормативы:

а) временные здания и сооружения — 1,1% согласно ГЭСН 81-05-01-2001.

б) зимние удорожания — 2,2% согласно ГЭСН 81-05-02-2001.

в) резерв средств на непредвиденные работы и затраты — 2% согласно МДС 81.1-99.

## 4.5 Технико-экономические показатели проекта

Технико-экономические показатели составлены на основании калькуляции затрат и графика производства работ и включают в себя следующие характеристики:

1.Общая площадь здания – 3062,32 м$^2$.

2.Объем здания – 24036 м$^3$.

3.Нормативные затраты труда рабочих – 1736 чел./час

4.Трудовые затраты на единицу площади – о,57 чел-ч/ м$^2$.

5.Трудовые затраты на единицу объема – 0,7 чел-ч/ м$^2$.

6. Выработка на одного рабочего в смену – 6,9 м$^3$/ч

7. Продолжительность работ – 58 смен.

## 4.6 Расчет срока окупаемости объекта строительства

Окупаемость капиталовложений – это срок, в течение которого будут возвращены капитальные вложения в виде прибыли. Данный показатель является одним из основных критериев оценки инвестиционного проекта.

Срок окупаемости = капиталовложения / среднегодовой доход.

Капиталовложение = 135481,9 тыс.руб.; Доход от эксплуатации офисно - бытовых помещений за год 14311,6 тогда срок окупаемости будет равен:

Срок окуп.=135481,9/14311,6=11 лет

# 5. БЕЗОПАСНОСТЬ ЖИЗНЕДЕЯТЕЛЬНОСТИ

## 5.1 Описание системы обеспечения пожарной безопасности объекта

В здании физкультурно-оздоровительного комплекса предусматриваются конструктивные, объемно-планировочные и инженерно-технические решения, обеспечивающие в случае пожара:

- возможность эвакуации людей наружу до наступления угрозы их жизни и здоровью вследствие воздействия ОФП;

- возможность доступа личного состава пожарных подразделений и подачи средств пожаротушения к очагу пожара, а также проведения мероприятий по спасению людей и материальных ценностей;

- нераспространение пожара на рядом расположенные здания.

В процессе строительства обеспечивается:

- приоритетное выполнение противопожарных мероприятий, предусмотренных проектом и утвержденных в установленном порядке;

- соблюдение требований пожарной безопасности, предусмотренных техническим регламентом о требовании пожарной безопасности №123-ФЗ, пожаробезопасное проведение строительных и монтажных работ;

- наличие и исправное содержание средств борьбы с пожаром;

- возможность безопасной эвакуации и спасения людей на реконструируемом «Объекте».

Все требования, выполняются в соответствии с действующими нормативно-техническими документами.

Пожарная безопасность «Объекта» обеспечивается:

- системой предотвращения пожара;

- системой противопожарной защиты;

- организационно-техническими мероприятиями

Предотвращение пожара достигается предотвращением образования в горючей среде источников зажигания, максимально возможным применением пожаробезопасных строительных материалов.

Противопожарная защита «Объекта» достигается:

- применением технических систем противопожарной системы;

- применением средств пожаротушения и соответствующих видов пожарной техники;

- применением устройств, обеспечивающих ограничение распространения ОФП;

- объемно-планировочными и техническими решениями;

- регламентацией огнестойкости и пожарной опасности строительных конструкций и отделочных материалов;

- проектными решениями генерального плана по обеспечению пожарной безопасности.

### 5.1.1 Описание и обоснование проектных решений по обеспечению безопасности людей при возникновении пожара

Согласно п.4.2 СП 1.13130.2009 на проектируемом объекте все помещения, предназначенные для одновременного пребывания 50 и более человек, имеют не менее двух эвакуационных выходов.

Ширина эвакуационных выходов согласно п.6.27 СП 118.13330.2012 не менее 1,5 м - при длине свыше 10м.

