

Федеральное государственное автономное  
образовательное учреждение  
высшего образования  
«СИБИРСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Инженерно-строительный институт  
институт  
Строительные конструкции и управляемые системы  
кафедра

УТВЕРЖДАЮ  
Заведующий кафедрой  
С.В. Деордиев  
Подпись    инициалы, фамилия  
«    »                         2023 г.

**ДИПЛОМНЫЙ ПРОЕКТ**

08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений»  
код и наименование специальности

Футбольный манеж пролетом 100 м в г. Санкт-Петербург  
тема

Пояснительная записка

Руководитель

\_\_\_\_\_  
подпись, дата

к.т.н. доц. каф. СКиУС  
должность, ученая степень

А.В Максимов  
инициалы, фамилия

Студент

\_\_\_\_\_  
подпись, дата

А.С Деордиева  
инициалы, фамилия

Красноярск 2023 г.

Продолжение титульного листа **дипломного проекта** по теме  
Футбольный манеж пролетом 100 м в г. Санкт-Петербург

Консультанты по разделам:

Вариантное проектирование  
наименование раздела

\_\_\_\_\_  
подпись, дата

А.В Максимов  
инициалы, фамилия

Архитектурно-строительный  
наименование раздела

\_\_\_\_\_  
подпись, дата

Е.М. Сергуничева  
инициалы, фамилия

Расчетно-конструктивный  
включая фундаменты  
наименование раздела

\_\_\_\_\_  
подпись, дата

А.В Максимов  
инициалы, фамилия

\_\_\_\_\_  
подпись, дата

О.М. Преснов  
инициалы, фамилия

Организация строительства  
наименование раздела

\_\_\_\_\_  
подпись, дата

В.Н. Шапошников  
инициалы, фамилия

Технология строительного  
производства  
наименование раздела

\_\_\_\_\_  
подпись, дата

В.Н. Шапошников  
инициалы, фамилия

Экономика строительства  
наименование раздела

\_\_\_\_\_  
подпись, дата

И.А. Саенко  
инициалы, фамилия

Нормоконтролер

\_\_\_\_\_  
подпись, дата

А.В Максимов  
инициалы, фамилия



Студенту Деордиевой Арине Сергеевне  
фамилия, имя, отчество

Группа СС17-11 Направление (профиль) 08.05.01  
номер код

«Строительство уникальных зданий и сооружений»  
наименование

Тема выпускной квалификационной работы Футбольный манеж  
пролетом 100 м в г. Санкт-Петербург

Утверждена приказом по университету № 5954/с от 13.04.2023 г.  
Руководитель ВКР А.В. Максимов, к.т.н., доцент каф. СКиУС  
инициалы, фамилия должность, ученое звание и место работы

### **Исходные данные для ВКР**

г. Санкт-Петербург. Климатический район строительства - Пв.  
Ветровой район - II, нормативное ветровое давление - 0,23 кПа.  
Снеговой район - III, нормативное снеговое давление - 1,5 кПа.  
Сейсмичность - бб.

### **Задания по разделам ВКР в виде проекта**

#### **Вариантное проектирование (1 лист)**

Провести сравнение видов 2-х видов клеено-деревянных арок  
покрытия с использованием ПК SCAD.

#### **Архитектурно-строительный раздел**

Теплотехнический расчет ограждающих конструкций; экспликация  
помещений 1-го и 2-го этажей; пояснительная записка к разделу согласно  
постановлению 87 РФ.

• графический материал (2 листа): План 1-го и 2-го этажей; разрезы 1-1, 2-2  
и 3-3; фасад Ю-А; узлы 1,2 и 3; экспликация полов; экспликация помещений

Консультант ВКР Е.М. Сергуничева, к.т.н., доцент каф. ПЗиЭН  
(подпись, инициалы, фамилия, должность, ученое звание и место работы)

#### **Расчетно-конструктивный раздел, включая фундаменты**

Выполнить: моделирование здания в ПК SCA; расчет несущих конструкций  
арочного покрытия; расчет железобетонной конструкции опоры покрытия

• графический материал (чертежи КЖ, КМ, КМД, КД)-6 листов: Схема  
расположения несущих конструкций; разрез 1-1 и 2-2; схема арки А1;  
отправочные элементы; узлы.

Консультант ВКР по конструкциям .В Максимов, к.т.н., доцент каф.СКиУС  
(подпись, инициалы, фамилия, должность, ученое звание и место работы)

## **Фундаменты**

Выполнить сравнение двух вариантов фундамента; произвести расчет несущей способности свайного фундамента

• *графический материал (1 лист):* Схема расположения монолитных ростверков; схема расположения забивных свай; РСМ-1; разрез 1-1 и 2-2; детали

Консультант ВКР по фундаментам О.М. Преснов, к.т.н., доцент каф. АДиГС  
(подпись, инициалы, фамилия, должность, ученое звание и место работы)

## **Технология строительного производства**

ТК на монтаж конструкций покрытия

• *графический материал (1-2 листа):* Схема монтажа несущих конструкций; калькуляция затрат; ведомость ресурсов.

Консультант ВКР В.Н. Шапошников, к.т.н., доцент каф. СМиТС  
(подпись, инициалы, фамилия, должность, ученое звание и место работы)

## **Организация строительного производства**

Стройгенплан на период монтажа надземной части объекта

• *графический материал (2 листа):* Стройгенплан в соответствии с МУ; календарный график строительства.

Консультант ВКР В.Н. Шапошников, к.т.н., доцент каф. СМиТС  
(подпись, инициалы, фамилия, должность, ученое звание и место работы)

## **Экономика строительства**

- 1) Экономическое обоснование строительства футбольного манежа в г. Санкт-Петербург;
- 2) Составление и анализ структуры локального сметного расчета на устройство арочного деревянного покрытия
- 3) Технико-экономические показатели проекта

Консультант ВКР И.А. Саенко, к.э.н. доцент каф. ПЗиЭН  
(подпись, инициалы, фамилия, должность, ученое звание и место работы)

## Дополнительные разделы

---

---

---

**Минимальное количество листов графического материала – 13-14**

### **КАЛЕНДАРНЫЙ ГРАФИК** выполнения ВКР

<b>Наименование раздела</b>	<b>Срок выполнения</b>
Вариантное проектирование	27.01.23-16.02.23
Архитектурно-строительный	17.02.23-22.03.23
Расчетно-конструктивный, включая фундаменты	23.03.23-26.04.23
Технология строительного производства	27.04.23-10.05.23
Организация строительного производства	11.05.23-31.05.23
Экономика строительства	01.06.23-20.06.23

Руководитель ВКР

\_\_\_\_\_  
(подпись)

Задание принял к исполнению

А.С Деордиева  
(подпись, инициалы и фамилия студента)

« \_\_\_\_\_ » \_\_\_\_\_ 2023 г.

## РЕФЕРАТ

Выпускная квалификационная работа по теме «Футбольный манеж пролетом 100 м в г. Санкт-Петербург» содержит 219 страниц текстового материала, 78 иллюстрации, 32 таблиц, 155 формул, 3 приложения, 66 использованных источников и 15 листов графического материала.

Ключевые слова: СТРОИТЕЛЬСТВО, УНИКАЛЬНОЕ ЗДАНИЕ, ФУТБОЛЬНЫЙ МАНЕЖ, ПРОЛЁТ, АРОЧНОЕ ПОКРЫТИЕ, ДЕРЕВЯННЫЕ КОНСТРУКЦИИ, КЛЕЕННАЯ АРКА, РАСПОР, СВАЙНЫЙ ФУНДАМЕНТ, СТРОИТЕЛЬНЫЙ ГЕНЕРАЛЬНЫЙ ПЛАН, ТЕХНОЛОГИЧЕСКАЯ КАРТА.

Вид строительства – новое строительство.

Объект проектирования – футбольный манеж.

Цель дипломного проектирования:

– систематизация, закрепление, расширение теоретических знаний и практических навыков по специальности;

- подтвердить умение решать на основе полученных знаний инженерно-строительные задачи;

- показать подготовленность к практической работе в условиях современного строительства.

Задачи разработки проекта:

- запроектировать футбольный манеж с соблюдением всех строительных, санитарных и противопожарных норм.

Цель строительства:

- запроектировать крытое спортивное сооружение с действующими нормами и правилами.

Актуальность работы заключается в недостаточной обеспеченности населения спортивными объектами с учётом ежегодного роста систематически проводимых массовых мероприятий, удельного веса населения разных возрастных категорий и физического состояния, пропускной способности спортивных сооружений и низким количеством объектов для проведения межрегиональных и международных соревнований.

В результате расчёта были определены наиболее оптимальные конструктивные и архитектурные решения, которые позволили добиться желаемого результата.

В процессе дипломного проектирования были произведены:

- теплотехнические расчёты ограждающих конструкций;

- расчёт деревянного арочного покрытия, фермы-прогона и опорной конструкции. Законструированы основные узлы;

- сравнение двух свайных вариантов фундамента;

- составлена технологическая карта на монтаж арочного покрытия;

- разработан строительный генеральный план на основной период строительства и календарный график производства работ.

Графическая часть отражает основные решения, принятые в проекте.

## СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	7
1.Вариантное проектирование.....	8
1.1 Вариант I – Дощато-клееная арка сплошного сечения.....	9
1.2 Вариант II – Дощато-клееная арка сквозного сечения.....	10
1.3 Расчет фрагментов покрытия и подбор сечений.....	11
1.4 Техничко-экономическое сравнение конструктивных решений.....	15
2 Архитектурно-строительный раздел.....	17
2.1 Сведения о метеорологических и климатических условиях строительной площадки.....	17
2.2 Описание и обоснование внешнего и внутреннего вида объекта капитального строительства, планировочной организации.....	18
2.3 Обоснование принятых объемно-пространственных и архитектурно-художественных решений, в том числе в части соблюдения предельных параметров разрешенного строительства объекта капитального строительства.....	19
2.4 Обоснование принятых архитектурных решений в части обеспечения соответствия здания, строения и сооружения установленным требованиям энергетической эффективности.....	21
2.5 Перечень мероприятий по обеспечению соблюдения установленных требований энергетической эффективности к архитектурным решениям, влияющим на энергетическую эффективность зданий, сооружений.....	21
2.6 Описание и обоснование использованных композиционных приемов при оформлении фасадов и интерьеров объекта капитального строительства.....	22
2.7 Описание решений по отделке помещений основного, вспомогательного, обслуживающего и технического назначения.....	23
2.8 Описание архитектурных решений, обеспечивающих естественное освещение помещений с постоянным пребыванием людей.....	24
2.9 Описание архитектурно-строительных мероприятий, обеспечивающих защиту помещений от шума, вибрации и другого воздействия.....	24
3.Расчетно–конструктивный раздел.....	26
3.1 Назначение параметров здания.....	26
3.2 Конструкция элементов и узлов.....	26

						ДП 08.05.01 ПЗ		
Изм.	Кол.	Лист	№ док.	Подпись	Дата	ФГАОУ ВО СФУ ИСИ		
Разработал		Деордиева А.С						
Консультант		Максимов А.В				П	2	
Руководитель		Максимов А.В				Кафедра СКиУС		
Н. контроль		Максимов А.В						
Зав. кафедрой		Деордиев С.В						
Футбольный манеж пролетом 100 м в г. Санкт-Петербург								

3.3 Сбор нагрузок.....	26
3.3.1 Постоянные нагрузки.....	27
3.3.2 Снеговая нагрузка .....	28
3.3.3 Ветровая нагрузка .....	31
3.4 Статический расчет.....	38
3.5 Конструирование и расчет плиты покрытия.....	39
3.5.1 Теплотехнический расчет плиты покрытия с фанерными обшивками..	39
3.5.2 Исходные данные для проектирования плиты покрытия .....	42
3.5.3 Конструкция плиты покрытия .....	42
3.5.4 Определение приведённых геометрических характеристик поперечного сечения плиты.....	44
3.5.5 Подсчёт нагрузок на плиту .....	47
3.5.6 Расчет плиты на прочность .....	48
3.5.7 Расчет плиты на жесткость .....	51
3.6 Конструктивный расчет .....	51
3.6.1 Расчет элементов арки.....	54
3.6.2 Расчет и конструирование прогона .....	79
3.7 Расчет сопряжения элементов арки .....	88
3.7.1 Соединение поясов на вклеенных стержнях.....	88
3.7.2 Подбор диаметра вклеенных стержней верхнего пояса .....	90
3.7.3 Проверка несущей способности стержней верхнего пояса .....	92
3.7.4 Расчет толщины накладки верхнего пояса.....	93
3.7.5 Проверка прочности сварного соединения уголка с накладкой .....	93
3.7.6 Подбор диаметра вклеенных стержней нижнего пояса .....	94
3.7.7 Проверка несущей способности стержней верхнего пояса .....	96
3.7.8 Расчет толщины накладки нижнего пояса.....	97
3.7.9 Проверка прочности сварного соединения уголка с накладкой .....	98
3.8 Расчет и конструирование опорного узла верхнего пояса арки .....	100
3.8.1 Конструирование шарнирного соединения.....	100
3.8.2 Подбор сечения и количества стержней в соединении.....	101
3.8.3 Проверка стальной накладке башмака .....	102
3.8.4 Расчет ребра жесткости .....	104
3.8.5 Определение толщины опорной пластины .....	106
3.8.6 Расчет катета шва.....	108
3.9 Расчет соединения стоек и раскосов с поясами арки.....	110
3.10 Расчет и конструирование монолитных железобетонных колонн .....	112
3.10.1 Расчет армирование колонны К1.....	112
3.10.2 Расчет армирование колонны К3.....	115

Ивн. № подл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
------	------	----------	-------	------

4. Основания и фундаменты .....	119
4.1 Сведения о прочностных и деформационных характеристиках грунта в основании объекта капитального строительства .....	119
4.2 Нагрузка. Исходные данные .....	121
4.3 Назначение глубины заложения ростверка, вида свай и её параметров.....	124
4.4 Вариант II - Фундамент с забивными сваями.....	125
4.4.1 Определение несущей способности забивной сваи.....	126
4.4.2 Определение числа забивных свай в фундаменте и конструирование ростверка .....	127
4.4.3 Приведение нагрузок к подошве ростверка .....	129
4.4.4 Определение нагрузок на забивные сваи и проверка несущей способности свай.....	129
4.4.5 Расчет ростверка на продавливание опорной конструкцией .....	131
4.4.6 Расчет ростверка на продавливание угловой сваей.....	132
4.4.7 Расчет плиты ростверка на изгиб .....	134
4.4.8 Подбор сваебойного оборудования и расчет отказа .....	136
4.4.9 Подсчет объемов и стоимость работ .....	137
4.5 Вариант II – Фундамент с буронабивными сваями.....	138
4.5.1 Определение несущей способности буронабивной сваи.....	138
4.5.2 Определение числа буронабивных свай в фундаменте и конструирование ростверка .....	141
4.5.3 Определение нагрузок на буронабивные сваи и проверка несущей способности свай.....	142
4.5.4 Расчет ростверка на продавливание угловой сваей.....	143
4.5.5 Расчет плиты ростверка на изгиб .....	144
4.5.6 Подсчет объемов и стоимость работ .....	146
4.6 Сравнение фундамента на забивных и буронабивных сваях .....	146
5. Технологическая карта на возведение основных несущих деревянных конструкций арочного покрытия.....	148
5.1 Область применения.....	148
5.2 Общие положения.....	148
5.3 Организации и технология выполнения работ .....	149
5.3.1 Работы подготовительного периода .....	149
5.3.2 Работы основного периода .....	150
5.3.3 Требования к организации хранения и монтажа КДК.....	152
5.3.4 Работы заключительного периода .....	154
5.4 Требования к качеству работ .....	154

Инов. № подл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата

5.5	Потребность в материально-технических ресурсах, машинах и технологическом оборудовании, технологической оснастке, инструменте, инвентаре и приспособлении.....	157
5.6	Вычисление объемов работ .....	162
5.7	Техника безопасности и охрана труда.....	162
5.8	Технико-экономические показатели.....	166
6.	Организация строительного производства .....	167
6.1	Описание и обоснование метод производства общестроительных работ, в том числе объемов работ.....	167
6.2	Размещение кранового оборудования на строительной площадке и определение опасных зон.....	172
6.3	Проектирование внутрипостроечных дорог .....	173
6.4	Проектирование складов.....	173
6.5	Проектирование временных зданий и сооружений .....	175
6.6	Потребность в основных строительных машинах и механизмах.....	176
6.7	Электроснабжение строительной площадки .....	177
6.8	Водоснабжение строительной площадки.....	178
6.9	Расчет потребности в сжатом воздухе, кислороде и ацетилене .....	181
6.10	Мероприятия по охране труда и пожарной безопасности.....	181
6.11	Мероприятия по охране окружающей среды .....	183
6.12	Технико-экономические показатели.....	185
7.	Экономический раздел.....	186
7.1	Социально-экономическое обоснование строительства футбольного манежа .....	186
7.2	Составление и анализ структуры локального сметного расчета на устройство арочного покрытия .....	189
7.3	Технико-экономические показатели.....	191
	СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ.....	194
	ПРИЛОЖЕНИЕ А .....	199
	ПРИЛОЖЕНИЕ Б.....	203
	ПРИЛОЖЕНИЕ В .....	213

Инав. № полл.	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата

## ВВЕДЕНИЕ

Роль физической культуры и спорта становится не только все более заметным социальным, но и политическим фактором в современном мире. Вовлечение широких масс населения в физическую культуру, а также успехи на международных состязаниях являются бесспорным доказательством жизнеспособности страны.

Данные ежегодного федерального государственного статистического наблюдения за развитием физической культуры и спорта в г. Санкт-Петербурге за последние годы характеризуются положительной динамикой по увеличению численности населения, систематически занимающегося физической культурой и спортом, в том числе детей и подростков, занимающихся в спортивных школах.

Повышенный интерес населения рождает потребность в объектах, локациях, способных удовлетворить возникший спрос. Поэтому проектируемым объектом в выпускной квалификационной работе стал футбольный манеж с пролетом 100 м.

Уникальность здания – пролет, перекрывается арочным покрытием из клееной древесины. Устойчивость покрытия обеспечивают деревянные фермы-прогоны, располагающиеся поперёк ската с шагом в 5 м.

Деревянные арочные конструкции – это уникальное сочетание красоты, элегантности и прочности. Они являются одними из самых изящных и в то же время прочных конструкций в мире архитектуры.

В процессе проектирования были использованы следующие программы: Autodesk AutoCad, Microsoft Office и SCAD Office.

Ив. № полл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

ДП 08.05.01 ПЗ

Лист

7

## 1. Вариантное проектирование

В последнее время строительство большепролетных зданий и сооружений, с применением конструкций из клееной древесины, набирает популярность в России. Об этом говорит ряд реализованных проектов: дворец водных видов спорта в Казани, аквапарки в Новосибирске и Санкт-Петербурге, ледовые арены в Красноярске, Иркутске и др.

Конструкции из клееной древесины имеют ряд преимуществ. Деревянные конструкции являются экологичными, экономичными и имеют эстетичный вид. Современные технологии производства клееных конструкций в значительной степени изучены, имеется богатый опыт, накопленный отечественными предприятиями.

При выборе конструкции покрытия целью было добиться: органичного единства конструкции и архитектурной формы; выразительного архитектурного решения внутреннего пространства и сооружения в целом и перекрытие игровой зоны, включая трибуны для зрителей в прямоугольной конфигурации типа 100 x 120 м.

Всего этого можно добиться, применяя арочное покрытие. Рассмотрим его достоинства и недостатки.

Основные достоинства арочных покрытий:

- архитектурная выразительность;
- большая несущая способность при небольших сечениях элементов;
- благоприятное распределение моментов по всей длине.

Основные недостатки арочных покрытий:

- большая строительная высота;
- необходимость устройства мощных опор;
- сложность монтажа.

Вариантное проектирование заключается в подборе несущей конструкции покрытия – двухшарнирной арки пролетом  $l = 100$  м.

Нормативное ветровое давление составляет 0,23 кПа, II ветровой район [1]. Нормативное снеговое давление составляет 1,5 кПа, III снеговой район [1].

Уровень ответственности – повышенный [2]. Температурно-влажностный режим эксплуатации – 1 [3, табл.1].

Ивл. № подл.	Пош. и дага	Взам. Ивл. №	Ивл. №	Ивл. № дубл.	Пош. и дага	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
							8
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата			

## 1.1 Вариант I – Дощато-клееная арка сплошного сечения

В качестве конструктивной схемы несущей конструкции покрытия футбольного манежа рассмотрим двухшарнирные арки из клееной древесины. Расстановку арок принять вдоль здания пролетом 100 м, шаг арок 12 м, количество равное 11 шт. Длина каркасной части здания 192 м. Материал – древесина из сосны I-го сорта.

В конструкции покрытия прогоны укладываются в виде однопролетных балок, располагающихся поперек ската с шагом в 5 м. Прогон постоянного сечения.

Распорные усилия воспринимаются опорными нижележащими конструкциями, сопряжение шарнирное.

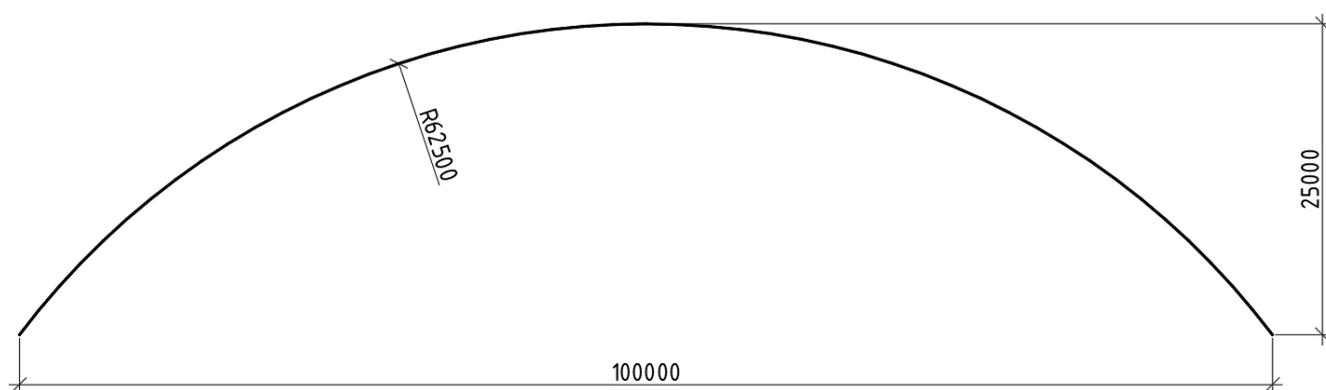


Рисунок 1.1 – Геометрическая схема арки. Вариант I

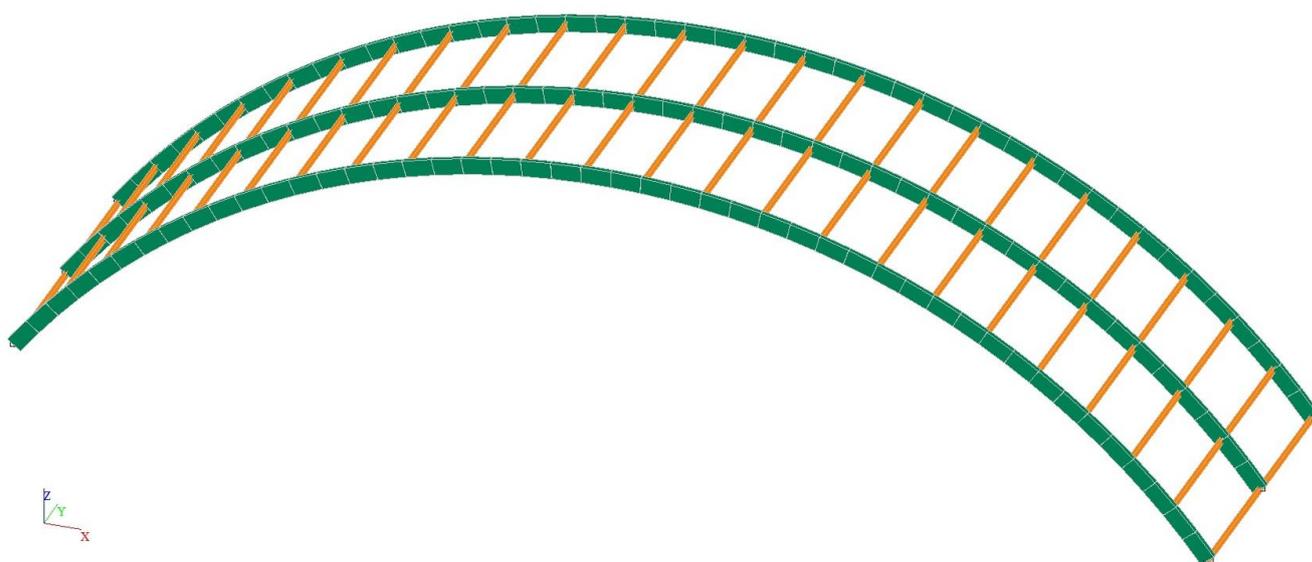


Рисунок 1.2 – Фрагмент арочного покрытия. Вариант I

Ив. № полл.	Подп. и дата	Взам. Ив. №	Ив. № дубл.	Подп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

ДП 08.05.01 ПЗ

## 1.2 Вариант II – Дощато-клееная арка сквозного сечения

Рассмотрим в качестве несущей конструкции покрытия – двухшарнирную арку, представляющую собой большепролетную конструкцию криволинейного сечения. В пролете имеет решетчатый конструктив. Пролет 100 м, шаг арок 12, количество равное 11. Длина каркасной части здания 192 м. Материал – древесина из сосны I-го сорта.

В качестве прогонов выступают деревянные фермы, располагающиеся поперёк ската с шагом в 5 м. Ферма имеет клеёные верхний и нижний пояса постоянного сечения. Решётка фермы

Распорные усилия воспринимаются опорными нижележащими конструкциями. Сопряжение верхнего и нижнего поясов с опорной конструкцией шарнирное. Опирание арки происходит, как на верхний, так и на нижний пояс.

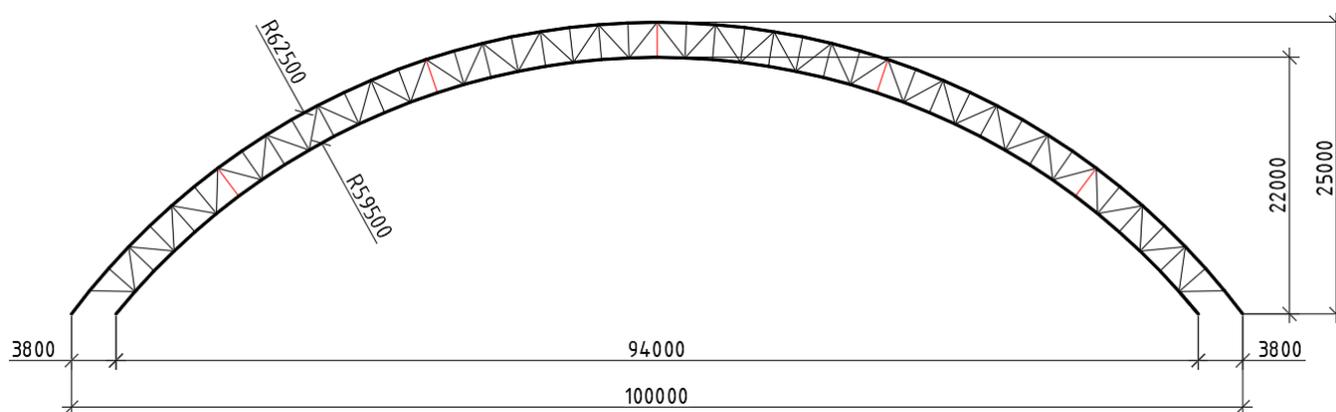


Рисунок 1.3 – Геометрическая схема арки. Вариант II

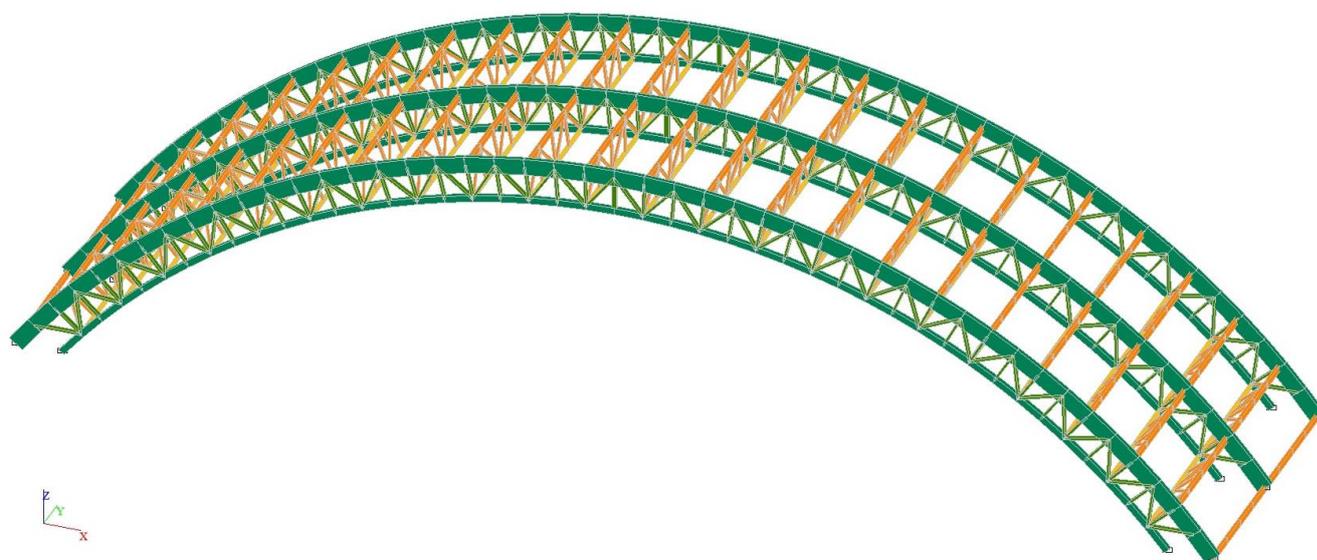


Рисунок 1.4 – Фрагмент арочного покрытия. Вариант II

Инв. № подл.	Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Пош. и дата	Пош. и дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
											10

### 1.3 Расчет фрагментов покрытия и подбор сечений

Для расчета используем ПК SCAD и производим статический расчет арок на воздействие постоянных нагрузок: собственный вес, вес покрытия и кратковременных: снеговая и ветровая нагрузки. Для проверки сечений используем программу Декор.

Нормативное ветровое давление составляет 0,23 кПа, II ветровой район. Расчетное значение ветровой нагрузки, прикладываемое непосредственно на арку, рассчитано в п.п 3.3.3, базируясь на алгоритме из СП 20.13330.2016, п.11 [1]

Нормативное снеговое давление составляет 1,5 кПа, III снеговой район. Расчетное значение снеговой нагрузки, имеющее 2 варианта загрузки и прикладываемое на фермы/прогоны, рассчитано в п.п. 3.3.2, базируясь на алгоритме из СП 20.13330.2016, п.10 [1].

Нагрузка от веса покрытия определена в п. 3.5 и составляет 4,07 кН/м.

Таблица 1.1 – Усилия в элементах арки

Элемент	Усилия					
	N <sub>max</sub> , кН	M <sub>соот</sub> , кН·м	Q <sub>соот</sub> , кН	N <sub>соот</sub> , кН	M <sub>max</sub> , кН·м	Q <sub>соот</sub> , кН
Вариант I						
Верхний пояс	-3494,1	-1270,1	149,2	-2464,2	-2326,4	-11,5
Вариант II						
Верхний пояс	-2259,7	-287,4	116,9	-2152,3	-1282,7	381,5
Нижний пояс	-903,6	23,2	23,4	-519,6	-81,5	-28,6
Раскос	-354,4	0	0,7	135,9	0,7	0,8
Стойка	351,6	0	0,3	223,3	0,3	0

По полученным усилиям при помощи программы Декор выполним подбор сечений элементов арок.

Проверка сечения сплошной арки (Вариант I) показана на рисунке 1.5. Параметры подобранного сечения занесем в таблицу 1.2.

Таблица 1.2 – Сечение элементов арки. Вариант I

Элемент	Ширина, мм	Высота, мм	Толщина ламели, мм
Пояс	640	2660	28

При длине дуги арки равной 115,9 м (длина дуги взята с геометрической схемы), объем клееной древесины составит

$$V_{D.I} = 115,9 \cdot 2,66 \cdot 0,64 = 197,3 \text{ м}^3. \quad (1.1)$$

Ивл. № подл. Подп. и дата Взам. Инв. № Инв. № дубл. Подп. и дата

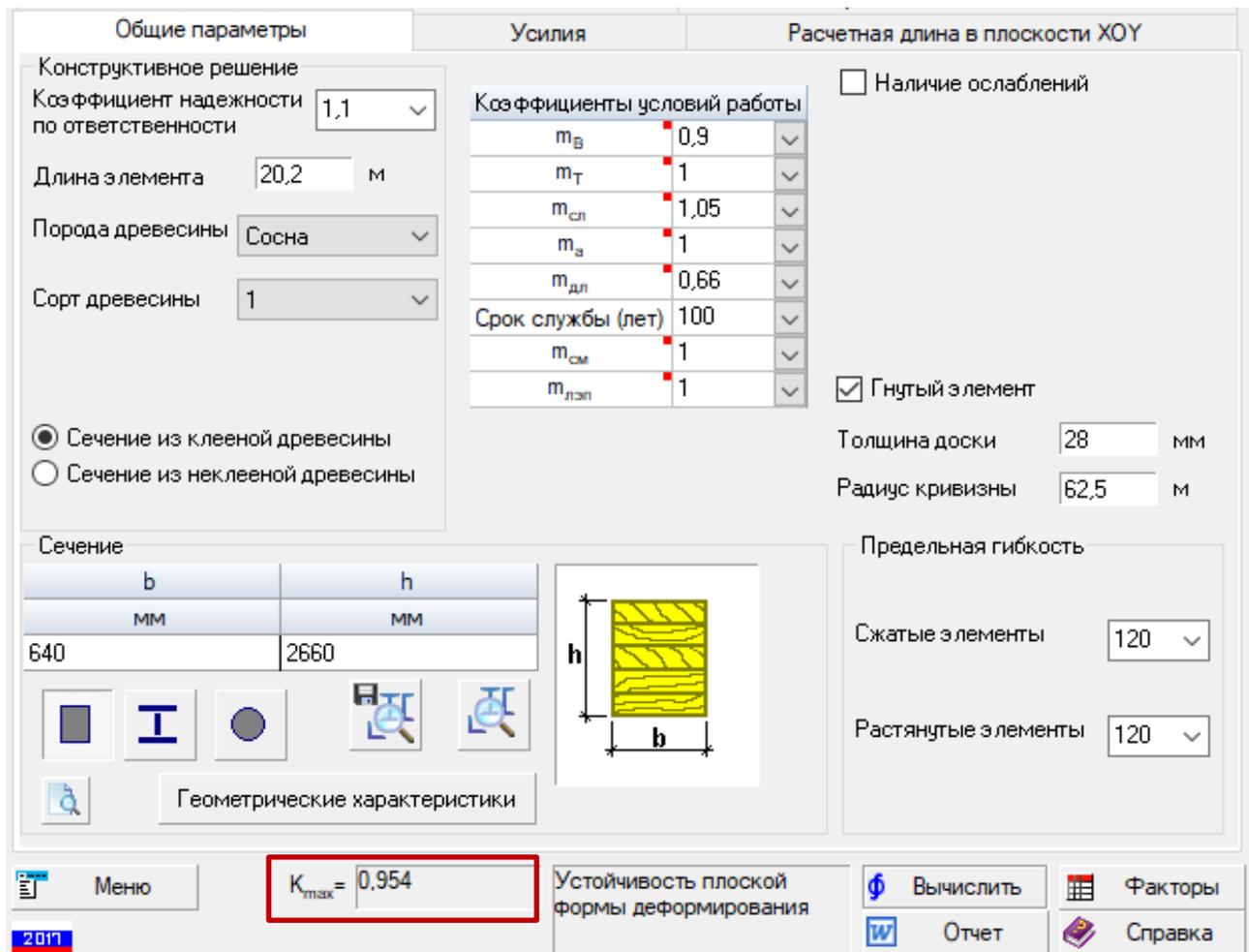


Рисунок 1.5 – Проверка сечения арки (Вариант I) в программе Декор

Проверка сечений верхнего и нижнего поясов арки сквозного сечения (Вариант II) показана на рисунке 1.6. Проверка сечения раскосов и стоек выполняется также в программе Декор. Параметры выбранного сечения занесем в таблицу 1.3.

Таблица 1.3 – Сечение элементов арки. Вариант II

Элемент	Ширина, мм	Высота, мм	Толщина ламели, мм
Верхний пояс	640	2100	28
Нижний пояс	540	560	28
Раскос	200 / 200 (спаренный)	200	-
Стойка	200 / 200 (спаренный)	200	-

Инв. № подл. | Подп. и дата | Взам. Инв. № | Инв. № дубл. | Подп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
------	------	----------	-------	------

При длине дуги арки равной 115,9 м (длина дуги взята с геометрической схемы), объем клееной древесины составит

$$V_{D.ВП} = 115,9 \cdot 2,1 \cdot 0,64 = 155,8 \text{ м}^3. \quad (1.2)$$

**Общие параметры**

Конструктивное решение  
 Коэффициент надежности по ответственности: 1,1  
 Длина элемента: 20,2 м  
 Порода древесины: Сосна  
 Сорт древесины: 1

Сечение из клееной древесины  
 Сечение из неклееной древесины

**Усилия**

Коэффициенты условий работы

$m_B$	0,9
$m_T$	1
$m_{сш}$	1,05
$m_a$	1
$m_{дл}$	0,66
Срок службы (лет)	100
$m_{см}$	1
$m_{лзп}$	1

**Расчетная длина в плоскости XOY**

Наличие ослаблений

Гнутый элемент

Толщина доски: 28 мм  
 Радиус кривизны: 62,5 м

**Сечение**

b	h
640	2100
мм	мм

**Геометрические характеристики**

**Пределная гибкость**

Сжатые элементы: 120  
 Растянутые элементы: 120

**Усилия**

	N	$M_y$	$Q_z$	$M_z$	$Q_y$	Сейсмика
	кН	кН*м	кН	кН*м	кН	
1	-2259,7	-287,4	116,9	0	0	<input type="checkbox"/>
2	-2152,3	-1282,7	381,5	0	0	<input type="checkbox"/>

$K_{max} = 0,878$

Прочность при совместном действии сжимающей продольной силы и ..

Вычислить | Факторы | Отчет | Справка

Рисунок 1.6 – Проверка сечения верхнего пояса арки (Вариант II) в программе Декор

При длине дуги арки равной 105,8 м (длина дуги взята с геометрической схемы), объем клееной древесины составит

$$V_{D.НП} = 105,8 \cdot 0,56 \cdot 0,54 = 31,9 \text{ м}^3. \quad (1.3)$$

Инва. № подл. | Подп. и дата | Взам. Инв. № дубл. | Подп. и дата | Инв. № инв. № дубл. | Подп. и дата

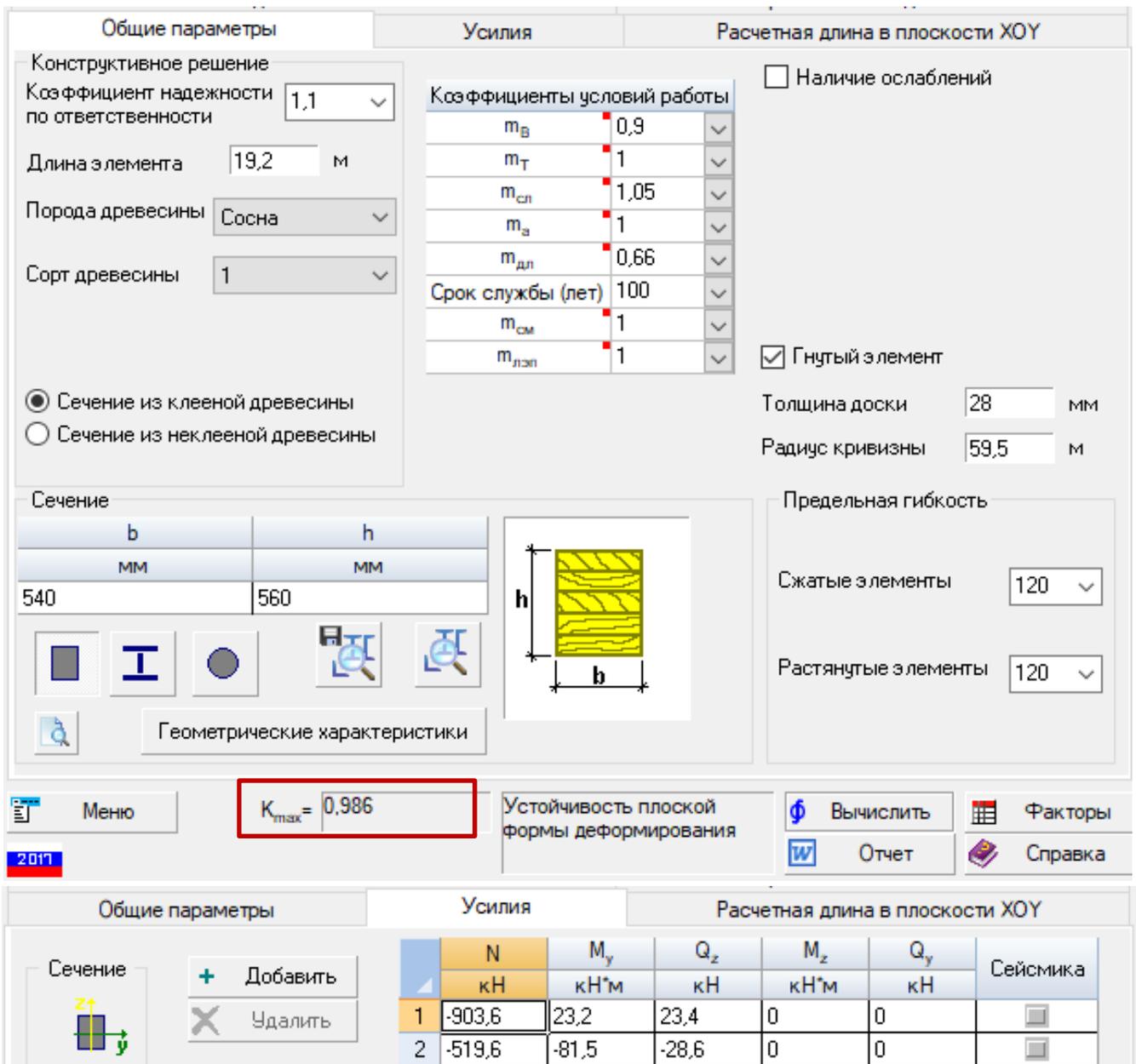


Рисунок 1.7 – Проверка сечения нижнего пояса арки (Вариант II) в программе Декор

При длине дуги арки равной 115,9 м (длина дуги взята с геометрической схемы), объем клееной древесины составит

$$V_{D,II} = V_{D,ВП} + V_{D,НП} = 155,8 + 31,9 = 187,7 \text{ м}^3. \quad (1.4)$$

Расход лесоматериалов для изготовления несущих конструкций покрытия с учетом отходов

$$V_{kD} = 1,5 \cdot V_D, \quad (1.5)$$

Ивл. № подл. | Подп. и дата | Взам. Инв. № дубл. | Инв. № | Подп. и дата | Подп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
------	------	----------	-------	------

где 1,5 – коэффициент, учитывающий отходы древесины.

$$V_{KD.I} = 1,5 \cdot 197,3 = 295,95 \text{ м}^3 \text{ – расход для Варианта I.}$$

$$V_{KD.II} = 1,5 \cdot 187,7 = 281,5 \text{ м}^3 \text{ – расход для Варианта II.}$$

#### 1.4 Технико-экономическое сравнение конструктивных решений

Одним из критериев выбора варианта покрытия является перемещение по вертикали Z, мм. Значение перемещения берем из ПК SCAD, предварительно меняя жёсткости (сечения) элементов.