1. Универсальный спортивный зал

Эвакуация возможна через 2 эвакуационных выхода:

-выход №1 расположенный в осях А/1: 1 распашная с шириной проема 1,5 м;

-выход №2 расположенный в осях Е/3-4: 1 распашная дверь с шириной проема 1,5м.

2. Административно-бытовые помещения:

-выход №3 расположенный в осях Г/А: 2 распашные двери с шириной проема 1,5 м каждая;

-выход №4 расположенный в осях Е/7: 1 распашная с шириной проема 1,0 м;

-выход №5 расположенный в осях Е/11: 1 распашная с шириной проема 1,0 м;

3. Тренажерный зал

-выход №6 расположенный в осях Е/14: 1 распашная с шириной проема 1,5 м;

-выход №7 расположенный в осях А/15: 1 распашная дверь с шириной проема 1,5м.

Двери эвакуационных выходов и другие двери на путях эвакуации предусмотрены открывающимися по направлению выхода из здания. Не нормируется направление открывания дверей для помещений с одновременным пребыванием не более 15 человек, кладовых площадью не более 200 м2 без постоянных рабочих мест, санитарных узлов.

Высота эвакуационных выходов в свету предусмотрена не менее 1,9 м.

### 5.1.2 Материалы внутренней отделки и путей эвакуации

Показатели пожарной опасности отделочных материалов, применяемых на путях эвакуации, в соответствии с требованиями ст. 134 ч.ч.2, 3, 6 таб.28 и таб.29 Федеральный закон от 22 июля 2008 г. N 123-ФЗ «Технический регламент о требованиях пожарной безопасности» не более, чем:

- КМ2 (Г1,В1,Д3+,Т2,РП1) - для отделки стен и потолков;
- КМ3 (Г2,В2,Д3,Т2,РП1) - для отделки стен и потолков коридора, холла и полов лестничных клеток.

Каркасы подвесных потолков в помещениях и на путях эвакуации следует выполнять из негорючих материалов.

## 5.2 Перечень мероприятий и проектных решений по определению технических средств и методов работы, обеспечивающих выполнение нормативных требований охраны труда

Все мероприятия по охране труда, включающие технику безопасности, промсанитарию, гигиену труда и противопожарную безопасность по каждому виду работ, должны быть отражены в проектах производства работ.

Машины и агрегаты, создающие шум при работе, следует эксплуатировать таким образом, чтобы уровни звука на рабочих местах, на участках и на территории строительной площадки не превышали допустимых величин, указанных в санитарных нормах.

При эксплуатации машин, а также при организации рабочих мест для устранения вредного воздействия на работающих повышенного уровня шума следует применять:

-технические средства (уменьшение шума машин в источнике его образования; применение технологических процессов, при которых уровни звука на рабочих местах не превышают допустимые и т.д.);

-дистанционное управление;

-средства индивидуальной защиты;

-организационные мероприятия (выбор рационального режима труда и отдыха, сокращение времени воздействия шумовых факторов в рабочей зоне, лечебно-профилактические и другие мероприятия).

При эксплуатации ДВС возникает воздушный шум (колебания давления воздуха), а также корпусный (механический) шум (мех. колебания в твердых телах). Источником шума служат:

-агрегат, состоящий из двигателя с пристроенными вспомогательными системами и генератором;

-выхлопной газ двигателя на входе выхлопных газов;

Требования по шуму должны выполняться по сумме всех источников звука. Необходимо учитывать: требования по звуку внутри здания и снаружи важна точная формулировка требований по звуку. Предпочтение должно отдаваться данным о звуковой мощности, так как этим минимизируются рамки интерпретации, и исключается влияние окружения.

### 5.2.1 Защита работающих в условиях отрицательных температур

Для работающих необходимо создать такие условия, при которых неблагоприятное воздействие сурового климата на организм сводилось бы к минимуму. При метеоусловиях, близких к предельным, но не достигающих этих пределов, рекомендуется устанавливать через каждые 50 минут десятиминутные перерывы для обогрева (время перерыва засчитывается в счет рабочего времени). Во всех случаях общего охлаждения и замерзания человека, какой бы степени оно не было, следует срочно вызвать врача.