Вертикальные перемещение покрытия (вариант I) показано на рисунке 1.8.

Согласно результатам расчета, максимальная величина вертикальных перемещений элементов составляет 62,7 мм, что удовлетворяет требованиям [1], то есть меньше 330 мм, составляющим 1/300 пролета.

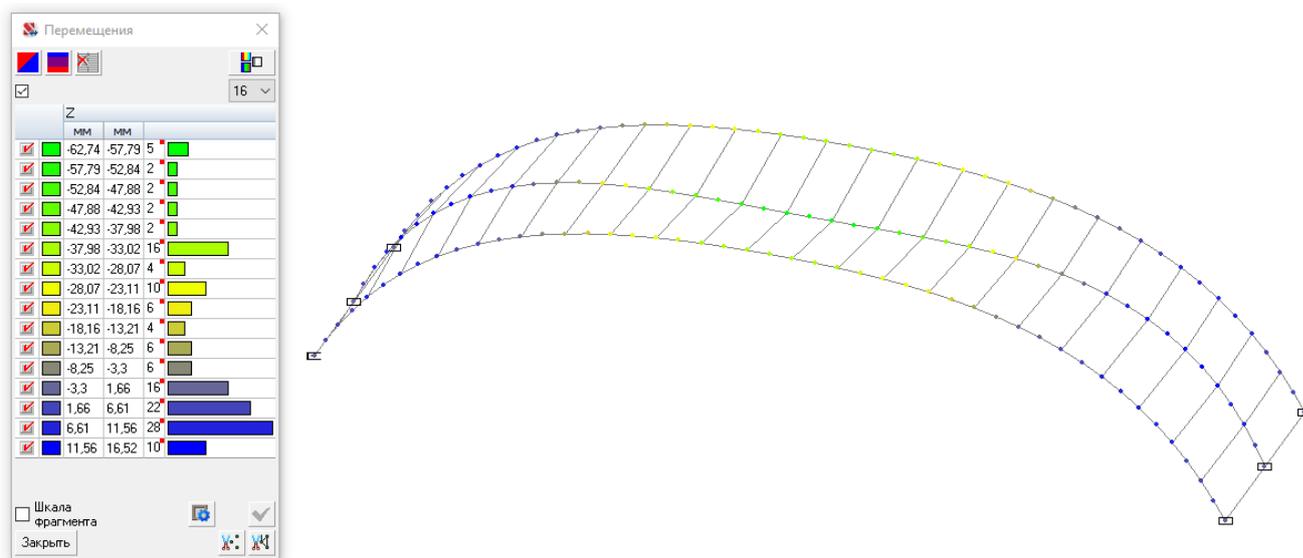


Рисунок 1.8 – Деформированная схема. Вариант I

Вертикальные перемещение покрытия (вариант II) показано на рисунке 1.9.

Согласно результатам расчета, максимальная величина вертикальных перемещений элементов составляет 46,67 мм, что удовлетворяет требованиям [1], то есть меньше 330 мм, составляющим 1/300 пролета.

Стоимость клееной гнутой древесины базируется на ФССЦ 11.2.06.01-0014 с учетом индексов на I кв. 2023 года.

Инов. № подл.	Подп. и дата
Взам. Инов. № дубл.	Подп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
						15

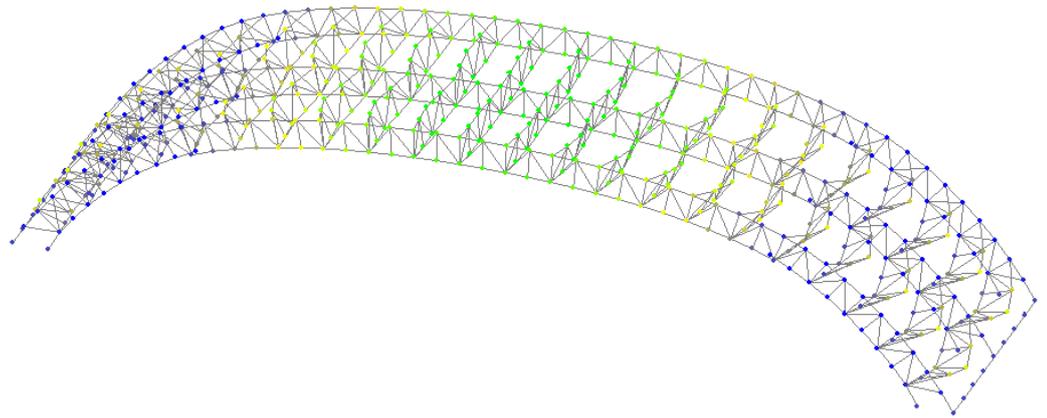
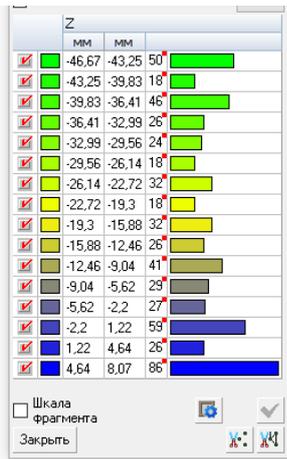


Рисунок 1.9 – Деформированная схема. Вариант II

Таблица 1.4 – Техничко-экономическое сравнение вариантов

Наименование показателя	Ед. изм.	Вариант I	Вариант II
Объем клееной древесины на 1 арку	м <sup>3</sup>	197,3	187,7
Объем клееной древесины с учетом отходов	м <sup>3</sup>	295,9	281,5
Стоимость арки	тыс.руб	12 080,3	11 492,5
Перемещения по вертикали Z, мм	мм	62,7	46,7

**Вывод:**

В результате технико-экономического сравнения вариантов принимаем для дальнейшей работы второй, как наиболее экономичный и эффективный.

Инов. № подл.	Подп. и дата	Взам. Инов. № дубл.	Подп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист 16

## 2 Архитектурно-строительный раздел

### 2.1 Сведения о метеорологических и климатических условиях строительной площадки

Данный район строительства согласно СП 131.13330-2020 «Строительная климатология»[4], характеризуется природно-климатическими данными представленными в таблице 2.1.

Таблица 2.1 – Сведения о метеорологических и климатических условиях строительной площадки

Параметр	Значение
Среднегодовая температура воздуха	+5,6°С
Абсолютная максимальная температура воздуха	+37°С
Средняя максимальная температура воздуха наиболее теплого месяца	+23,2°С
Абсолютная минимальная температура воздуха	- 36°С
Температура воздуха наиболее холодных суток с обеспеченностью 0,98	- 31°С
Температура воздуха наиболее холодной пятидневки с обеспеченностью 0,98	- 27°С
Температура воздуха наиболее холодных суток с обеспеченностью 0,92	- 28°С
Температура воздуха наиболее холодной пятидневки с обеспеченностью 0,92	- 24°С
Средняя температура воздуха наиболее холодного месяца	- 6,5°С
Продолжительность периода со среднесуточной температурой ниже 0°С	130 сут.
Продолжительность периода со среднесуточной температурой ниже 8°С	211 сут.
Среднегодовая температура со среднесуточной температурой ниже 0°С	- 4,4°С
Среднегодовая температура со среднесуточной температурой ниже 8°С	- 1,2°С
Средняя месячная относительная влажность воздуха наиболее холодного месяца	86%
Средняя месячная относительная влажность воздуха наиболее теплого месяца	71%
Количество осадков за год	760 мм
Суточный максимум	76 мм

Преобладающее направление ветров декабрь-февраль – ЮЗ, З.

По совокупности всех метеорологических данных климат района строительства характеризуется как резко континентальный, с жарким летом, суровой зимой и резким перепадом суточных температур.

Район по воздействию климата на технические изделия и материалы относится к группе П4.

Климатический район для строительства ПВ.

Нормативное ветровое давление - 0,23 кПа, II ветровой район.

Нормативное снеговое давление - 1,5 кПа, III снеговой район.

Сейсмичность района – бб.

Изн. № подл.	Подп. и дата	Взам. Изн. № дубл.	Подп. и дата
--------------	--------------	--------------------	--------------

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
						17

## 2.2 Описание и обоснование внешнего и внутреннего вида объекта капитального строительства, планировочной и функциональной организации

Объект строительства – футбольный манеж круглогодичного использования предназначен для учебно-тренировочных занятий и проведения региональных, всероссийских соревнований по футболу. Объект расположен в городе Санкт-Петербург, проспект Тореза, уч. 16.

Планировочное решение манежа подчинено его функциональной организации с разделением зон посетителей, зоны для спортсменов и инструкторско-тренерского состава, административного состава, а также служебно-технического состава. Функциональная организация проектируемого здания заключается в удобном и комфортном перемещении посетителей, спортсменов и сотрудников по зданию.

Футбольное поле имеет размеры 90 x 50 м и ввиду его расположения - посередине сооружения, оно делит объект на две зоны. Сообщение этих зон между собой – переходы в уровне первого и второго этажей. Поток посетителей (зрителей) предполагается регулировать по зонам при входном контроле.

В здании для связи между этажами предусмотрены 8 лестничных клеток и 2 лифта для МГН, расположенных в каждой из частей здания.

Для посетителей предусмотрены 4 главных входа, расположенных по западной стороне объекта, на отметке +0.000. Главные входы в здание оборудованы пандусами для МГН.

На уровне первого этажа для посетителей расположены гардеробные, уборные, места отдыха/ожидания, магазины атрибутики и спортивного инвентаря, буфет. А также на первом этаже располагается пост охраны, медицинский пункт, для чрезвычайных ситуаций, и кабинет администратора для работы с клиентами.

Выход на трибуны осуществляется с первого и третьего этажей, которые связаны между собой лестничными клетками и лифтами-подъемниками для МГН.

Вход для занимающихся (соревнующихся), инструкторско-тренерского состава расположен на первом этаже на отметке +0.000 по южной стороне здания, и включает: вестибюль, раздевальные, душевые/санузлы, комнаты тренерского состава, инвентарные, медицинский пункт и тд.

Помещения служебнотехнического состава рассредоточены по объекту и включают в себя: раздевальные, санузлы/душевые, комнаты отдыха, рабочее пространство, мастерские и тд.

Инв. № подл.	Подп. и дата
	Взам. Инв. № дубл.
	Инв. №
	Инв. №
	Подп. и дата

					ДП 08.05.01 ПЗ	Лист 18
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата		



Основные показатели здания:

- 1) Объект строительства – футбольный манеж;
- 2) Уровень ответственности – повышенный;
- 3) Степень огнестойкости – III;
- 4) Класс конструктивной пожарной опасности – С2;
- 5) Класс функциональной пожарной опасности – Ф2.1 – спортивные сооружения с трибунами.

Проектируемый объект в плане имеет прямоугольную форму размером 122,6 х 101,7 м с высотой до низа несущих конструкций +30.290 м. Высота объекта в чистоте составляет + 34.730 м.

Высота этажей и пролет обусловлены расположением трибун и размером игрового поля. За отметку 0.000 принята высота чистого пола первого этажа. Высота первого этажа составляет 4,0 м, высота второго этажа – 3,5 м.

Несущими конструкциями каркаса являются монолитные колонны контрфорсного типа из бетона класса В25. Несущие монолитные стены здания также выполнены из бетона класса В25.

Конструкция покрытия - клееная деревянная арка. В качестве прогонов выступают деревянные прямоугольные фермы.

Шаг колонн, несущих клееную деревянную арку, составляет 12 м. Колонны фахверка имеют шаг равный 5 м.

Наружные ограждающие стеновые конструкции в дипломном проекте представлены в двух вариантах.

Первый вариант – это самонесущая кирпичная стена (380 мм), утепленная минераловатной плитой (120 мм) а в качестве облицовочного материала выступает навесной вентилируемый фасад.

Вторым вариантом является сэндвич-панели, состоящие из облицовочных наружных листов и внутреннего слоя утеплителя из минераловатной плиты. Толщина сэндвич-панели равна 120 мм.

Теплотехнический расчет наружных ограждающих стеновых конструкций представлен в Приложении А.

Кровля выполнена из оцинкованной стали по деревянным с фанерным обшивками плитам покрытия.

Перекрытия монолитные железобетонные толщиной 200 мм.

Перегородки выполнены из кирпича, толщина перегородки равна 120 и 250 мм.

Технические решения, принятые в дипломном проекте, соответствуют требованиям экологических, санитарно-гигиенических и противопожарных норм,

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

					ДП 08.05.01 ПЗ					Лист
										20

действующих на территории Российской Федерации, и обеспечивают безопасную для жизни и здоровья людей эксплуатацию объекта при соблюдении предусмотренных проектом мероприятий.

Размеры здания не нарушают требования к соблюдению предельных параметров разрешённого строительства объекта капитального строительства.

#### **2.4 Обоснование принятых архитектурных решений в части обеспечения соответствия здания, строения и сооружения установленным требованиям энергетической эффективности**

В проекте удовлетворены требования из СП 50.13330.2012 [10] и СП 131.13330.2020 [4].

В проекте обеспечено и применено следующие: заданные параметры микроклимата, необходимые для деятельности людей; тепловая защита здания; эффективность расхода электроэнергии на отопление; отапливаемые помещения отделены от наружного воздуха ограждающими конструкциями с сопротивлением по теплопередаче не ниже нормируемого.

Обоснование архитектурных решений влияющие на сказанное выше подтверждено теплотехническими расчётами ограждающих, представленным в приложении А и в пункте 3.5.1 для клеё фанерной плиты покрытия.

#### **2.5 Перечень мероприятий по обеспечению соблюдения установленных требований энергетической эффективности к архитектурным решениям, влияющим на энергетическую эффективность зданий, строений, сооружений**

В данном проекте применены следующие мероприятия к архитектурным решениям:

- рациональная ориентация входов и выходов;
- устройство тамбуров с воздушно-тепловыми занавесами;
- обеспечение замкнутого теплового контура отапливаемого объёма здания с энергоэффективными решениями по видам ограждающих конструкций;
- применена механическая система приточно-вытяжной вентиляции и кондиционирования последнего поколения;
- обеспечена стабилизация и ограничение давления воды на вводах и перед водоразборной арматурой, установлены регуляторы давления, применена водосберегающая арматура с установкой водосчётчиков.

Ив. № подл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
						21

## 2.6 Описание и обоснование использованных композиционных приемов при оформлении фасадов и интерьеров объекта капитального строительства

На формирование архитектурного облика здания оказывают влияние градостроительные и природные факторы. Здание должно выделяться благодаря отличительным, композиционным закономерностям и одновременно вписываться в окружающее пространство.

Территориальное расположение манежа подталкивает на цветовое решение. Вокруг объекта расположен парк с обилием растительности. Поэтому фасад здания принят в зеленых (цвет RGB: 117,120,84; 78,80,56; 43,51,38) и коричневых (цвет RGB: 158,96,71; 207,165,127) оттенках.

Наружные стены выполнены в двух вариантах:

- кирпичная стена (380 мм), утепленная минераловатной плитой (120 мм), а в качестве облицовочного материала выступает навесной вентилируемый фасад с панелями в коричневых оттенках.

- сэндвич-панели, состоящие из облицовочных наружных листов и внутреннего слоя утеплителя из минераловатной плиты. Толщина сэндвич-панели равна 120 мм. Оттенок облицовки панели зелёный.

Цветовое решение фасада представлено на рисунке 2.1 и на листе 3 графической части.

Цвет оконного профиля и входной группы – серо-зеленый (цвет RGB: 232,228,199).

Спецификация элементов заполнения оконных проемов и витражей представлена на листе 3 графической части.

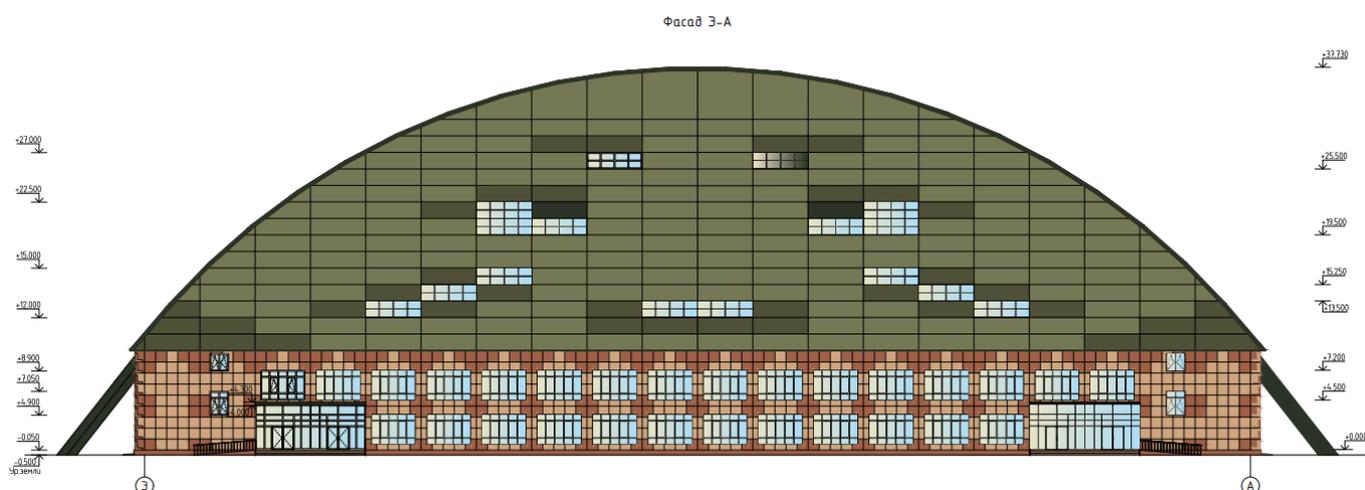


Рисунок 2.1 – Цветовое решение фасада Э-А

Инов. № подл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

ДП 08.05.01 ПЗ

Лист  
22

## 2.7 Описание решений по отделке помещений основного, вспомогательного, обслуживающего и технического назначения

Внутренняя отделка помещений выполняется в соответствии с их функциональным назначением.

Отделка внутренних помещений решена с использованием высококачественных современных материалов. Для помещений основного назначения с постоянным пребыванием посетителей применяются материалы с высокими декоративными и эксплуатационными характеристиками.

Внутренняя отделка помещений выполнена в соответствии с ФЗ № 123 от 22.07.2008 г [14].

Стены помещений предусмотрены гладкими и отделываются материалами, допускающие влажную уборку и дезинфекцию. Стены помещений с мокрыми процессами, а также хозяйственных помещений обделываются плиткой керамической на всю высоту стены помещения.

Отделка помещений основного назначения и административных помещений выполняется высококачественной водоэмульсионной и акриловой краской по шпатлёвке перегородок и несущих стен.

В помещениях вспомогательного и технического назначения штукатурка простая.

Трибуны покрыты системой ТН-Трибуна TAIKOR, состоящей из двух слоев: грунта TAIKOR Prime 150 и TAIKOR Prime Top 425. Система защищает конструкцию трибун от внешней среды, а также облегчает процесс эксплуатации.

Большая часть полов в здании выполнена с использованием нескользящей керамической плитки, посаженной на цементно-песчаный раствор. В помещениях с мокрыми процессами выполняется гидроизоляция.

В технических помещениях пол выполнен с учетом, протекающих в помещениях, процессов, поэтому верхним слоем является упрочненное бетонное покрытие.

Покрытие футбольного поля – искусственное-травяное.

Конструкции полов разработаны на основании СП 29.13330.2011 [15]. С экспликацией полов можно ознакомиться на листе 4 графической части.

В основных помещениях приняты деревянные глухие дверные блоки по ГОСТ 475-2016 [16].

Дверные блоки запасных выходов (ДПН) и дверные блоки (ДПВ), огораживающие лестничные клетки, выполнены по ГОСТ 30970-2014 [17] из поливинилхлоридных профилей. Двери оборудованы доводчиками.

Изн. № подл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата
--------------	--------------	--------------	--------------	--------------

Изн.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
						23

Условное обозначение одного из блоков – ДПН Км Бпр Оп Р 21х12 – наружный однопольный дверной блок из ПВХ-профилей наружный (группы А) с комбинированным заполнением дверного полотна, без порога, с распашным способом открывания, высотой 2100 мм и шириной 1200 мм.

Дверные блоки технических помещений, вентиляционных камер и электрощитовых выполнены в соответствии с ГОСТ 31173-2016 [18].

Парадные витражные двери выполнены по индивидуальному изготовлению. Имеют высоту 2000 мм и ширину 3200 мм. Двери оборудованы доводчиками.

Окна выполнены в соответствии с ГОСТ 21519-2003 [19]. Вариант конструктивного выполнения профиля изделия – комбинированный алюминиевый профиль с термоизоляционной вставкой (АК). Оконные блоки с внутренней стороны облицованы деревянными планками.