Для предупреждения обморожений необходимо производить индивидуальные и массовые профилактические мероприятия. Массовая профилактика осуществляется санитарно-разъяснительной работой, своевременным обеспечением работающих на открытом воздухе теплой одеждой и обувью, устройством помещений для обогрева, утеплением транспорта, обеспечением

регулярного приема горячей пищи, устройством помещений для сушки одежды и обуви в период отдыха и т.д. Индивидуальная профилактика сводится к содержанию в исправном состоянии одежды и обуви. Помещения для обогрева располагаются на расстоянии не более 100м от места работы.

### 5.2.2 Защита работающих от солнечной радиации и гнуса

В летнее время нормальная температура внутри помещений должна быть 22-23°С и влажность воздуха 40-50%. Окна и двери помещений должны быть затянуты специальной мелкой металлической или нейлоновой сеткой с ячейками 1х1 или 0,75х0,75мм для защиты от кровососущих насекомых (комары, мошки, мокрицы, слепни и др.).

Летом при прямом воздействии солнечной радиации на человека возникает опасность перегрева организма, что ухудшает самочувствие и снижает работоспособность. В связи с этим летом рекомендуется работы производить в наиболее прохладное время суток.

Ткань, из которой делается спецодежда, должна быть ноской, мягкой, легкой, воздухопроницаемой и не вызывать раздражения кожи.

Для защиты от перегревания рекомендуется надевать хлопчатобумажные сетки, которые образуют воздушную прослойку между кожей и верхней рубашкой. Эта воздушная прослойка облегчает испарения пота, уменьшает пропитывание верхней рубашки потом, сохраняя тем самым воздухопроницаемость и способствует циркуляции воздуха под рубашкой. В летний период, проживая и работая в условиях малообжитых территорий, люди подвергаются массовому нападению гнуса. В этих условиях гнус наносит экономический ущерб производству в результате снижения трудоспособности работающих. Поэтому при строительстве в местах массового выплода комаров (неглубокие, хорошо прогреваемые солнцем водоемы, густая сеть рек) необходимо проводить специальные мероприятия по их уничтожению. Кроме того, работающим должны быть проведены профилактические прививки против клещевого энцефалита.

### 5.2.3 Защита работающих при сварочных работах

Места проведения огневых работ и места установки сварочных выпрямителей (трансформаторов), баллонов с газом очистить от горючих материалов.

Электросварочные работ производить только после того как с участка производства работ удалят горючие материалы в радиусе 5метров.

Сварщики, работающие на высоте, должны иметь металлическую коробку для сбора электродных огарков.

До начала работ необходимо проверить исправность электродержателя и надёжность его изоляции, исправность предохранительной маски с защитным стеклом и светофильтром, а также состояние изоляции проводов, плотность соединений контактов сварочного провода.

Сварочные провода следует прокладывать так, чтобы их не повредили проходящие машины. Эти провода не должны касаться металлических предметов, шлангов для кислорода и пропана.

Рабочее место электросварщика должно быть защищено от атмосферных осадков. При дожде, снегопаде и скорость ветра более 10 м/сек запрещается выполнять сварку стыков без инвентарных укрытий.

## 5.3 Охрана окружающей среды при складировании (утилизации) отходов промышленного производства

### 5.3.1 Виды и количество отходов проектируемого объекта

**В процессе строительно-монтажных работ** предполагается образование отходов. Отходы строительства включают в себя строительные отходы, обрезки металлических конструкций, арматуру и тары из-под лакокрасочной продукции.

Расчет количества отходов производится согласно: «Временных рекомендаций по расчету нормативов образования отходов производства и потребления» [28], РДС 82-202-96 «Правила разработки и применения нормативов трудноустранимых потерь и отходов материалов в строительстве» [28], справочник «Твердые бытовые отходы (сбор, транспортировка и обезвреживание)» [29], «Методические рекомендации по разработке проекта нормативов предельного размещения отходов для теплоэлектростанций, теплоэлектроцентралий, промышленных и отопительных котельных» [30].

*Период строительства.*

Количество металлического лома (35130100 01 99 5 Лом черных металлов несортированный) составляет 1% от общего количества, израсходованного, на строительство металла [28]:

$$13{,}503 \times 0{,}01 = 0{,}135 \text{ т/год.}$$

Количество потерь труб при укладке трубопроводов составляет:

- при прокладке трубопроводов внутри зданий и сооружений (внутренние сети):
- для сварных труб (35120102 01 99 5 Лом стальной в кусковой форме незагрязненный) – 1% [28]

$$0{,}059 \times 0{,}01 = 0{,}001 \text{ т/год.}$$

- для сварных водогазопроводных труб (35120102 01 99 5 Лом стальной в кусковой форме незагрязненный) – 1% [28]

$$0{,}760 \times 0{,}025 = 0{,}019 \text{ т/год.}$$

- для чугунных труб (35110102 01 99 5 Лом чугунный в кусковой форме) – 5%[20]

1,011×0,05=0,051 т/год.

- для полиэтиленовых труб (57102901 01 99 5 Отходы полиэтилена в виде лома, литников) – 2,5% [28]

0,051×0,025=0,001 т/год.

- при прокладке трубопроводов на территории предприятия (внутриплощадочные сети):
- для сварных труб (35120102 01 99 5 Лом стальной в кусковой форме незагрязненный) – 1% [28]

1,126×0,01=0,011 т/год.

- для чугунных труб (35110102 01 99 5 Лом чугунный в кусковой форме) – 2%[28]

5,978×0,02=0,120 т/год.

Отходы бетона (31402701 01 99 5 Бой бетонных изделий, отходы бетона в кусковой форме) составляют 2% [28]:

148,781×0,02=2,976 т/год.

Отходы цемента (31405502 01 99 5 Отходы цемента в кусковой форме) составляют 2% [28]:

9,547×0,02=0,191 т/год.

Отходы натуральной древесины (17110200 01 00 5 Отходы горбыля, рейки из натуральной чистой древесины) составляют 3%:

7,564×0,03=0,227 т/год.

Отходы кирпича, используемого при строительстве (31401404 01 99 5 Бой строительного кирпича), составляют 1% [28]:

207,496×0,01=2,075 т/год.

Отходы при укладке керамической плитки (31400702 01 99 5 Отходы керамики в кусковой форме) составляют 2% [28]:

22,089×0,02=0,442 т/год.

Количество образующихся при строительстве огарков электродов (35121601 01 99 5 Остатки и огарки стальных сварочных электродов), подлежащих утилизации, рассчитывается по формуле [29]:

$$M_{отх} = \frac{G \times n}{100 \times 10^3} \text{ т/год}, \quad (5.1)$$

G – количество использованных электродов – 475 кг/год;

n – норма образования отхода электродов – 15%.

При выполнении сварочных работ $M_{отх}$ = 0,071 т/год.

Отходы рубероида, используемого при строительстве (18720401 01 01 4 Отходы рубероида), составляют 3%:

0,158×0,03=0,004 т/год.

Отходы линолеума на теплозвукоизолирующей основе (57101600 01 00 4

Отходы затвердевшего поливинилхлорида и пенопласта на его базе) составляют 2%:

$$0{,}356 \times 0{,}02 = 0{,}007 \text{ т/год.}$$

Отходы битума (549 012 00 01 00 4 Отходы битума, асфальта в твердой форме) составляют 2%

$$45{,}641 \times 0{,}02 = 0{,}913 \text{ т/год.}$$

Отходы кабеля (35310305 01 01 3 Провод медный незагрязненный, потерявший потребительские свойства) составляет 2%

$$0{,}435 \times 0{,}02 = 0{,}009 \text{ т/год.}$$

Расчет образующихся отходов тары из-под лакокрасочных изделий ((35170202 13 01 4 Тара железная, загрязненная засохшими лакокрасочными материалами, не содержащая растворители и тяжелые металлы) рассчитывается по формуле:

$$P = \frac{G_i}{M_i} \times m_i \text{ т/год,} \quad (5.2)$$

$G_i$ – годовой расход сырья – 1,237 т;