Условное обозначение одного из вариантов остекления – ОАК СПД 2100-900-82 Р В2, что расшифровывается, как оконный блок из комбинированного профиля с термоизоляционной вставкой, с двухкамерным стеклопакетом, высотой 2100 мм, шириной 900 мм, толщиной (ширина коробки) 82 мм, с распашным (поворотным) открыванием. Класс по приведенному сопротивлению теплопередаче – В2.

Спецификация элементов заполнения оконных и дверных проемов представлена на листе 3 графической части.

## **2.8 Описание архитектурных решений, обеспечивающих естественное освещение помещений с постоянным пребыванием людей**

Проектируемый участок застройки расположен на незастроенной территории, следовательно, окружающая застройка не оказывает влияния на КЕО помещений общественного центра в рамках действующих нормативов.

Рабочие и служебные помещения спортивного стадиона, к которым предъявляются требования по освещенности, проектируются с естественным освещением. Отношение площади световых проемов к площади пола этих помещений в пределах не более 1:5,5 и не менее 1:8.

## **2.9 Описание архитектурно-строительных мероприятий, обеспечивающих защиту помещений от шума, вибрации и другого воздействия**

Уровень шума на рабочих местах соответствует гигиеническим требованиям. Для успешной защиты от шума предусмотрена звукоизоляция.

Инов. № подл.	Подп. и дата
Взам. Инв. №	Инв. № дубл.
Подп. и дата	

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
						24

Взаимная планировка выполнена таким образом, что шумные помещения удалены от помещений с нормируемым уровнем шума.

Помещения венткамер не расположены над, под и смежно с помещениями с постоянным пребыванием людей. Для устранения шума, возникающего при работе вентиляционных установок, используются шумоглушители и гибкие вставки, содержащие звукопоглощающий материал.

Уровень звукового давления СП 51.13330.2011 «Защита от шума» [13]. от вентиляционных установок не превышает нормативных значений.

Стыки между внутренними ограждающими конструкциями, а также между ними и другими примыкающими конструкциями запроектированы таким образом, что в них при строительстве и в процессе эксплуатации здания не возникает сквозных трещин, щелей и не плотности.

Инв. № полл.	Полп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Полп. и дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
	Полп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Полп. и дата		
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата		25

### 3. Расчетно–конструктивный раздел

#### 3.1 Назначение параметров здания

Несущая конструкция покрытия представляет собой клееную деревянную арку с двумя поясами, работающими на сжатие с изгибом. Стойки и раскосы арки разбивают её на элементы.

Для обеспечения геометрической неизменяемости в поперечном направлении арки между собой развязывается прогонами, представляющими собой фермы с номинальной длиной поясов равной 12 м.

Высоту сечения арки  $H$  назначаем в пределах  $\frac{1}{30} - \frac{1}{60}$  пролета. Высота сечения арки  $H = \frac{1}{40 \cdot L} = \frac{1}{40 \cdot 100} = 4$  м. Стрелу подъема  $f$  назначаем в пределах  $\frac{1}{4} - \frac{1}{10}$  пролета. Стрела подъема  $f = \frac{1}{4 \cdot L} = \frac{1}{4 \cdot 100} = 25$  м.

Шаг колонн, на которые опираются арки, принят равным 12 м. Шаг колонн остальной части здания принят 6 м.

#### 3.2 Конструкция элементов и узлов

Основными монтажными элементами конструкции является отправочный элемент, состоящий из стержней верхнего и нижнего клееных поясов, раскосов и стоек из бруса. Элементы соединяются между собой на строительной площадке при помощи вклеенных стержней.

По прогонам-фермам устроена кровля из утепленных деревянных плит с фанерными обшивками, по верх которых устраивают покрытие, верхним слоем которого является фальцевые панели из оцинкованной стали с полимерным покрытием. Продольные ребра плит покрытия являются несущими элементами, которые передают снеговую и ветровую нагрузку на прогоны равномерно, а также служат дополнительным усилением, создавая жесткий диск по покрытию. Пояс прогона в этом случае работает не только на продольные усилия, но и на местный изгиб и сжатие.

Сопряжение поясов арок с колоннами принято шарнирным, сопряжение колонн с фундаментом принято жесткое по всем направлениям.

#### 3.3 Сбор нагрузок

При расчете арки и отдельных элементов каркаса учитываем пространственную работу здания в целом. Для этого необходимо рассчитать здание на все виды нагрузок.

Расчетная схема здания представлена на рисунке 3.1.

Ивл. № полл.	Подп. и дата	Взам. Ивл. №	Ивл. № дубл.	Подп. и дата
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

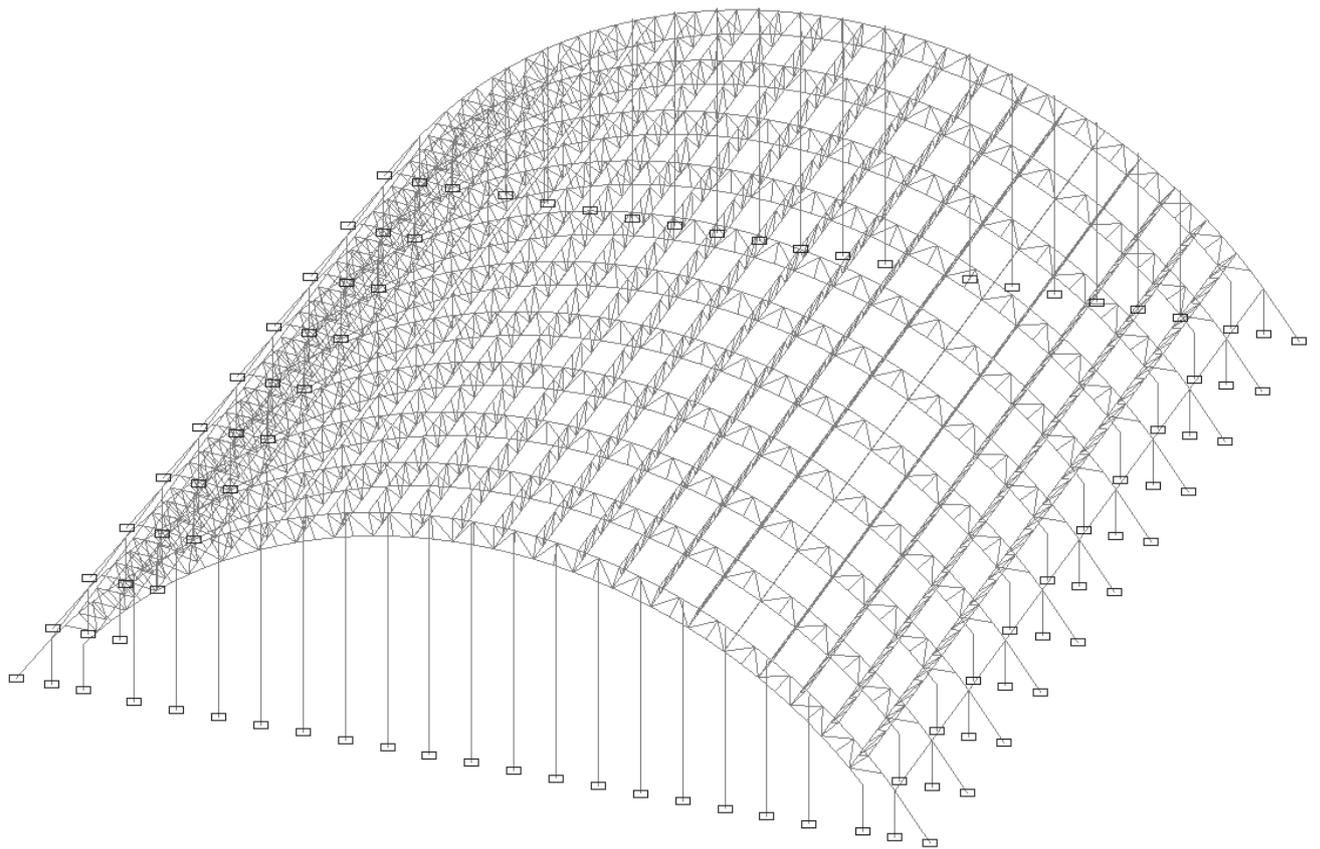


Рисунок 3.1 – Расчетная схема здания

### 3.3.1 Постоянные нагрузки

Собственный вес элементов каркаса зададим автоматически в ПК SCAD с коэффициентом надёжности для деревянных конструкций  $\gamma_f = 1,05$ .

В пункте 3.4 произведен расчет плит покрытия и определена нагрузка, которой нагружаем прогоны-фермы в программном комплексе.

$$q = 3.07 \text{ кН}$$

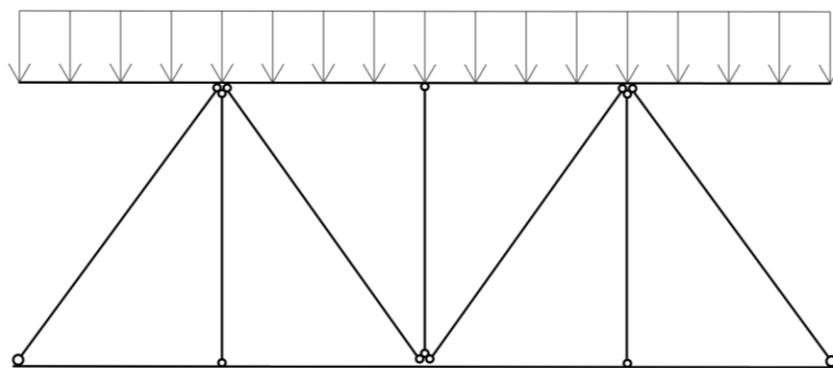


Рисунок 3.2 – Распределенная нагрузка на прогоны-фермы

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

ДП 08.05.01 ПЗ

### 3.3.2 Снеговая нагрузка

Снеговая нагрузка оказывает влияние на несущие конструкции покрытия здания. Расчет значение снеговой нагрузки на покрытия здания выполняется согласно алгоритму, прописанному в п.10 СП 20.13330.2016 [1].

Нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия определяем по формуле

$$S_0 = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g, \quad (3.1)$$

где  $c_e$  - коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов;

$c_t$  - термический коэффициент;

$\mu$  - коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие;

$S_g$  - нормативное значение веса снегового покрова на 1 м<sup>2</sup> горизонтальной поверхности земли.

Нормативное значение веса снегового покрова  $S_g$  на 1 м<sup>2</sup> горизонтальной поверхности земли принимается в зависимости от снегового района для территории Российской Федерации по данным таблицы 3.1.

Таблица 3.1 – Снеговые районы

Снеговые районы	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
$S_g$ , кПа	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0

Для г. Санкт-Петербург значение веса снегового покрова  $S_g$  принимаем равным 1,5 кПа, так как площадка строительства находится в III снеговом районе.

Коэффициент перехода  $\mu$  для зданий со сводчатыми и близкими к ним по очертанию покрытиями (рисунок 3.3) принимается по формуле

$$\mu_1 = \cos(1,5\alpha); \quad (3.2)$$

$$\mu_2 = 2 \sin(3\alpha), \quad (3.3)$$

где  $\alpha$  – уклон покрытия, град; при этом значения  $\mu_1$  вычисляются в каждой точке покрытия; значения  $\mu_2$  — в точках с уклоном  $\alpha = 30^\circ, 60^\circ$  и в крайнем сечении покрытия (точки А, В и С на рисунке 3.3). Промежуточные значения  $\mu_2$  определяются линейной интерполяцией.

После вычисления значений  $\mu_1$  и  $\mu_2$  заносим их в таблицу 3.2.

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист 28
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата		
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата		

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
------	------	----------	-------	------

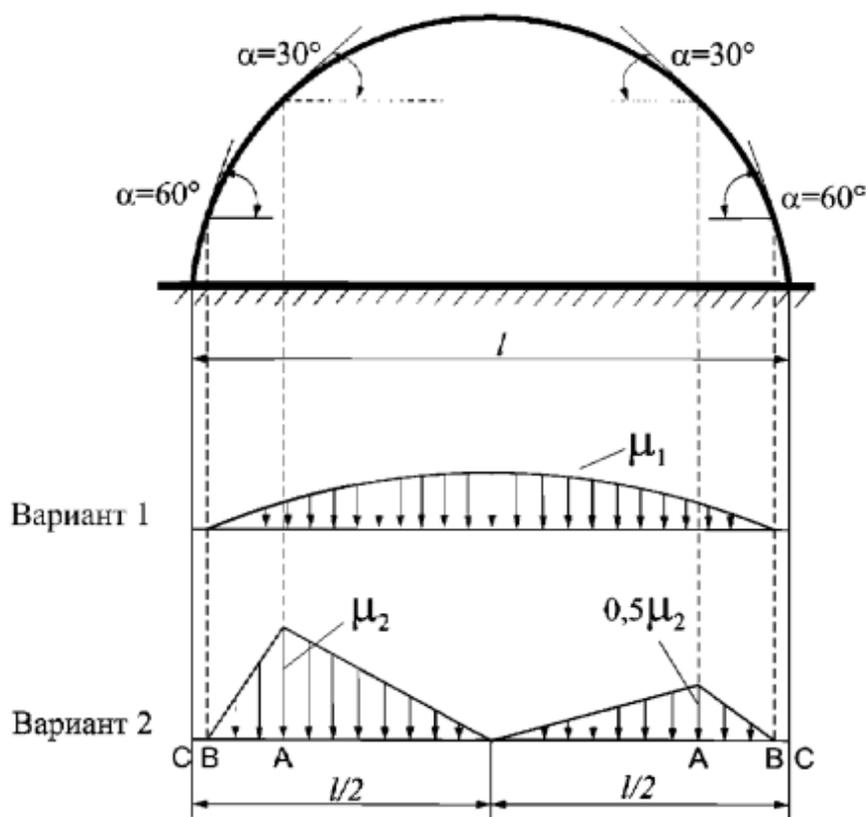


Рисунок 3.3 – Схема распределения коэффициента  $\mu_1$  и  $\mu_2$

Таблица 3.2 - Коэффициенты перехода  $\mu_1$  и  $\mu_2$

№	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
h, м	6,00	7,97	9,89	11,76	13,55	15,28	16,92	18,49	19,96	21,35	22,65	23,87
$\mu_1$	0,209	0,259	0,334	0,383	0,431	0,500	0,545	0,588	0,650	0,689	0,726	0,777
$\mu_2$	0,408	0,501	0,630	0,708	0,778	0,867	0,914	0,951	0,988	0,999	0,999	0,978
$0,5\mu_2$	0,204	0,251	0,315	0,354	0,389	0,433	0,457	0,476	0,494	0,499	0,499	0,489

№	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
h, м	24,99	26,03	26,97	27,81	28,55	29,19	29,79	30,19	30,55	30,79	30,95	31,00
$\mu_1$	0,809	0,839	0,866	0,903	0,924	0,943	0,966	0,978	0,988	0,997	1,000	1,000
$\mu_2$	0,951	0,913	0,866	0,777	0,707	0,629	0,500	0,407	0,309	0,156	0,052	0,000
$0,5\mu_2$	0,475	0,457	0,433	0,388	0,353	0,315	0,250	0,203	0,154	0,078	0,026	0,000

Значения  $0,5\mu_2$  в таблице 3.2 рассчитаны для II варианта загрузки снеговой нагрузки и на вторую половину арки.

Коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий  $s_e$ , при типе местности С принимается равным 1.

Термический коэффициент  $s_t$  равен 1.

Нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия определяем по формуле 3.1. Значения для каждой из точек заносятся в таблицу 3.3 для I варианта загрузки и таблицу 3.4 для II варианта загрузки.

Изм. Лист № докум. Подп. Дата

Коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f$  для снеговой нагрузки следует принимать равным 1,4.

Расчетное значения снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия определяется по формуле 3.4 и также заносится в таблицу 3.3 и 3.4.

$$S = S_0 \cdot \gamma_f \quad (3.4)$$

Таблица 3.3 – Значение снеговой нагрузки (I вариант)

№	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
$S_0$ , кН/м <sup>2</sup>	0,313	0,389	0,502	0,575	0,647	0,751	0,818	0,882	0,975	1,033	1,088	1,166
$S$ , кН/м <sup>2</sup>	0,438	0,545	0,702	0,805	0,905	1,051	1,145	1,235	1,365	1,446	1,524	1,632
$5S$ , кН/м	2,190	2,724	3,511	4,024	4,526	5,255	5,723	6,176	6,823	7,231	7,619	8,162

№	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
$S_0$ , кН/м <sup>2</sup>	1,214	1,258	1,299	1,354	1,386	1,414	1,449	1,467	1,482	1,495	1,499	1,500
$S$ , кН/м <sup>2</sup>	1,699	1,762	1,819	1,896	1,940	1,980	2,029	2,054	2,074	2,094	2,099	2,100
$5S$ , кН/м	8,497	8,808	9,095	9,478	9,702	9,898	10,14	10,27	10,37	10,47	10,49	10,50

Таблица 3.4 – Значение снеговой нагрузки (II вариант)

№	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
$S_0$ , кН/м <sup>2</sup>	0,612	0,752	0,945	1,062	1,167	1,300	1,371	1,427	1,482	1,498	1,498	1,467
$0,5 S_0$ , кН/м <sup>2</sup>	0,306	0,376	0,473	0,531	0,583	0,650	0,685	0,714	0,741	0,749	0,749	0,734
$S$ , кН/м <sup>2</sup>	0,857	1,052	1,324	1,487	1,634	1,820	1,919	1,998	2,074	2,097	2,097	2,054
$5S$ , кН/м	4,284	5,262	6,618	7,433	8,168	9,099	9,597	9,989	10,37	10,48	10,49	10,27
$0,5 S$ , кН/м <sup>2</sup>	0,428	0,526	0,662	0,743	0,817	0,910	0,960	0,999	1,037	1,049	1,049	1,027
$2,5 S$ , кН/м	2,142	2,631	3,309	3,717	4,084	4,549	4,798	4,995	5,186	5,243	5,243	5,135

№	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
$S_0$ , кН/м <sup>2</sup>	1,426	1,370	1,299	1,165	1,060	0,944	0,750	0,610	0,463	0,235	0,078	0,000
$0,5 S_0$ , кН/м <sup>2</sup>	0,713	0,685	0,649	0,583	0,530	0,472	0,375	0,305	0,232	0,117	0,039	0,000
$S$ , кН/м <sup>2</sup>	1,997	1,918	1,818	1,631	1,484	1,321	1,050	0,854	0,649	0,328	0,110	0,000
$5S$ , кН/м	9,984	9,590	9,090	8,157	7,422	6,605	5,248	4,269	3,243	1,642	0,549	0,000
$0,5 S$ , кН/м <sup>2</sup>	0,998	0,959	0,909	0,816	0,742	0,661	0,525	0,427	0,324	0,164	0,055	0,000
$2,5 S$ , кН/м	4,992	4,795	4,545	4,079	3,711	3,303	2,624	2,134	1,622	0,821	0,275	0,000

Изм. № по полл. Подп. и дата  
Взам. Инв. № Инв. № дубл. Подп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
------	------	----------	-------	------

Снеговая нагрузка прикладывается на прогоны-фермы.

На рисунках 3.4 и 3.5 показана снеговая нагрузка на конструкцию покрытия в зависимости от I или II варианта загрузки.

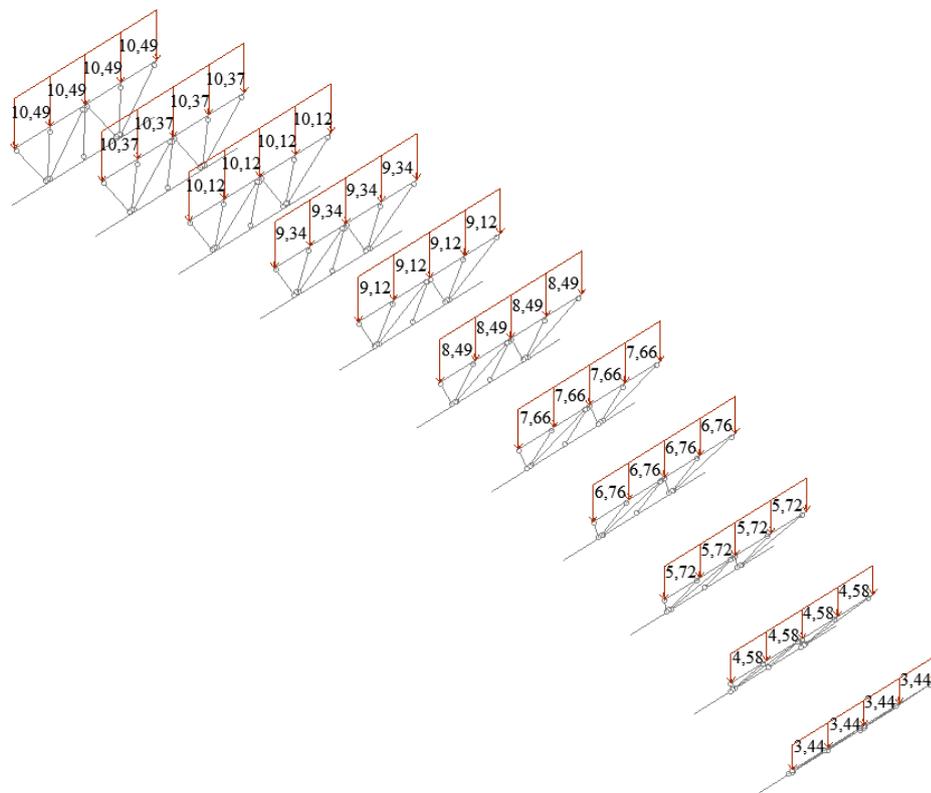


Рисунок 3.4 - Снеговая нагрузка (I вариант)

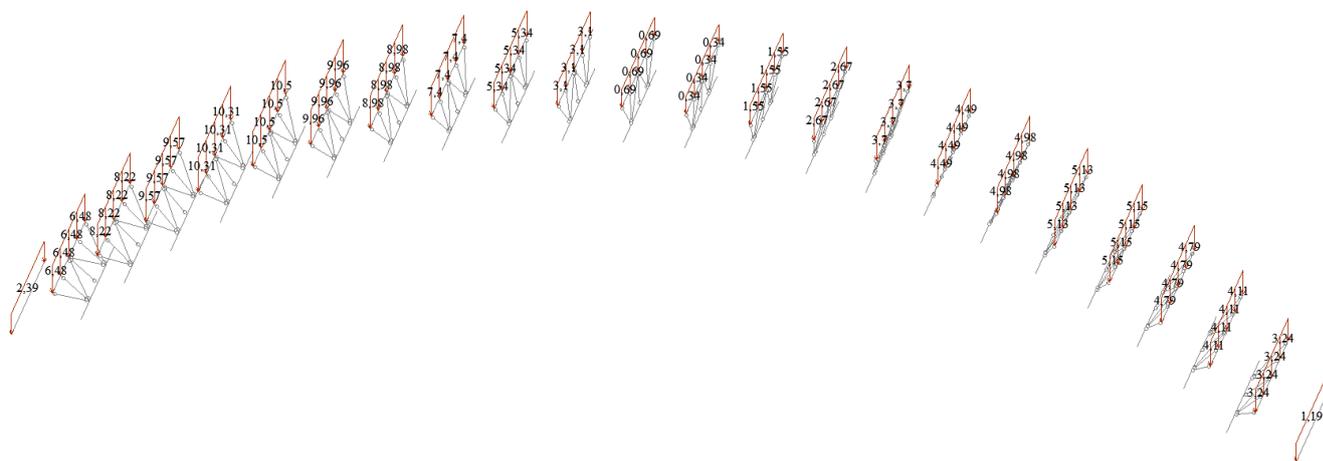


Рисунок 3.5 - Снеговая нагрузка (II вариант)

### 3.3.3 Ветровая нагрузка

Действие ветра на здание проявляется в виде нагрузки, величина которой зависит от скорости ветра и его порывистости, а также от частоты первой и

Инв. № подл.	Подп. и дата
	Взам. Инв. № Инв. № дубл.

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
------	------	----------	-------	------

ДП 08.05.01 ПЗ

второй форм собственных колебаний. Расчет от силы давления ветра ведется на основании п.11 [1].

Нормативное значение основной ветровой нагрузки  $w$  определяем как сумму средней  $w_m$  и пульсационной  $w_g$  составляющих

$$w = w_m + w_g. \quad (3.5)$$

Нормативное значение средней составляющей основной ветровой нагрузки  $w_m$  в зависимости от эквивалентной высоты  $z_e$  над поверхностью земли вычисляем по формуле

$$w_m = w_0 \cdot k(z_e) \cdot c, \quad (3.6)$$

где  $w_0$  – нормативное значение ветрового давления;

$k(z_e)$  – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления для высоты  $z_e$ ;

$c$  – аэродинамический коэффициент.

Нормативное значение ветрового давления  $w_0$  принимаем в зависимости от ветрового района по таблице 3.5.

Таблица 3.5 – Нормативное значение ветрового давления

Ветровые районы	Ia	I	II	III	IV	V	VI	VII
$w_0$ , кПа	0,17	0,23	0,30	0,38	0,48	0,60	0,73	0,85

Ветровой район г. Санкт-Петербурга – 2. Нормативное значение ветрового давления  $w_0$  составляет 0,23 кПа.

Эквивалентная высота определяется следующим образом.

Для зданий при  $h \leq d$ :  $\rightarrow z_e = h = 6$  м.

Здесь  $z$  – высота от поверхности земли;

$d$  – размер здания в направлении, перпендикулярном расчетному направлению ветра;

$h$  – высота здания.

Коэффициент  $k(z_e)$  для высот  $z_e < 300$  м определяем по таблице 3.6 при помощи линейной интерполяции в зависимости от типа местности или по формуле

$$k(z_e) = k_{10} \cdot (z_e/10)^{2\alpha}, \quad (3.7)$$

Изн. № полл.	Изн. № докум.	Взам. Изн. №	Изн. № дубл.	Подп. и дата

где  $k_{10}$  и  $\alpha$  – параметры зависящие от типа местности и равные, соответственно, 0,65 и 0,2.

Так как проектируемый объект находится в черте города, то выбираем тип местности С – городские районы с плотной застройкой зданиями высотой более 25 м.

Таблица 3.6 – Коэффициент  $k(z_e)$

Высота $z_e$ , м	Коэффициент $k$ для типов местности		
	А	В	С
$\leq 5$	0,75	0,5	0,4
10	1,0	0,65	0,4
20	1,25	0,85	0,55
40	1,5	1,1	0,8
60	1,7	1,3	1,0
80	1,85	1,45	1,15
100	2,0	1,6	1,25
150	2,25	1,9	1,55
200	2,45	2,1	1,8
250	2,65	2,3	2,0
300	2,75	2,5	2,2

Коэффициент  $k(z_e = 6 \text{ м})$  равен 0,4.

Для наветренных «D», подветренных «E» и различных участков боковых стен (рисунок 3.6) аэродинамические коэффициенты  $c_e$  равны 0,8 и -0,5, соответственно.

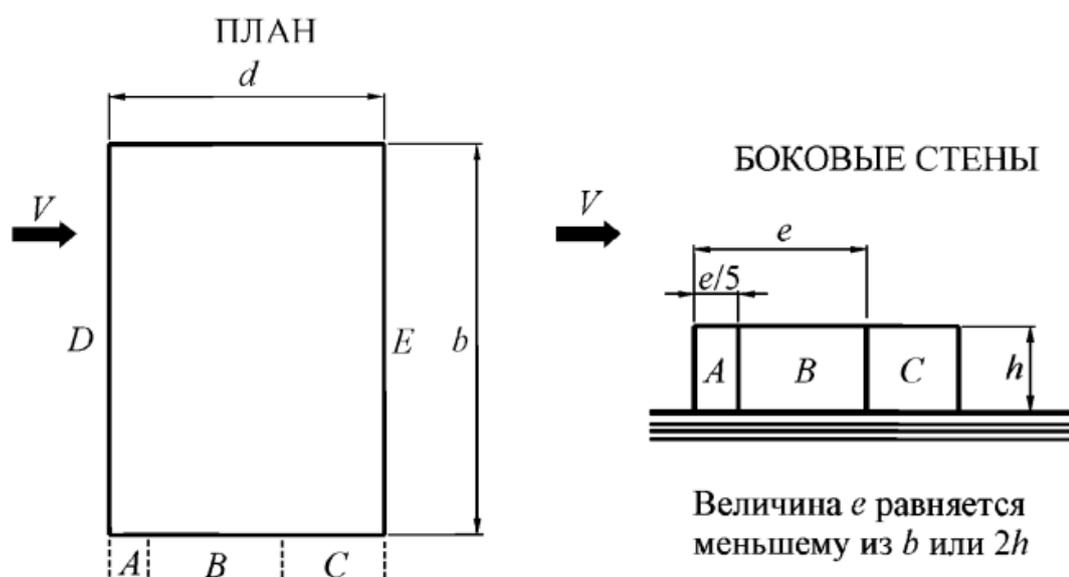


Рисунок 3.6 – Схема для определения аэродинамического коэффициента

Инов. № полл.	Полп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Полп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

Величина  $e = 12 \text{ м} \rightarrow$  участок «А» - 2,4 м ( $c_e = 1,0$ ); участок «В» - 9,6 м ( $c_e = -0,8$ ); участок «С» - 88 м ( $c_e = -0,5$ ).

Основная нормативная ветровая нагрузка по формуле 5 для участков:

- участок «А»:  $w_{mA} = 0,23 \cdot 0,4 \cdot 1,0 = 0,092 \text{ кН/м}^2$ ;
- участок «В»:  $w_{mB} = 0,23 \cdot 0,4 \cdot -0,8 = -0,0736 \text{ кН/м}^2$ ;
- участок «С»:  $w_{mC} = 0,23 \cdot 0,4 \cdot -0,5 = -0,046 \text{ кН/м}^2$ ;
- участок «D»:  $w_{mD} = 0,23 \cdot 0,4 \cdot 0,8 = 0,0736 \text{ кН/м}^2$ ;
- участок «E»:  $w_{mE} = 0,23 \cdot 0,4 \cdot -0,5 = -0,046 \text{ кН/м}^2$ .

Основная расчетная ветровая нагрузка по формуле 7 для участков:

- участок «А»:  $w_{mA} = 0,092 \cdot 1,4 = 0,123 \text{ кН/м}^2$ ;
- участок «В»:  $w_{mB} = -0,0736 \cdot 1,4 = -0,103 \text{ кН/м}^2$ ;
- участок «С»:  $w_{mC} = -0,046 \cdot 1,4 = -0,0644 \text{ кН/м}^2$ ;
- участок «D»:  $w_{mD} = 0,0736 \cdot 1,4 = 0,103 \text{ кН/м}^2$ ;
- участок «E»:  $w_{mE} = -0,046 \cdot 1,4 = -0,0644 \text{ кН/м}^2$ .

Нагрузка в ПК SCAD задаётся как равномерно распределенная на несущие колонны и колонны фахверка.

Аэродинамические коэффициенты  $c_e$  для покрытий близким по очертанию к сводчатым определяем по В.1.3 [1].

При  $h_1 = 0$  коэффициент  $c_{e1}$  и  $c_{e2}$  по рисунку В.5 СП [18], а коэффициент  $c_{e3}$  имеет значение  $-0,4$ . Значение коэффициентов занесем в таблицу 3.7.

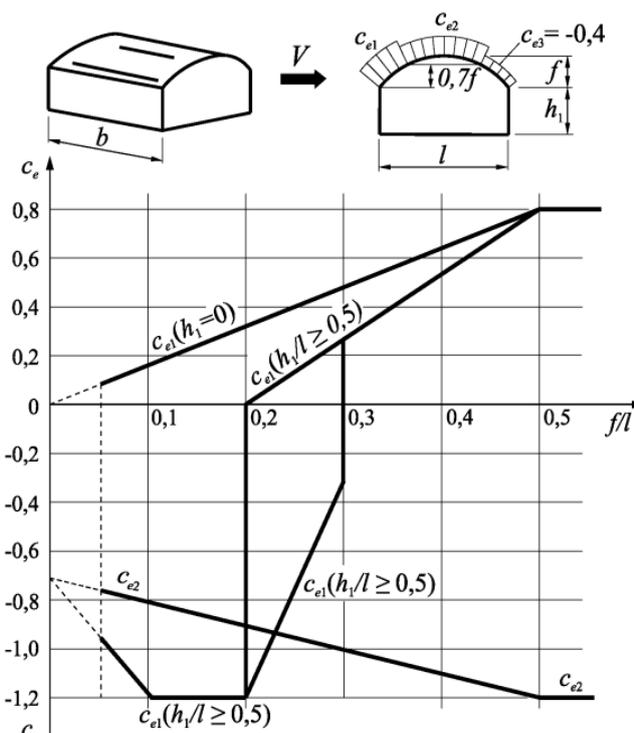


Рисунок 3.7 - Схема для определения аэродинамического коэффициента здания со сводчатыми и близкими к ним по очертанию покрытиям

Инв. № подл.	Пош. и дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Пош. и дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист

Таблица 3.7 - Аэродинамические коэффициенты  $c_e$

№	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
h, м	6,00	7,97	9,89	11,76	13,55	15,28	16,92	18,49	19,96	21,35	22,65	23,87
f/l	0,060	0,080	0,099	0,118	0,136	0,153	0,169	0,185	0,200	0,213	0,227	0,239
$C_e$	$C_{e1}$						$C_{e2}$					
	0,12	0,159	0,198	0,235	0,271	0,306	0,338	-0,88	-0,89	-0,91	-0,92	-0,93

№	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
h, м	24,99	26,03	26,97	27,81	28,55	29,19	29,79	30,19	30,55	30,79	30,95	31,00
f/l	0,250	0,260	0,270	0,278	0,286	0,292	0,297	0,302	0,305	0,308	0,309	0,310
$C_e$	$C_{e2}$											
	-0,95	-0,96	-0,96	-0,97	-0,98	-0,99	-0,99	-1,00	-1,01	-1,01	-1,01	-1,01

№	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36
h, м	30,95	30,79	30,55	30,19	29,79	29,19	28,55	27,81	26,97	26,03	24,99	23,87
f/l	0,309	0,308	0,305	0,302	0,297	0,292	0,286	0,278	0,270	0,260	0,250	0,239
$C_e$	$C_{e2}$											
	-1,01	-1,01	-1,01	-1,01	-0,99	-0,99	-0,98	-0,97	-0,96	-0,96	-0,95	-0,93

№	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47
h, м	22,65	21,35	19,96	18,49	16,92	15,28	13,55	11,76	9,89	7,97	6,00
f/l	0,227	0,213	0,200	0,185	0,169	0,153	0,136	0,118	0,099	0,080	0,060
$C_e$	$C_{e2}$					$C_{e3}$					
	-0,92	-0,9	-0,89	-0,88	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4

Коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f$  для основной и пиковой ветровых нагрузок принимаемым равным 1,4.

Расчетное значение основной ветровой нагрузки  $w_{p,m}$  определяем по формуле 3.8 и заносим получившиеся значения в таблицу 3.8.

$$w_{p,m} = w_m \cdot \gamma_f \quad (3.8)$$

Таблица 3.8 – Основная ветровая нагрузка

№	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
$w_m, \text{кН/м}^2$	0,017	0,022	0,028	0,033	0,038	0,043	0,048	-0,125	-0,127	-0,129	-0,131	-0,132
$w_{p,m}, \text{кН/м}^2$	0,024	0,031	0,039	0,046	0,053	0,060	0,067	-0,175	-0,177	-0,180	-0,183	-0,185
$12 w_{p,m}, \text{кН/м}$	0,284	0,377	0,469	0,557	0,642	0,723	0,801	-2,094	-2,129	-2,162	-2,193	-2,222

№	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
$w_m, \text{кН/м}^2$	-0,134	-0,135	-0,137	-0,138	-0,139	-0,140	-0,141	-0,141	-0,142	-0,142	-0,142	-0,142
$w_{p,m}, \text{кН/м}^2$	-0,187	-0,189	-0,191	-0,193	-0,194	-0,196	-0,197	-0,198	-0,199	-0,199	-0,199	-0,199
$12 w_{p,m}, \text{кН/м}$	-2,248	-2,273	-2,295	-2,315	-2,332	-2,348	-2,361	-2,371	-2,380	-2,386	-2,389	-2,390

Инв. № подл. | Подп. и дата | Взам. Инв. № | Инв. № дубл. | Подп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
------	------	----------	-------	------

$w_m$  при  $c_{e3}$  равен  $-0,056 \text{ кН/м}^2$ ,  $w_{p.m} = -0,079 \text{ кН/м}^2$ ,  $w_{p.m} \times 12 = -0,947 \text{ кН/м}$ .

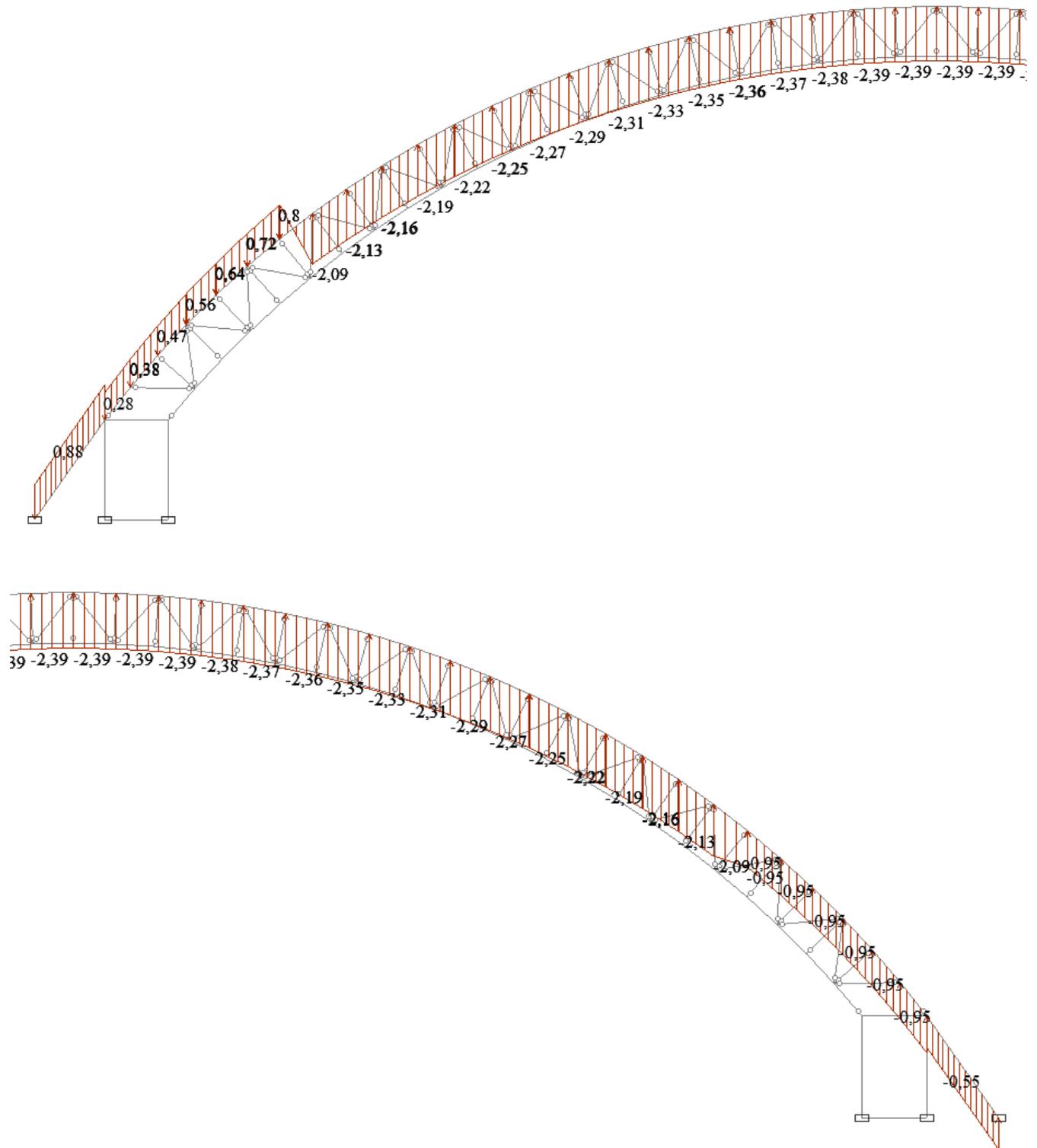


Рисунок 3.8 - Основная ветровая нагрузка на покрытие

*Пульсационная составляющая* задается в ПК SCAD в виде динамической нагрузки рисунок 3.9 и 3.10.

Инв. № подл.	Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Полп. и дата	Полп. и дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
											36

Общие данные Пульсационная составляющая ветровой нагрузки (СП 20.13330.2011, СП 20.13330.2016)

Вид воздействия

Сейсмические воздействия

Ветровые воздействия

Прочие воздействия

Прямое интегрирование

Нормативная нагрузка

Преобразовывать массы из расчетных в нормативные

Значения параметров взять из загрузки

Имя загрузки: Пульсационная ветровая нагрузка

Преобразование статических нагрузок в массы

Номер и имя присоединяемого статического нагружения: 3 Снеговая нагрузка. Вариант II

Кэф. пересчета: 1

+ Записать

Загружение	Кэфф ициент
1 Постоянная нагрузка. Вес по	1
2 Снеговая нагрузка. Вариант	1
3 Снеговая нагрузка. Вариант	1
4 Собственный вес конструкци	1

X Удалить

Страна	Шифр	Наименование	
	Россия	СНиП 2.01.07-85*	Нагрузки и воздействия
	Россия	МГСН 4.19-05	Многофункциональные высотные здания и комплексы
	Россия	СП 20.13330	Нагрузки и воздействия (Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*)

Рисунок 3.9 – Пульсационная ветровая нагрузка в ПК SCAD. Общие данные

Общие данные Пульсационная составляющая ветровой нагрузки (СП 20.13330.2011, СП 20.13330.2016)

Число учитываемых форм собственных колебаний: 3

Ветровое статическое нагружение: 5 Ветровая нагрузка

Координата нижнего узла расчетной схемы, на который воздействует ветер: 0

Поправочный коэффициент: 1

Ширина здания по фронту обдуваемой поверхности: 120

Длина здания вдоль действия ветра: 100

Параметры (СП 20.13330.2011, СП 20.13330.2016)

Ветровой район (см. табл. 11.1): Район 2

Тип местности (см. пункт 11.1.6): Тип С

Тип сооружения (см. пп. 11.1.4, 11.1.8): Любой тип здания

Логарифмический декремент (см. пункт 11.1.10): Смешанные сооружения

Направление ветра:  Вдоль оси X  Вдоль оси Y

В плоскости XoY

Направление по X: 0

Направление по Y: 0

Рисунок 3.10 - Пульсационная ветровая нагрузка в ПК SCAD. Параметры

Инва. № подл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
------	------	----------	-------	------

### 3.4 Статический расчет

Расчет конструкций выполнен по предельным состояниям первой и второй групп с учетом неблагоприятных сочетаний нагрузок или соответствующих им усилий.