$M_i$ – вес тары с краской – 0,005 т;

$m_i$ – вес пустой упаковки из-под сырья 0,0001 т;

Масса отходов, образующихся при окрасочных работах – 0,025 т.

Число работающих на строительстве – 31 человек (26 рабочих, 3 ИТР, 1 МОП и охрана). Объем твердых бытовых отходов (91200400 01 00 4 Мусор от бытовых помещений организаций несортированный (исключая крупногабаритный)) рассчитывается по формуле:

$$M = m \times N \times \rho \text{ т/год ,} \quad (5.3)$$

m – удельная норма образования отходов – 0,3 $м^3$/год (на промышленных предприятиях);

ρ - плотность бытовых отходов – 0,25 т/$м^3$ (на промышленных предприятиях);

N – количество работающего персонала;

Количество ТБО за время строительства составит 2,325 тонны.

Обтирочный материал (54902701 01 03 4 Обтирочный материал, загрязненный маслами (содержание масел менее 15%)).

Количество промасленной ветоши $M_{П.В.}$ определяется по формуле:

$$M_{П.В.} = K_{УД} \times N \times D \times 10^{-3} \text{ т/год ,} \quad (5.4)$$

$K_{УД}$ – удельная норматив ветоши на одного работающего – 0,1 кг/сут*чел.;

N – количество рабочих;

D - число рабочих дней.

Общее чистой ветоши составит 0,901 тонны.

Норматив отхода определяется по формуле [14]:

$$N = M_o + M + W \text{ т/год ,} \quad (5.5)$$

$M_o$ – поступающее количество ветоши, 0,901 т/год;

M – норматив содержания в ветоши масел, $M=0,12\times M_o= 0,108$ т/год;

W - норматив содержания в ветоши влаги, $W=0,15\times M_o= 0,135$ т/год.

Количество промасленной ветоши составляет 1,144 тонны.

Демонтажные работы

Отходы при демонтаже металлических гаражей (данные Том 7 ПОД) (35130100 01 99 5 Лом черных металлов несортированный) составят 2,100 тонны.

## Заключение

В ходе выполнения данного дипломного проекта на тему «Физкультурно-оздоровительный комплекс в легких металлических конструкциях» получены следующие результаты: класс здания-2; степень долговечности-2; сте-пень огнестойкости-2; минимальный предел огнестойкости: несущих элементов R90; наружных несущих стен RE15; внутренние стены лестничных клеток REI90; марши и площадки R60. Класс по конструктивной пожароопасности С1. Класс пожароопасности строительных конструкций: наружных стен с внешней стороны

К2; стены, перегородки; стены лестничных клеток и противопожарные преграды К0; марши и площадки лестниц К0. Класс здания по функциональной пожароопасности Ф51. Класс фундаментов по морозостойкости F25.

Площадь застройки: надземной части 3096м2. Общая площадь 3292м2. Строительный объем: надземной части 34366м3. Периметр наружных стен 4221м. Площадь окон 532м2. Площадь покрытия 3096м2.

Несущий остов здания включает фундаменты, колонны, стропильные фермы, перекрытия, лестничные марши и площадки.

Стены оштукатурены и окрашены в светлые тона. Потолки оштукатурены и побелены мелом. Стены санитарных узлов отделаны облицовочной плиткой.

Генеральный план участка. Площадь участка 12331 м2. Площадь дорожных покрытий 1435 м2. Коэффициент застройки Кз=0.42. Коэффициент озеленения 0.12.