Эти сочетания установлены из анализа реальных вариантов одновременного действия различных нагрузок для рассматриваемой стадии работы конструкции или основания.

Программный комплекс использует расчетные сочетания усилий для выбора наиболее неблагоприятных из них, перебирая возможные варианты сочетания усилий.

Параметры задания комбинации загружений и РСУ показаны на рисунках 3.11 и 3.12, соответственно.

Учесть коэффициент надежности
  Учесть долю длительности

	Загружения/Комбинации	Коэффициент
1	Постоянная нагрузка. Вес покрытия	1
2	Снеговая нагрузка. Вариант I	0,9
3	Снеговая нагрузка. Вариант II	0
4	Собственный вес конструкций	1
5	Ветровая нагрузка	0
6	Пулсационная ветровая нагрузка	0

Запись комбинации

Удаление комбинации

Новая комбинация

Загрузить из файла

Сохранить в файл

Отчет

Комбинации загружений

	Комбинации загружений	Название
1	L1+0.9*L2+L4	I комбинация
2	L1+0.9*L3+L4	II комбинация
3	L1+0.7*L2+L4+0.9*L6	III комбинация
4	L1+0.7*L3+L4+0.9*L6	IV комбинация

Рисунок 3.11 – Параметры задания комбинации загружений

Активное загружение	Активное загружение в РСР	Наименование	Тип загружения	Вид нагрузки	Знакопременные	Участуют в групповых операциях	Коеф. надежности	Доля длительности
1	☑	Постоянная нагрузка	Постоянные на	Вес бетонных (	☐	☐	1,1	1
2	☑	Снеговая нагрузка	Кратковремен	Полные снегов	☐	☐	1,4	0,7
3	☑	Снеговая нагрузка	Кратковремен	Полные снегов	☐	☑	1,4	0,7
4	☑	Собственный вес	Постоянные на	Вес бетонных (	☐	☐	1,1	1
5	☐	Ветровая нагрузка	Кратковремен	Ветровые нагр	☐	☐	1,4	0
6	☑	Пулсационная ве	Кратковремен	Ветровые нагр	☐	☐	1,4	0

Рисунок 3.12 – Параметры задания РСУ

Вертикальные перемещения здания показаны на рисунке 3.13.

Согласно результатам расчета, максимальная величина вертикальных перемещений элементов составляет 237 мм, что удовлетворяет требованиям [1], то есть меньше 330 мм, составляющим 1/300 пролета.

Изм. Лист № докум. Подп. Дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

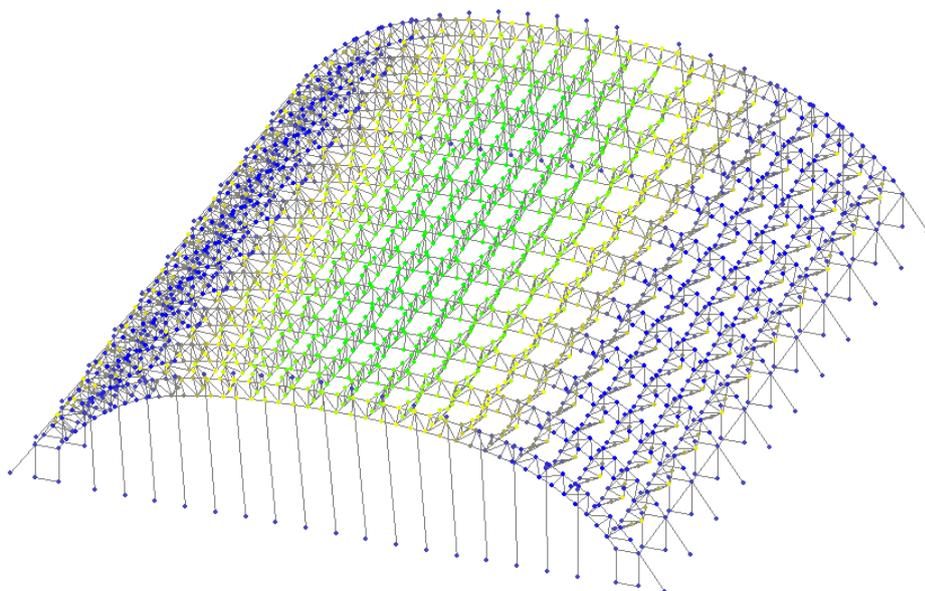


Рисунок 3.13 – Вертикальные перемещения здания

### 3.5 Конструирование и расчет плиты покрытия

#### 3.5.1 Теплотехнический расчет плиты покрытия с фанерными обшивками

Теплотехнический расчет плиты покрытия выполняется в соответствии со СП 50.13330.2012 [7].

1) Требуемое сопротивление теплопередаче  $R_0^{тр}$ , Вт/(м<sup>2</sup> · °С), ограждающих конструкций определяется по формуле

$$R_0^{тр} = \frac{n(t_b - t_n)}{\Delta t^n \cdot \alpha_b}, \quad (3.9)$$

где  $n$  – коэффициент, принимаемый в зависимости от положения наружной поверхности ограждающих конструкций по отношению к наружному воздуху. Для покрытий с кровлей из рулонных материалов  $n$  равен 0,9;

$t_b$  – температура внутреннего воздуха равная +16°С;

$t_n$  – температура воздуха наиболее холодной пятидневки с обеспеченностью 0,92, равная - 24°С;

$\Delta t^n$  – нормативный температурный перепад между температурой внутреннего воздуха и температурой внутренней поверхности ограждающей конструкции, равный 4,0;

$\alpha_b$  – коэффициент теплоотдачи (для зимних условий) наружной поверхности ограждающей конструкции, Вт/(м<sup>2</sup> · °С), принимается равным 8,7.

Изн. № подл.	Попп. и дага	Взам. Изн. №	Изн. №	Изн. № дубл.	Попп. и дага	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
							39
Изн.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата			

$$R_0^{\text{тр}} = \frac{0,9 \cdot [16 - (-24)]}{4,0 \cdot 8,7} = 1,035 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{°С}).$$

2) Сопротивление теплопередаче по условиям энергосбережения  $R_0^{\text{ЭН}}$  принимается в зависимости от величины градусо-суток отопительного периода (ГСОП):

$$\text{ГСОП} = (t_{\text{в}} - t_{\text{от.пер.}}) \cdot Z_{\text{от.пер.}}, \quad (3.10)$$

где  $t_{\text{в}}$  – то же, что в формуле 3.9;

$Z_{\text{от.пер.}}$  – продолжительность периода со среднесуточной температурой ниже  $8^{\circ}\text{С}$  равная 211 суток;

$t_{\text{от.пер.}}$  – среднегодовая температура со среднесуточной температурой ниже  $8^{\circ}\text{С}$  равная  $-1,2^{\circ}\text{С}$ .

$$\text{ГСОП} = (16 - (-1,2)) \cdot 211 = 3629,2.$$

Интерполяцией определяем:  $R_0^{\text{ЭН}} = 3,53 \text{ (м}^2 \cdot \text{°С)}/\text{Вт}$ . Далее в расчетах будем принимать  $R_0^{\text{расч}}$  как максимальное из  $R_0^{\text{тр}}$  и  $R_0^{\text{ЭН}}$ .

3) Определение толщины утепляемого слоя.

По формуле 3.11 находим термическое сопротивление утеплителя  $R_{\text{ут.}}$ , ( $\text{м}^2 \cdot \text{°С)}/\text{Вт}$ :

$$R_{\text{ут.}} = \left( R_0^{\text{расч}} - \frac{1}{a_{\text{в}}} - \sum R_{\text{к-ут}} - \frac{1}{a_{\text{н}}} \right), \quad (3.11)$$

где  $R_{\text{к-ут}}$  – суммарное термическое сопротивление всех конструктивных слоев (всех слоев, кроме утеплителя),  $\text{Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{°С})$ , определяемое по формуле 3.12.

$$\sum R_{\text{к-ут}} = \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + R_{\text{в.п}} = \frac{0,03}{0,15} + \frac{0,01}{0,15} + 0,16 = 0,427 \text{ (м}^2 \cdot \text{°С)}/\text{Вт} \quad (3.12)$$

где  $\delta_1$  и  $\delta_3$  – толщины фанеры равные 30 мм [21] и 10 мм [21], соответственно, или 0,03 и 0,01 м;

$\lambda_1$  и  $\lambda_3$  – коэффициент теплопроводности клееной фанеры, равный  $0,15 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{°С})$ ;

$R_{\text{в.п}}$  – термическое сопротивление замкнутой воздушной прослойки, равное  $0,16 \text{ (м}^2 \cdot \text{°С)}/\text{Вт}$ .

Термическое сопротивление утеплителя (3.11):

Инов. № подл.	Подп. и дата
	Взам. Инв. №
Инов. № дубл.	Подп. и дата
	Инв. №

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
						40



### 3.5.2 Исходные данные для проектирования плиты покрытия

Номинальные размеры плиты в плане –  $l_n \times b_n = 5100 \times 1500$  мм.

Верхняя обшивка из бакелизированной фанеры (ФБС), сорт шпона II, толщина 30 мм.

Нижняя обшивки из фанеры марки ФСФ, толщиной 10 мм.

Продольные рёбра из сосновых досок 2-го сорта; поперечные – 3-го сорта [23].

Клей на основе резорцина и меламин с предварительным перемешиванием компонентов.

Утеплитель – плиты минераловатные теплоизоляционные толщиной 100 мм с  $\rho = 80$  кг/м<sup>3</sup> [22].

Пароизоляция – обмазочная битумная.

Для предотвращения атмосферного увлажнения панелей при транспортировке и хранении на верхнюю обшивку панели должен быть наклеен 1 слой пергамина.

Кровля – фальцевая, толщиной 0,7 мм, выполненная из оцинкованной стали с полимерным покрытием. Масса 1 м<sup>2</sup> равна 5,5 кг.

Расчётные сопротивления материалов плиты (см. табл. 3; 6 [23]).

Доски продольных рёбер (2-ой сорт): скалыванию вдоль волокон при изгибе неклееных элементов –  $R_{ск} = 1,6$  МПа, изгибу –  $R_{и} = 14$  МПа.

Доски поперечных рёбер (3-ой сорт): скалыванию вдоль волокон при изгибе неклееных элементов –  $R_{ск} = 1,6$  МПа, изгибу –  $R_{и} = 10$  МПа.

Фанера  $\delta = 30$  мм марки ФБС: сжатию вдоль волокон  $R_{ф.с.} = 28$  МПа, скалыванию вдоль волокон  $R_{ф.ск.} = 1,8$  МПа, изгибу поперёк волокон  $R_{ф.и.} = 33$  МПа.

Фанера марки ФСФ  $\delta = 10$  мм: растяжению вдоль волокон  $R_{ф.р.} = 14$  МПа.

Расчётный модуль упругости древесины  $E_d = 1 \times 10^4$  МПа (вдоль волокон).

Расчётный модуль упругости фанеры  $E_f = 0,9 \times 10^4$  МПа (см. табл. 14 [23]).

### 3.5.3 Конструкция плиты покрытия

Каркас плиты состоит из четырёх продольных рёбер сечением  $135 \times 42$  мм (из досок  $150 \times 50$  мм до острожки) и пяти поперечных рёбер сечением  $135 \times 42$  мм (из досок  $150 \times 50$  мм до острожки). Верхняя обшивка из фанеры толщиной 30 мм; нижняя – 10 мм.

Ширина площадок опирания плиты на балки принята  $c = 60$  мм, поэтому расчётный пролёт плиты будет равен:

Ивн. № подл.	Подп. и дата	Взам. Ивн. №	Ивн. № дубл.	Подп. и дата	ДП 08.05.01 ПЗ				Лист
									42
									Изм. Лист № докум. Подп. Дата

$$l_p = l_n - c = 5100 - 60 = 5040 \text{ мм} = 5,04 \text{ м.} \quad (3.16)$$

где  $l_n$  – номинальная длина плиты, равная 5100 мм;

$c \geq 5,5$  см – ширина опорной части плиты, принятая равной 60 мм (см. п 8.7 [23]).

Размер опорной части плит покрытий должен быть не менее 5,5 см. Плиты покрытий следует прикреплять к несущей конструкции с каждой стороны соединениями, воспринимающими усилия сдвига и отрыва.

Поперечное (а) и расчётное (б) сечения плиты приведены на рисунке 3.14.

Расчётная ширина плиты определяется в зависимости от шага продольных ребер (а) и длины плиты -  $l_n$ .

В нашем случае  $5 \cdot a = 5 \cdot 0,4827 = 2,414 < l_n = 5,1$  м, следовательно  $b_{\text{расч.}} = 0,9 \cdot b_{\text{ф.в.}} = 0,9 \cdot 1,490 = 1,341$  м, где  $b_{\text{ф.в.}}$  – конструктивная ширина верхней фанерной обшивки.

Расчетное сечение плиты удобно представить в виде двутавра с шириной полок равной  $b_{\text{расч.}} = 1,341$  м и толщиной стенки (рёбер)  $4b_p = 0,168$  м, как показано на рисунке 3.14, б.

Плиты рассчитываются по геометрическим характеристикам приведённым к фанере обшивок, которые определяются по формуле:

$$S_{\text{прив.}} = S_{\text{ф}} + S_{\text{др}} \cdot \frac{E_{\text{др}}}{E_{\text{ф}}}, \quad (3.17)$$

где  $S_{\text{прив.}}$  – приведённая к фанере обшивок геометрическая характеристика поперечного сечения плиты ( $F, S_x, I_x$ );

$S_{\text{ф}}$  – геометрическая характеристика фанерных обшивок по расчётным размерам;

$S_{\text{др}}$  – геометрическая характеристика элементов плиты из древесины (продольных рёбер);

$E_{\text{др}} = 1 \times 10^4$  Па – модуль упругости древесины вдоль волокон;

$E_{\text{ф}} = 0,9 \times 10^4$  Па – модуль упругости фанеры вдоль волокон;

$$n_{\text{пр}} = \frac{E_{\text{др}}}{E_{\text{ф}}} = \frac{1 \times 10^{10}}{0,9 \times 0,9^{10}} = 1,11 \text{ – коэффициент приведения.}$$

Для плиты все приведённые геометрические характеристики удобно определять приняв приведённую ширину ребра равную

Изн. № полл.	Подп. и дата
	Взам. Изн. №
Изн. №	Изн. № дубл.
	Подп. и дата
Изн. №	Изн. №
	Подп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист 43

$$b_{р.пр.} = n_{пр.} \cdot 4 \cdot b_p = 1,11 \cdot 4 \cdot 42 = 186,5 \text{ мм.} \quad (3.18)$$

где  $b_p$  – толщина ребра после острожки, мм.

### 3.5.4 Определение приведённых геометрических характеристик поперечного сечения плиты

Приведенная площадь сечения:

$$F_{пр} = b_{расч.} \cdot (\delta_{ф.в} + \delta_{ф.н}) + b_{р.пр.} \cdot h_p; \quad (3.19)$$

$$F_{пр} = 1,341 \cdot (0,03 + 0,01) + 0,1865 \cdot 0,135 = 0,0792 \text{ м}^2 = 7,92 \cdot 10^{-2} \text{ м}^2,$$

где  $b_{р.пр.}$  – то же, что и в формуле (3.18);

$h_p$  – высота ребра после острожки, равная 135 мм;

$b_{расч.}$  – расчетная ширина плиты, равная 1,341 м;

$\delta_{ф.в}$  – толщина верхней фанеры, равная 30 мм;

$\delta_{ф.н}$  – толщина нижней фанеры, равная 10 мм.

Приведенный статический момент сечения относительно нижней плоскости ПЛИТЫ:

$$S_{пр} = b_{расч.} \cdot \left[ \frac{\delta_{ф.н}^2}{2} + \delta_{ф.в} \cdot \left( \delta_{ф.н} + h_p + \frac{\delta_{ф.н}}{2} \right) \right] + b_{р.пр.} \cdot \left( \delta_{ф.н} + \frac{h_p}{2} \right) \cdot h_p; \quad (3.20)$$

$$S_{пр} = 1,341 \cdot \left[ \frac{0,01^2}{2} + 0,03 \cdot \left( 0,01 + 0,135 + \frac{0,01}{2} \right) \right] + 0,1865 \cdot \left( 0,01 + \frac{0,135}{2} \right) \cdot 0,135 = 8,1 \times 10^{-3} \text{ м}^3,$$

где  $\delta_{ф.в}$  – то же, что и в формуле (3.19);

$\delta_{ф.н}$  – то же, что и в формуле (3.19);

$b_{расч.}$  – то же, что и в формуле (3.20);

$b_{р.пр.}$  – то же, что и в формуле (3.20);

$h_p$  – то же, что и в формуле (3.20).

Координата центра тяжести сечения плиты относительно нижней плоскости:

$$y_0 = \frac{S_{пр}}{F_{пр}} = \frac{8,10 \cdot 10^{-3}}{7,92 \cdot 10^{-2}} = 0,102 \text{ м;} \quad (3.21)$$

Ив. № полл.	Полп. и дата	Взам. Ив. №	Ив. № дубл.	Полп. и дата	ДП 08.05.01 ПЗ				Лист
									44
									Изм. Лист № докум. Подп. Дата



Нижней обшивки:

$$F_{\phi.н} = b_{расч.} \cdot \delta_{\phi.н} = 1,341 \cdot 0,01 = 0,0134 = 134,1 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2;$$

$$y_{\phi.н} = y_0 - \frac{\delta_{\phi.н}}{2} = 0,102 - \frac{0,01}{2} = 0,097 \text{ м.}$$

Продольных ребер:

$$F_{р.пр.} = b_{р.пр.} \cdot h_p = 0,1865 \cdot 0,135 = 0,0252 = 252 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2;$$

$$y_p = y_0 - \frac{h_p}{2} - \delta_{\phi.н} = 0,102 - \frac{0,135}{2} - 0,0065 = 0,0345 \text{ м.}$$

Приведённые собственные моменты инерции элементов поперечного сечения плиты.

Верхней обшивки:

$$I_{\phi.в} = \frac{b_{расч.} \cdot \delta_{\phi.в}^3}{12} = \frac{1,341 \cdot 0,03^3}{12} = 301,7 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4. \quad (3.25)$$

Нижней обшивки:

$$I_{\phi.н} = \frac{b_{расч.} \cdot \delta_{\phi.н}^3}{12} = \frac{1,341 \cdot 0,01^3}{12} = 11,2 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4.$$

Продольных ребер:

$$I_{р.пр.} = \frac{b_{р.пр.} \cdot h_p^3}{12} = \frac{0,1865 \cdot 0,135^3}{12} = 2,71 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4.$$

Приведенный момент инерции сечения плиты:

$$I_{пр.} = I_{\phi.в} + I_{\phi.н} + I_{р.пр.} + F_{\phi.в} \cdot y_{\phi.в}^2 + F_{\phi.н} \cdot y_{\phi.н}^2 + F_{р.пр.} \cdot y_{р.пр.}^2; \quad (3.26)$$

$$I_{пр.} = 301,7 \cdot 10^{-8} + 11,2 \cdot 10^{-8} + 2,71 \cdot 10^{-4} + (134,1 \cdot 10^{-4} \cdot 0,097^2) + (402,3 \cdot 10^{-4} \cdot 0,058^2) + (252 \cdot 10^{-4} \cdot 0,0345^2) = 2,95 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4.$$

Приведённый момент сопротивления сечения для нижней обшивки плиты:

$$W_{х.пр.}^н = \frac{I_{пр.}}{y_0} = \frac{2,95 \cdot 10^{-4}}{0,102} = 2,89 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3. \quad (3.27)$$

Изн. № подл.	Изн. №	Изн. №	Изн. №	Изн. №	Изн. №
Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. №	Инв. №	Инв. №	Инв. №
Подп. и дата	Инв. №	Инв. №	Инв. №	Инв. №	Инв. №
Подп. и дата	Инв. №	Инв. №	Инв. №	Инв. №	Инв. №

Приведённый момент сопротивления сечения для верхней обшивки плиты:

$$W_{x.пр.}^B = \frac{I_{пр.}}{h_n - y_0} = \frac{2,95 \cdot 10^{-4}}{0,175 - 0,102} = 4,04 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3. \quad (3.28)$$

Статический момент верхней обшивки относительно нейтральной оси:

$$S_{ф.в} = F_{ф.в} \cdot y_{ф.в} = 402,3 \cdot 10^{-4} \cdot 0,097 = 3,9 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3. \quad (3.29)$$

Приведённый статический момент верхней сдвигаемой части сечения плиты относительно нейтральной оси:

$$S_{x.пр.} = S_{ф.в} + b_{р.пр.} \cdot \frac{(h_n - y_0 - \delta_{ф.в})^2}{2}; \quad (3.30)$$

$$S_{x.пр.} = 3,9 \cdot 10^{-3} + 0,1865 \cdot \frac{(0,175 - 0,102 - 0,03)^2}{2} = 4,07 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3.$$

### 3.5.5 Подсчёт нагрузок на плиту

Нормативный вес конструкций или отдельных конструктивных элементов плиты приходящейся на единицу покрытия определяется по формулам:

$$g_{с.в.} = \frac{1}{b_n \cdot l_n} \cdot \bar{V} \cdot \rho \cdot g, \quad (3.31)$$

где  $b_n$  – ширина плиты, равная 1,5 м;

$l_n$  – длина плиты, равная 5 м;

$\bar{V}$  – объём конструктивного элемента или сумма объёмов однотипных элементов;

$\rho$  – плотность материала элемента;

$g = 9,81 \text{ м/сек}^2$  – ускорение свободного падения.

Инва. № полл.	Полп. и дата	Взам. Инв. №	Инва. №	Инва. № дубл.	Полп. и дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист				
							47				
							Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

Таблица 3.9 – Подсчет нагрузок на плиту покрытия

Конструктивные элементы и нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>
<b>Постоянные нагрузки</b>			
1. Фальцевая (оцинкованная сталь с полимерным покрытием) кровля, толщиной 0,7 мм. Весом на 1 м <sup>2</sup> равным 5,5 кг.	0,0540	1,3	0,0702
2. Плита покрытия			
2.1 Фанерные обшивки плиты $(\delta_{ф.в} + \delta_{ф.н}) \cdot \rho_{ф} \cdot g =$ $= (0,03 + 0,01) \cdot 700 \cdot 9,81 = 274,7 \text{ Па}$	0,2747	1,1	0,3022
2.2 Продольные ребра $\frac{1}{b_n \cdot l_n} \cdot b_p \cdot h_p \cdot l_p \cdot n_p \cdot p_d \cdot g =$ $\frac{1}{1,5 \cdot 5} \cdot 0,042 \cdot 0,135 \cdot 5 \cdot 4 \cdot 500 \cdot 9,81 = 74,2 \text{ Па}$	0,0742	1,1	0,0816
2.3 Поперечные ребра $\frac{1}{b_n \cdot l_n} \cdot b'_p \cdot h'_p \cdot l'_p \cdot n_{п.р} \cdot p_d \cdot g =$ $\frac{1}{1,5 \cdot 5} \cdot 0,042 \cdot 0,135 \cdot 0,441 \cdot 12 \cdot 500 \cdot 9,81 = 19 \text{ Па}$	0,0190	1,1	0,0209
2.4 Утеплитель – $\frac{1}{b_n \cdot l_n} \cdot 3 \cdot a \cdot (l_n - 5 \cdot b'_p) \cdot \delta_y \cdot \rho_y \cdot g =$ $\frac{1}{1,5 \cdot 5} \cdot 3 \cdot 0,441 \cdot (5 - 5 \cdot 0,042) \cdot 0,1 \cdot 80 \cdot 9,81 =$ 66,5 Па	0,0662	1,2	0,0794
2.5 Пароизоляция $\delta_{из.} \cdot \rho_{из.} \cdot g = 0,0015 \cdot 1300 \cdot 9,81 = 19,1 \text{ Па}$	0,0191	1,2	0,0229
2.6 Слой пергамина на битумной мастике	0,0300	1,2	0,0360
Нагрузка от плиты	0,4830		0,5430
Всего постоянная нагрузка единицу площади покрытия – g	0,5372		0,6132
<b>Временные нагрузки</b>			
1. Снеговая нагрузка на горизонтальную поверхность – S	1,500	1,4	2,100
Суммарная нагрузка	2,037		2,713
Линейная нагрузка на плиту – q, кН	3,056		4,070

### 3.5.6 Расчет плиты на прочность

Расчётные значения внутренних усилий в плите определяем как в простой балке двутаврового сечения с пролётом равным  $l_{расч.} = 5,04 \text{ м}$ , нагруженной линейной равномерно-распределённой нагрузкой  $q = 4,070 \text{ кН/м}$ .

$$M = \frac{q \cdot l_{расч.}^2}{8} = \frac{4,070 \cdot 5,04^2}{8} = 12,42 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad (3.32)$$

Изм. Лист № докум. Подп. Дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
------	------	----------	-------	------

ДП 08.05.01 ПЗ

Лист  
48

$$Q = \frac{q \cdot l_{\text{расч.}}}{2} = \frac{4,070 \cdot 5,04}{2} = 10,05 \text{ кН.} \quad (3.33)$$

Нижняя фанерная обшивка проверяется на растяжение с п. 6.26 [23]:

$$\frac{M}{W_{\text{х.пр.}}^{\text{H}}} = \frac{12420}{4,04 \cdot 10^{-3}} = 3,07 \cdot 10^6 \text{ Па} = 3,07 \text{ МПа} < m_{\phi} \cdot R_{\phi, \text{p}} = 0,6 \cdot 14 = 8,4 \text{ МПа.}$$

Верхняя сжатая фанерная обшивка проверяется на устойчивость в соответствии с п. 6.28 [23]:

$$\frac{M}{\varphi_{\phi} \cdot W_{\text{х.пр.}}^{\text{H}}} = \frac{12420}{0,52 \cdot 4,04 \cdot 10^{-3}} = 5,91 \cdot 10^6 \text{ Па} = 5,91 \text{ МПа} < R_{\phi, \text{c}} = 28 \text{ МПа} \quad (3.34)$$

Коэффициент  $\varphi_{\phi}$  находим в зависимости от отношения

$$\frac{a'}{\delta_{\phi, \text{в}}} = \frac{0,441}{0,009} = 49$$

$$\text{при } \frac{a'}{\delta_{\phi, \text{в}}} < 50 \quad \varphi_{\phi} = 1 - \frac{\left(\frac{a'}{\delta_{\phi}}\right)^2}{5000} = 1 - \frac{49^2}{5000} = 0,52.$$

Дополнительно верхняя фанерная обшивка плиты проверяется на местный изгиб от сосредоточенного груза  $P = 1000 \text{ Н}$  с коэффициентом перегрузки  $n = 1,2$  при ширине расчётной полосы  $b'_{\phi, \text{в}} = 1,0 \text{ м}$  по схеме, приведённой на рисунке 3.15.

$$M_1 = \frac{P \cdot a}{8} = \frac{1200 \cdot 0,4827}{8} = 72,41 \text{ Н} \cdot \text{м}; \quad (3.35)$$

$$W'_{\phi, \text{в.}} = \frac{b'_{\phi, \text{в.}} \cdot \delta_{\phi, \text{в.}}^2}{6} = \frac{1 \cdot 0,03^2}{6} = 150 \cdot 10^{-6} \text{ м}; \quad (3.36)$$

$$\frac{M_1}{W'_{\phi, \text{в.}}} = \frac{72,45}{150 \cdot 10^{-6}} = 0,483 \cdot 10^6 \text{ Па} = 0,483 \text{ МПа};$$

$$\frac{M_1}{W'_{\phi, \text{в.}}} = 0,483 \text{ МПа}; < R_{\phi, \text{и.}} \cdot m_{\text{H}} = 33 \cdot 1,2 = 39,6 \text{ МПа.} \quad (3.37)$$

В соответствии с п. 6.29. [23] ребра, по нейтральному слою и клеевой шов между рёбрами и фанерной обшивкой проверяется на скалывание при изгибе.

Инв. № полл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
						49
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата		

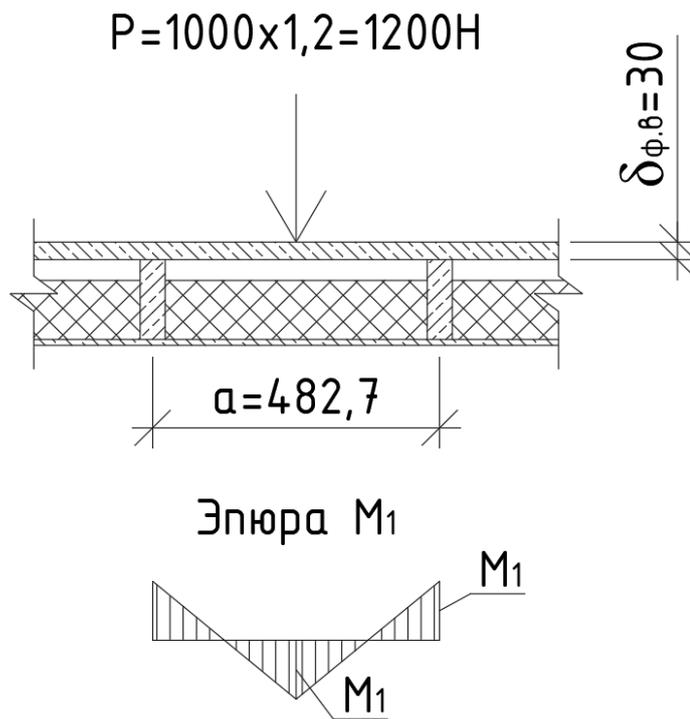


Рисунок 3.15 - Расчётная схема верхней обшивки на местный изгиб

Рёбра по нейтральному слою:

$$\frac{Q \cdot S_{ф.в}}{I_{пр.} \cdot b_{расч.}} = \frac{10050 \cdot 4,07 \cdot 10^{-3}}{2,95 \cdot 10^{-4} \cdot 0,168} = 0,82 \cdot 10^6 \text{ Па} = 0,82 \text{ МПа};$$

$$\frac{Q \cdot S_{ф.в}}{I_{пр.} \cdot b_{расч.}} = 0,82 \text{ МПа} < R_{ск} = 1,8 \text{ МПа.} \quad (3.38)$$

$$b_{расч.} = n_p \cdot b_p = 4 \cdot 0,042 = 0,168 \text{ м.}$$

Клеевой шов между ребрами и обшивкой:

$$\frac{Q \cdot S_{ф.в}}{I_{пр.} \cdot b_{расч.}} = \frac{10050 \cdot 3,9 \cdot 10^{-3}}{2,95 \cdot 10^{-4} \cdot 0,168} = 0,51 \cdot 10^6 \text{ Па} = 0,51 \text{ МПа};$$

$$\frac{Q \cdot S_{ф.в}}{I_{пр.} \cdot b_{расч.}} = 0,51 \text{ МПа} < R_{ф.ск} = 0,8 \text{ МПа} \quad (3.39)$$

Как видно из выполненного расчёта принятые размеры и конструкция элементов плиты покрытия удовлетворяет требованиям прочности.

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	Инв. № подл.	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата
------	------	----------	-------	------	--------------	--------------	--------------	--------------





$W_{\text{расч.}}$  – расчетный момент сопротивления поперечного сечения, м<sup>3</sup>.

$R_c$  – расчетное сопротивление сжатию вдоль волокон древесины, кН/м<sup>2</sup>.

Изгибающий момент от действия поперечных нагрузок  $M_d$ :

$$M_d = \frac{M}{\xi}, \quad (3.42)$$

где  $\xi$  – коэффициент, изменяющийся от 1 до 0, учитывающий дополнительный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента, рассчитываемый по формуле:

$$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{бр.}}, \quad (3.43)$$

где  $M$  – изгибающий момент, кН·м;

$\varphi$  – коэффициент, рассчитываемый по одной из формул 3.48, 3.49.

Прогиб следует определять по формуле:

$$f_N = \frac{f}{\xi}, \quad (3.44)$$

где  $f$  – прогиб определяемый по формуле 3.45:

$\xi$  – коэффициент, определяемый по формуле 3.43.

$$f = \frac{f_0}{k} \left[ 1 + c \left( \frac{h}{l} \right)^2 \right], \quad (3.45)$$

где  $f_0$  – прогиб балки постоянного сечения высотой  $h$  без учета деформаций сдвига;

$k$  – коэффициент, учитывающий влияние переменности высоты сечения, принимаемый равным 1 для постоянного сечения;

$c$  – коэффициент, учитывающий влияние деформаций сдвига от поперечной силы (см. табл. Е.4 [23]);

$h$  – наибольшая высота сечения;

$l$  – пролет балки.

Расчет центрально-сжатых элементов постоянного цельного сечения следует производить по формулам 3.46 и 3.47:

а) на прочность

Изн. № полл.	Изн. № дубл.	Взам. Изн. №	Изн. №	Изн. №
Изн. № полл.	Изн. № дубл.	Взам. Изн. №	Изн. №	Изн. №
Изн. № полл.	Изн. № дубл.	Взам. Изн. №	Изн. №	Изн. №
Изн. № полл.	Изн. № дубл.	Взам. Изн. №	Изн. №	Изн. №
Изн. № полл.	Изн. № дубл.	Взам. Изн. №	Изн. №	Изн. №

Изн. № полл.	Изн. № дубл.	Взам. Изн. №	Изн. №	Изн. №
Изн. № полл.	Изн. № дубл.	Взам. Изн. №	Изн. №	Изн. №
Изн. № полл.	Изн. № дубл.	Взам. Изн. №	Изн. №	Изн. №
Изн. № полл.	Изн. № дубл.	Взам. Изн. №	Изн. №	Изн. №
Изн. № полл.	Изн. № дубл.	Взам. Изн. №	Изн. №	Изн. №

$$\frac{N}{F_{\text{нт}}} \leq R_c, \quad (3.46)$$

б) на устойчивость

$$\frac{N}{\varphi \cdot F_{\text{рас}}} \leq R_c, \quad (3.47)$$

где  $F_{\text{нт}}$  – площадь нетто поперечного сечения элемента, м<sup>2</sup>;

$F_{\text{рас}}$  – расчетная площадь поперечного сечения элемента, м<sup>2</sup>;

$\varphi$  – коэффициент продольного изгиба, определяемый согласно п. 7.3 [23].

Коэффициент продольного изгиба ср следует определять по формулам 3.48 и 3.49:

- при гибкости элемента  $\lambda < 70$

$$\varphi = 1 - a \left( \frac{\lambda}{100} \right)^2; \quad (3.48)$$

- при гибкости элемента  $\lambda > 70$

$$\varphi = \frac{A}{\lambda^2} \quad (3.49)$$

где коэффициент  $a = 0,8$  для древесины, а коэффициент  $A = 3000$  для древесины.

Гибкость элементов центрального сечения определяют по формуле:

$$\lambda = \frac{l_0}{r}, \quad (3.50)$$

где  $l_0$  – расчетная длина элемента;

$r$  – радиус инерции сечения элемента.

Расчетную длину элемента  $l_0$  следует определять умножением его свободной длины  $l$  на коэффициент  $\mu_0$  согласно 7.23 [23].

$$l_0 = l \cdot \mu_0 \quad (3.51)$$

### 3.6.1 Расчет элементов арки

1) Выполним проверку сечения клееного верхнего пояса арки.

Инв. № полл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
							54
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата			

Расчетное сопротивление вдоль волокон  $R_c$  равно  $6706 \text{ кН/м}^2$  (рисунок 3.17).

**Элемент №1 (2100 мм x 700 мм):**

Расчетная длина по формуле (3.51)

$$l_0 = l \cdot \mu_0 = 17,5 \cdot 0,8 = 14 \text{ м,}$$

где  $l$  – длина элемента, равная 17,5 м;

$\mu_0$  – коэффициент, равный 0,8, при одном шарнирно-закрепленном и другом защемленном конце.

Расчетные сопротивления

Вид напряженно-деформированного состояния  
Сжатие вдоль волокон

Характеристики элементов  
а) элементы прямоугольного сечения (за и)

Порода древесины: Сосна  
Сорт древесины: 1

Сечение из клееной древесины  
 Сечение из неклееной древесины

Коэффициенты условий работы	
$m_B$	0,9
$m_T$	1
$m_B$	0,8
$m_{сл}$	1,05
$m_{тл}$	1
$m_a$	1
$m_a$	1
$m_{дл}$	0,66
Срок службы (лет)	100
$m_{см}$	1
$m_{лзп}$	1

Расчетное сопротивление  
 $R_c$  6706,022 кН/м<sup>2</sup>

Рисунок 3.17 – Определение расчетного сопротивления сжатию вдоль волокон для верхнего пояса арки в программе Декор

Гибкость определяем по формуле (3.50)

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{14}{0,606} = 23,1,$$

где  $r$  – радиус инерции сечения элемента, равный 0,606 м.

Коэффициент продольного изгиба находим по формуле (3.48)

$$\varphi = 1 - a \left( \frac{\lambda}{100} \right)^2 = 1 - 0,8 \left( \frac{23,1}{100} \right)^2 = 0,957.$$

Ивл. № подл.	Подп. и дата
Взам. Инв. №	Инв. № дубл.
Подп. и дата	

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
------	------	----------	-------	------

Коэффициент  $\xi$ , учитывающий дополнительный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента, рассчитываемый по формуле (3.43)

$$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{бр.}} = 1 - \frac{3293,4}{0,957 \cdot 6706 \cdot 1,47} = 0,65,$$

где  $N$  – расчетная продольная сила, равная -3293,4 кН.

Изгибающий момент от действия поперечных нагрузок  $M_d$  определяем по формуле (3.42)

$$M_d = \frac{M}{\xi} = \frac{806,5}{0,65} = 1240,8 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

где  $M$  – изгибающий момент в расчетном сечении, равный – 806,5 кН·м.

Расчет на прочность выполняем по формуле (3.41)

$$\frac{N}{F_{расч.}} + \frac{M_d}{W_{расч.}} = \frac{3293,4}{1,47} + \frac{1240,8}{0,51} = 4673,1 \text{ кН/м}^2 \leq R_c = 6706 \text{ кН/м}^2;$$

где  $F_{расч.}$  – площадь расчетного сечения нетто, равная 1,47 м<sup>2</sup>;

$W_{расч.}$  – момент сопротивления поперечного сечения, равный 0,51 м<sup>3</sup>.

Условие выполняется. Запас по прочности сечения 2100 x 700 мм составляет 30,3 %.

Прогиб верхнего пояса фермы следует определять по формуле (3.44)

$$f_N = \frac{f}{\xi} = \frac{0,0096}{0,65} = 0,0148 \text{ м} = 14,8 \text{ мм},$$

где  $f$  – прогиб определяемый по формуле (3.45), равен 0,0096 м;

$\xi$  - коэффициент, определяемый по формуле (3.43), равен 0,65.

$$f = \frac{f_0}{k} \left[ 1 + c \left( \frac{h}{l} \right)^2 \right] = \frac{0,00751}{1} \left[ 1 + 19,2 \left( \frac{2,1}{17,5} \right)^2 \right] = 0,0096 \text{ м},$$

где  $f_0$  – прогиб постоянного сечения высотой  $h$  без учета деформаций сдвига, равный 0,00751 м;

$k$  – коэффициент, учитывающий влияние переменности высоты сечения, принимаемый равным 1 для элементов постоянного сечения;

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
						56

$c$  – коэффициент, учитывающий влияние деформаций сдвига от поперечной силы (см. табл. Е.4 [23]), равный 19,2;

$h$  – наибольшая высота сечения, равная 2,1 м;

$l$  – пролет балки, равный 17,5 м.

Прогибы и перемещения элементов конструкций не должны превышать предельных, установленных в СП 20.13330 [1]. Для элемента пролетом 17,5 м предельный прогиб составляет  $\frac{l}{270}$ .

Таким образом, условие  $f_N = 14,8 \text{ мм} < \frac{l}{270} = 65 \text{ мм}$  выполняется.

Дополнительно проверим сечение в программе Декор. Результаты расчета приведены на рисунке 3.18. Как видно, сечение прошло проверку по прочности при совместном действии сжимающей силы и изгибающего момента.

Окончательно принимаем сечение 2100 x 700 мм – 75 ламелей толщиной 28 мм каждая (рисунок 3.21, а).

Расчетная длина в плоскости XOZ

Кривые взаимодействия

Общие параметры

Усилия

Расчетная длина в плоскости XOY

Конструктивное решение

Коэффициент надежности по ответственности: 1,1

Длина элемента: 17,5 м

Порода древесины: Сосна

Сорт древесины: 1

Сечение из клееной древесины (выбрано)

Сечение из неклееной древесины

Сечение

b	h
мм	мм
700	2100

Геометрические характеристики

Кoeffициенты условий работы

$m_B$	0,9
$m_T$	1
$m_{cl}$	1,05
$m_a$	1
$m_{дл}$	0,66
Срок службы (лет)	100
$m_{см}$	1
$m_{лзп}$	1

Наличие ослаблений:

Гнутый элемент:

Толщина доски: 28 мм

Радиус кривизны: 62,5 м

Предельная гибкость

Сжатые элементы: 120

Растянутые элементы: 120

Прочность при совместном действии сжимающей продольной силы и

$K_{max} = 0,781$

Вычислить

Факторы

Отчет

Справка

Сечение

+ Добавить

- Удалить

	N	$M_y$	$Q_z$	$M_z$	$Q_y$	Сейсмика
	кН	кН*м	кН	кН*м	кН	
1	-3303,93	0	317,98	0	0	<input type="checkbox"/>
2	-3293,41	-806,53	326,2	0	0	<input type="checkbox"/>

Рисунок 3.18 – Проверка сечения верхнего пояса арки в программе Декор. Элемент I

Изм. Лист № докум. Подп. Дата

Инв. № подл.

Взам. Инв. № Инв. № дубл.

Пош. и дата

Пош. и дата

**Элемент №2 (2100 мм x 700 мм):**

Расчетная длина по формуле (3.51)

$$l_0 = l \cdot \mu_0 = 20 \cdot 0,65 = 13 \text{ м,}$$

где  $l$  – длина элемента, равная 20 м;

$\mu_0$  – коэффициент, равный 0,65, при обоих заземленных концах.

Гибкость определяем по формуле (3.50)

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{13}{0,606} = 21,45,$$

где  $r$  – радиус инерции сечения элемента, равный 0,606 м.

Коэффициент продольного изгиба находим по формуле (3.48)

$$\varphi = 1 - a \left( \frac{\lambda}{100} \right)^2 = 1 - 0,8 \left( \frac{26,4}{100} \right)^2 = 0,96.$$

Коэффициент  $\xi$ , учитывающий дополнительный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента, рассчитываемый по формуле (3.43)

$$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{бр.}} = 1 - \frac{2622,1}{0,96 \cdot 6706 \cdot 1,47} = 0,72,$$

где  $N$  – расчетная продольная сила, равная -2622,1 кН.

Изгибающий момент от действия поперечных нагрузок  $M_d$  определяем по формуле (3.42)

$$M_d = \frac{M}{\xi} = \frac{1401,5}{0,72} = 1946,5 \text{ кН}\cdot\text{м,}$$

где  $M$  – изгибающий момент в расчетном сечении, равный -1401,5 кН·м.