Сметная стоимость составила 135481.9. – в ценах 2018 года.

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК


1. ВСН 62-91* «Проектирование среды жизнедеятельности с учетом потребностей инвалидов и маломобильных групп населения» Москва, 1991
2. ГОСТ 21.204.93 «Условные графические обозначения элементов генеральных планов»
3. ГОСТ 21.204-93 «Условные графические обозначения и изображения элементов генеральных планов и сооружений транспорта». – М.: Издательство стандартов, 1994

4. ГОСТ 21.508-93 «Правила выполнения рабочей документации генеральных планов предприятий, сооружений и жилищно-гражданских объектов». – М.: Издательство стандартов, 1994
5. ГОСТ Р 21.15.01-92 «Правила выполнения архитектурно-строительных рабочих чертежей»
6. ЕНиР Общая часть/ Госстрой СССР.-М, 1987.
7. ЕНиР сборник Е12 «Свайные работы» /Госстрой СССР.-М, 1988
8. ЕНиР сборник Е2 «Земляные работы»/Госстрой СССР-М.,1998.
9. СНиП II-3-79* «Строительная теплотехника» -М.: ГП ЦПП Госстрой России, 1998-29с.
10. СНиП 1.04.03-85 «Нормы продолжительности в строительстве предприятий, зданий и сооружений».- М.: ГП ЦПП Госстрой России, 2002-47с.
11. СниП 12-03-01 часть I, СНиП 12-04-02-часть II «Безопастность труда в строительстве».- М.: ГП ЦПП Госстрой России,1996 - 19с.
12. СП 41.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции гидравлическиз сооружений»: ГП ЦПП Госстрой России,
13. СП 42.13330.2011 «Градостроительство. Планировка и застройка городских и сельских поселений». – М.: ГП ЦПП Госстрой России , 1989.
14. СП 112.13330.2012 «Пожарная безопасность зданий и сооружений». – М.: ГП ЦПП Госстрой России, 1998
15. СП 16.13330.2017 Стальные конструкции М.: ГП ЦПП Госстрой России, 1988
16. СП 131.13330.2012 «Строительная климатология».– М.: ГП ЦПП Госстрой России, 2000
17. СП 23-101-2004 «Проектирование тепловой защиты зданий» -М.: ГП ЦПП Госстрой России, 2001-96с.
18. СП 48.13330.2011 «Организация строительного производства» -М.: ГП ЦПП Госстрой России, 1990-56с.
19. СП 22.13330.2016 Основания зданий и сооружений.
20. СП 24.13330.2011 Свайные фундаменты.
21. СП 50-101-2004 Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений/ Госстрой России. -М.: ФГУП ЦПП, 2004. -130 с.
22. СП 28.13330.2012 «Защита строительных констркций от коррозий»
23. СП 44.13330.2011 «Административные и бытовые здания» -М.: ГП ЦПП Госстрой России, 2011-20с.
24. СП 50.13330.2012 «Тепловая защита зданий» -М.; ГП ЦПП Госстрой России, 2003-30с.
25. СП 23-101-2004 «Тепловая защита зданий» -М.; ГП ЦПП Госстрой России, 2004-181с.
26. СП 81-01-94 «Свод правил по определению стоимости строительства». -М.: ГП ЦПП Госстрой России, 2002-45с.

27. Методические рекомендации по расчету нормативов образования отходов производства и потребления. Санкт-Петербург, 1998.
28. РДС 82-202-96. Правила разработки и применения нормативов трудноустранимых потерь и отходов материалов в строительстве. – Москва, 1996.
29. Справочник «Твердые бытовые отходы (сбор, транспортировка и обезвреживание)». Москва 2001 г.
30. Методические рекомендации по разработке проекта нормативов предельного размещения отходов для теплоэлектростанций, теплоэлектроцентралий, промышленных и отопительных котельных. Г. Санкт-Петербург 1998 г.

# ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение 1……..
Приложение 2……..