Расчет на прочность выполняем по формуле (3.41)

$$\frac{N}{F_{расч.}} + \frac{M_d}{W_{расч.}} = \frac{2622,1}{1,47} + \frac{1946,5}{0,51} = 5600,4 \text{ кН/м}^2 \leq R_c = 6706 \text{ кН/м}^2;$$

где  $F_{расч.}$  – площадь расчетного сечения нетто, равная 1,47 м<sup>2</sup>;

$W_{расч.}$  – момент сопротивления поперечного сечения, равный 0,51 м<sup>3</sup>.

Изн. № подл.	Подп. и дата	Взам. Изн. №	Изн. № дубл.	Подп. и дата
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

Условие выполняется. Запас по прочности сечения 2100 x 700 мм составляет 16,5 %.

Прогиб верхнего пояса фермы следует определять по формуле (3.44)

$$f_N = \frac{f}{\xi} = \frac{0,043}{0,72} = 0,06 \text{ м} = 60 \text{ мм},$$

где  $f$  – прогиб определяемый по формуле (3.45), равен 0,0096 м;

$\xi$  - коэффициент, определяемый по формуле (3.43), равен 0,72.

$$f = \frac{f_0}{k} \left[ 1 + c \left( \frac{h}{l} \right)^2 \right] = \frac{0,0357}{1} \left[ 1 + 19,2 \left( \frac{2,1}{20} \right)^2 \right] = 0,043 \text{ м},$$

где  $f_0$  – прогиб постоянного сечения высотой  $h$  без учета деформаций сдвига, равный 0,0357 м;

$k$  – коэффициент, учитывающий влияние переменности высоты сечения, принимаемый равным 1 для элементов постоянного сечения;

$c$  – коэффициент, учитывающий влияние деформаций сдвига от поперечной силы (см. табл. Е.4 [23]), равный 19,2;

$h$  – наибольшая высота сечения, равная 2,1 м;

$l$  – пролет балки, равный 20 м.

Прогибы и перемещения элементов конструкций не должны превышать предельных, установленных в СП 20.13330 [1]. Для элемента пролетом 20 м предельный прогиб составляет  $\frac{l}{280}$ .

Таким образом, условие  $f_N = 60 \text{ мм} < \frac{l}{280} = 71 \text{ мм}$  выполняется.

Дополнительно проверим сечение в программе Декор. Результаты расчета приведены на рисунке 3.19. Как видно, сечение прошло проверку по прочности при совместном действии сжимающей силы и изгибающего момента.

Окончательно принимаем сечение 2100 x 700 мм – 75 ламелей толщиной 28 мм каждая (рисунок 3.21, а).

**Элемент №3 (1400 мм x 540 мм):**

Расчетная длина по формуле (3.51)

$$l_0 = l \cdot \mu_0 = 20 \cdot 0,65 = 13 \text{ м},$$

где  $l$  – длина элемента, равная 20 м;

$\mu_0$  – коэффициент, равный 0,65, при обоих защемленных концах.

Изн. № подл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист 59

Гибкость определяем по формуле (3.50)

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{13}{0,404} = 32,2,$$

где  $r$  – радиус инерции сечения элемента, равный 0,404 м.

**Общие параметры**

- Конструктивное решение: Кoeffициент надежности по ответственности: 1,1
- Длина элемента: 20 м
- Порода древесины: Сосна
- Сорт древесины: 1
- Сечение из клееной древесины
- Сечение из неклееной древесины

**Усилия**

Кoeffициенты условий работы

$m_B$	0,9
$m_T$	1
$m_{сл}$	1,05
$m_a$	1
$m_{дл}$	0,66
Срок службы (лет)	100
$m_{см}$	1
$m_{лэл}$	1

**Расчетная длина в плоскости XOY**

- Наличие ослаблений
- Гнутый элемент
- Толщина доски: 28 мм
- Радиус кривизны: 62,5 м

**Сечение**

b	h
700	2100

Геометрические характеристики

**Предельная гибкость**

- Сжатые элементы: 120
- Растянутые элементы: 120

**К<sub>max</sub> = 0,934** (выделено красным)

Прочность при совместном действии сжимающей продольной силы и ..

Вычислить | Факторы | Отчет | Справка

Сечение		N	M <sub>y</sub>	Q <sub>z</sub>	M <sub>z</sub>	Q <sub>y</sub>	Сейсмика
		кН	кН*м	кН	кН*м	кН	
1		-2622,08	-1401,53	-273,1	0	0	<input type="checkbox"/>

Рисунок 3.19 – Проверка сечения верхнего пояса арки в программе Декор. Элемент II

Кoeffициент продольного изгиба находим по формуле (3.48)

$$\varphi = 1 - a \left( \frac{\lambda}{100} \right)^2 = 1 - 0,8 \left( \frac{32,2}{100} \right)^2 = 0,92.$$

Ивл. № подл. | Полп. и дага | Взам. Ивл. № дубл. | Полп. и дага

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
------	------	----------	-------	------

Коэффициент  $\xi$ , учитывающий дополнительный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента, рассчитываемый по формуле (3.43)

$$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{бр.}} = 1 - \frac{2550,3}{0,92 \cdot 6706 \cdot 0,756} = 0,45,$$

где  $N$  – расчетная продольная сила, равная -2550,3 кН.

Изгибающий момент от действия поперечных нагрузок  $M_d$  определяем по формуле (3.42)

$$M_d = \frac{M}{\xi} = \frac{104,8}{0,45} = 233 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

где  $M$  – изгибающий момент в расчетном сечении, равный 104,8 кН·м.

Расчет на прочность выполняем по формуле (3.41)

$$\frac{N}{F_{расч.}} + \frac{M_d}{W_{расч.}} = \frac{2550,3}{0,756} + \frac{233}{0,176} = 4697 \text{ кН/м}^2 \leq R_c = 6706 \text{ кН/м}^2;$$

где  $F_{расч.}$  – площадь расчетного сечения нетто, равная 0,756 м<sup>2</sup>;

$W_{расч.}$  – момент сопротивления поперечного сечения, равный 0,176 м<sup>3</sup>.

Условие выполняется. Запас по прочности сечения 1400 x 540 мм составляет 30 %.

Прогиб верхнего пояса фермы следует определять по формуле (3.44)

$$f_N = \frac{f}{\xi} = \frac{0,024}{0,45} = 0,053 \text{ м} = 53 \text{ мм},$$

где  $f$  – прогиб определяемый по формуле (3.45), равен 0,024 м;

$\xi$  - коэффициент, определяемый по формуле (3.43), равен 0,45.

$$f = \frac{f_0}{k} \left[ 1 + c \left( \frac{h}{l} \right)^2 \right] = \frac{0,022}{1} \left[ 1 + 19,2 \left( \frac{1,4}{20} \right)^2 \right] = 0,024 \text{ м},$$

где  $f_0$  – прогиб постоянного сечения высотой  $h$  без учета деформаций сдвига, равный 0,022 м;

$k$  – коэффициент, учитывающий влияние переменности высоты сечения, принимаемый равным 1 для элементов постоянного сечения;

Изн. № подл.	Подп. и дата
Взам. Изн. №	Подп. и дата
Изн. № дубл.	Подп. и дата
Изн. №	Подп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
						61

$c$  – коэффициент, учитывающий влияние деформаций сдвига от поперечной силы (см. табл. Е.4 [23]), равный 19,2;

$h$  – наибольшая высота сечения, равная 2,1 м;

$l$  – пролет балки, равный 20 м.

Прогибы и перемещения элементов конструкций не должны превышать предельных, установленных в СП 20.13330 [1]. Для элемента пролетом 20 м предельный прогиб составляет  $\frac{l}{280}$ .

Таким образом, условие  $f_N = 53 \text{ мм} < \frac{l}{280} = 71 \text{ мм}$  выполняется.

Дополнительно проверим сечение в программе Декор. Результаты расчета приведены на рисунке 3.20. Как видно, сечение прошло проверку по прочности при совместном действии сжимающей силы и изгибающего момента.

Окончательно принимаем сечение 1400 x 540 мм – 50 ламелей толщиной 28 мм каждая (рисунок 3.21, б).

The screenshot shows the 'Декор' software interface with the following settings and results:

- Конструктивное решение:**
  - Коэффициент надежности по ответственности: 1,1
  - Длина элемента: 2,5 м
  - Порода древесины: Сосна
  - Сорт древесины: 1
  - Сечение из клееной древесины (selected)
- Кoeffициенты условий работы:**
  - $m_B$ : 0,9
  - $m_T$ : 1
  - $m_{сл}$ : 1,05
  - $m_a$ : 1
  - $m_{дл}$ : 0,66
  - Срок службы (лет): 100
  - $m_{см}$ : 1
  - $m_{лэл}$ : 1
- Наличие ослаблений:**
  - Наличие ослаблений
  - Гнутый элемент
  - Толщина доски: 28 мм
  - Радиус кривизны: 62,5 м
- Сечение:**

b	h
мм	мм
540	1400
- Пределная гибкость:**
  - Сжатые элементы: 120
  - Растянутые элементы: 120
- Results:**
  - $K_{max} = 0,772$  (highlighted in red)
  - Прочность при совместном действии сжимающей и изгибающей силы:  Вычислить
  - Факторы:
- Table of internal forces:**

Сечение	N	$M_y$	$Q_z$	$M_z$	$Q_y$	Сейсмика
1	-2550,26	104,76	-62,71	0	0	<input type="checkbox"/>

Рисунок 3.20 – Проверка сечения верхнего пояса арки в программе Декор. Элемент III

Изм. Лист № докум. Подп. Дата

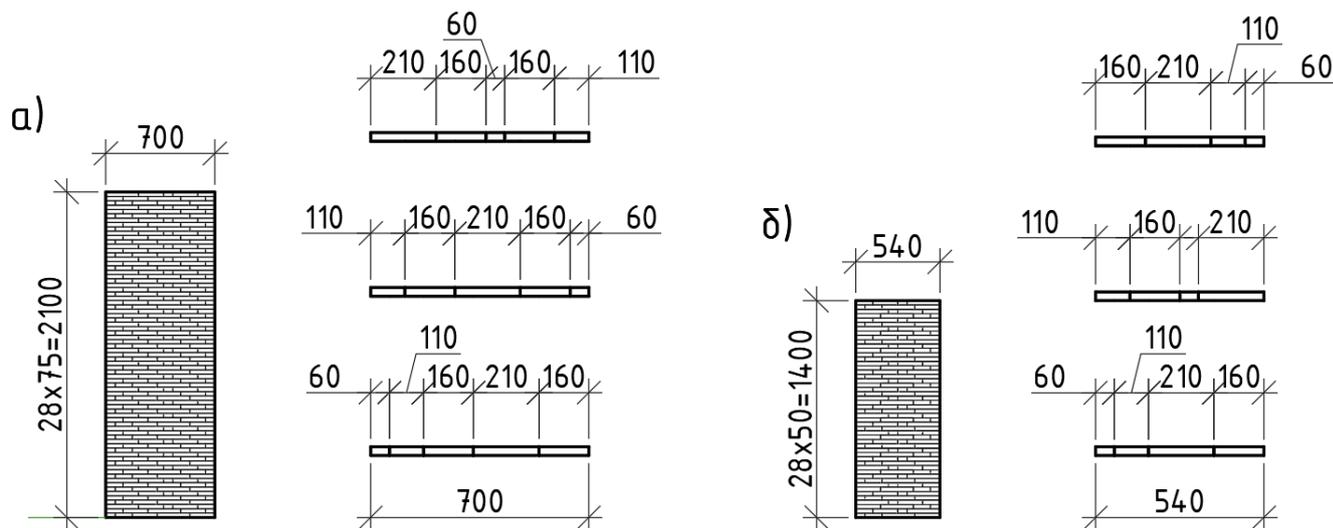


Рисунок 3.21 – Сечение клееного верхнего пояса арки:  
 а – сечение элементов №1 и №2, б – сечение элемента №3

2) Выполним проверку сечения клееного нижнего пояса арки.

Расчетное сопротивление вдоль волокон  $R_c$  равно  $9196 \text{ кН/м}^2$  (рисунок 3.22)

Расчетные сопротивления

Вид напряженно-деформированного состояния  
 Сжатие вдоль волокон

Характеристики элементов  
 в) элементы прямоугольного сечения шири

Порода древесины: Сосна  
 Сорт древесины: 1

Сечение из клееной древесины  
 Сечение из неклееной древесины

Коэффициенты условий работы	
$m_B$	0,9
$m_T$	1
$m_{cl}$	1,05
$m_{fn}$	1
$m_c$	1
$m_a$	1
$m_{dl}$	0,66
Срок службы (лет)	100
$m_{cm}$	1
$m_{лзп}$	1

Расчетное сопротивление

$R_c$  9196,831 кН/м<sup>2</sup>

Рисунок 3.22 – Определение расчетного сопротивления сжатию  
 вдоль волокон для нижнего пояса арки в программе Декор

Ив. № подл.	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

**Элемент №1 (560 мм x 540 мм):**

Расчетная длина по формуле (3.51)

$$l_0 = l \cdot \mu_0 = 14,4 \cdot 0,8 = 11,52 \text{ м,}$$

где  $l$  – длина элемента, равная 14,4 м;

$\mu_0$  – коэффициент, равный 0,8, при одном шарнирно-закрепленном и другом защемленном конце.

Гибкость определяем по формуле (3.50)

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{11,52}{0,162} = 71,1,$$

где  $r$  – радиус инерции сечения элемента, равный 0,162 м.

Коэффициент продольного изгиба находим по формуле (3.49)

$$\varphi = \frac{A}{\lambda^2} = \frac{3000}{71,1^2} = 0,61.$$

Коэффициент  $\xi$ , учитывающий дополнительный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента, рассчитываемый по формуле (3.43)

$$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{бр.}} = 1 - \frac{540,14}{0,61 \cdot 9196 \cdot 0,302} = 0,68,$$

где  $N$  – расчетная продольная сила, равная -540,14 кН.

Изгибающий момент от действия поперечных нагрузок  $M_d$  определяем по формуле (3.42)

$$M_d = \frac{M}{\xi} = \frac{73,27}{0,68} = 107,75 \text{ кН}\cdot\text{м,}$$

где  $M$  – изгибающий момент в расчетном сечении, равный -73,27 кН·м.

Расчет на прочность выполняем по формуле (3.41)

$$\frac{N}{F_{расч.}} + \frac{M_d}{W_{расч.}} = \frac{540,14}{0,302} + \frac{107,75}{0,0282} = 5609,4 \text{ кН/м}^2 \leq R_c = 6706 \text{ кН/м}^2;$$

где  $F_{расч.}$  – площадь расчетного сечения нетто, равная 0,302 м<sup>2</sup>;

Изн. № подл.	Подп. и дата
Взам. Изн. №	Подп. и дата
Изн. №	Подп. и дата
Изн. №	Подп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
------	------	----------	-------	------

$W_{расч.}$  – момент сопротивления поперечного сечения, равный  $0,0282 \text{ м}^3$ .

Условие выполняется. Запас по прочности сечения  $560 \times 540 \text{ мм}$  составляет 39%.

Прогиб верхнего пояса фермы следует определять по формуле (3.44)

$$f_N = \frac{f}{\xi} = \frac{0,016}{0,68} = 0,024 \text{ м} = 24 \text{ мм},$$

где  $f$  – прогиб определяемый по формуле (3.45), равен  $0,016 \text{ м}$ ;

$\xi$  – коэффициент, определяемый по формуле (3.43), равен  $0,65$ .

$$f = \frac{f_0}{k} \left[ 1 + c \left( \frac{h}{l} \right)^2 \right] = \frac{0,0156}{1} \left[ 1 + 19,2 \left( \frac{0,56}{14,4} \right)^2 \right] = 0,016 \text{ м},$$

где  $f_0$  – прогиб постоянного сечения высотой  $h$  без учета деформаций сдвига, равный  $0,0156 \text{ м}$ ;

$k$  – коэффициент, учитывающий влияние переменности высоты сечения, принимаемый равным 1 для элементов постоянного сечения;

$c$  – коэффициент, учитывающий влияние деформаций сдвига от поперечной силы (см. табл. Е.4 [23]), равный 19,2;

$h$  – наибольшая высота сечения, равная  $0,56 \text{ м}$ ;

$l$  – пролет балки, равный  $14,4 \text{ м}$ .

Прогибы и перемещения элементов конструкций не должны превышать предельных, установленных в СП 20.13330 [1]. Для элемента пролетом  $14,4 \text{ м}$  предельный прогиб составляет  $\frac{l}{260}$ .

Таким образом, условие  $f_N = 16 \text{ мм} < \frac{l}{260} = 55 \text{ мм}$  выполняется.

Дополнительно проверим сечение в программе Декор. Результаты расчета приведены на рисунке 3.23. Как видно, сечение прошло проверку по прочности при совместном действии сжимающей силы и изгибающего момента.

Окончательно принимаем сечение  $560 \times 540 \text{ мм} - 20$  ламелей толщиной  $28 \text{ мм}$  каждая (рисунок 3.26).

Изн. № подл.	Подп. и дата	Взам. Изн. №	Изн. № дубл.	Подп. и дата

					ДП 08.05.01 ПЗ	Лист 65
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата		

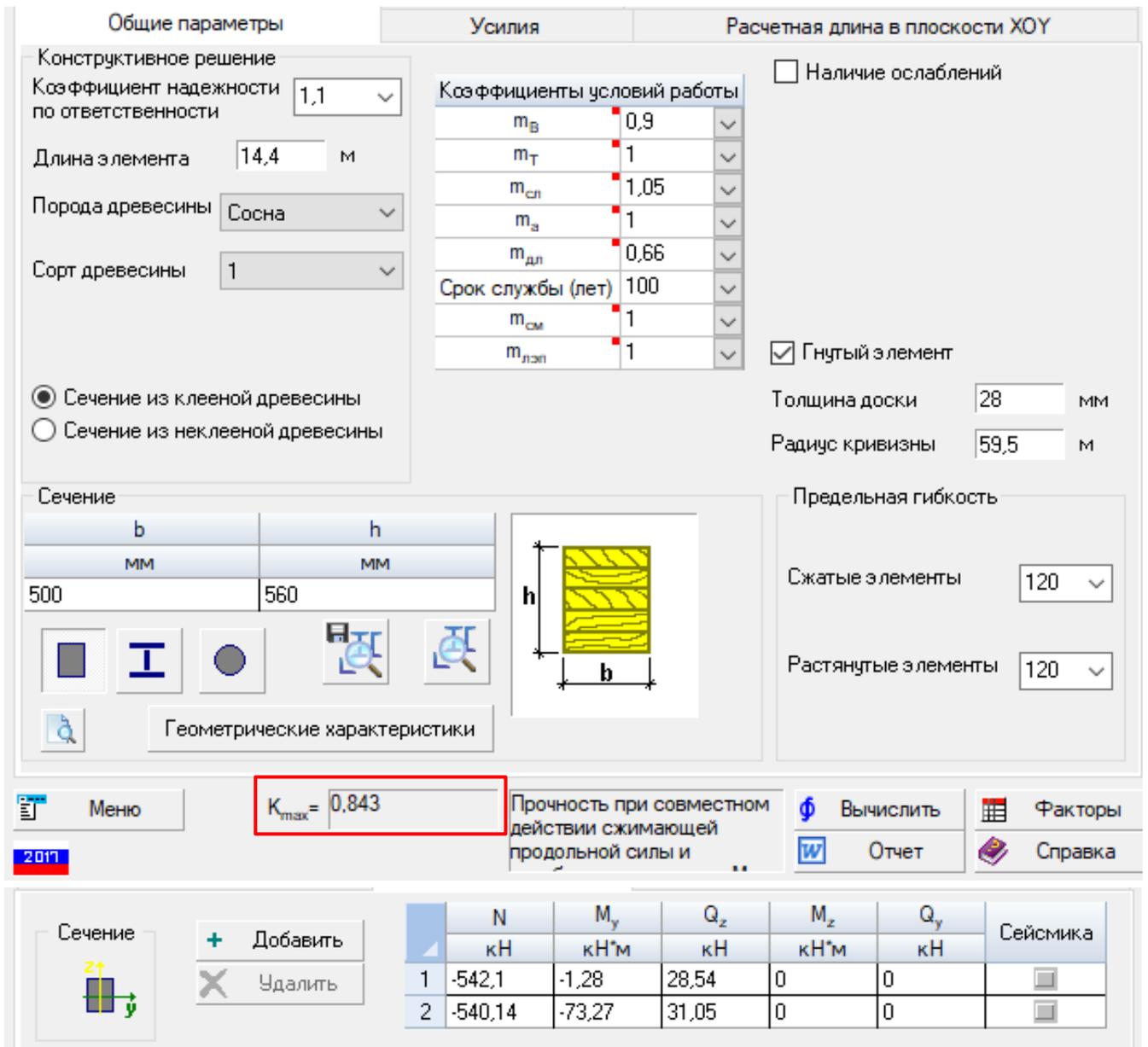


Рисунок 3.23 – Проверка сечения нижнего пояса арки в программе Декор. Элемент I

**Элемент №2 (560 мм x 540 мм):**

Расчетная длина по формуле (3.51)

$$l_0 = l \cdot \mu_0 = 19,2 \cdot 0,65 = 12,48 \text{ м,}$$

где  $l$  – длина элемента, равная 19,2 м;

$\mu_0$  – коэффициент, равный 0,65, при обоих защемленных концах.

Гибкость определяем по формуле (3.50)

Подп. и дата

Взам. Инв. № дубл. Инв. №

Подп. и дата

Инв. № подл.

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
------	------	----------	-------	------

ДП 08.05.01 ПЗ

Лист

66

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{12,48}{0,162} = 77,$$

где  $r$  – радиус инерции сечения элемента, равный 0,162 м.

Коэффициент продольного изгиба находим по формуле (3.49)

$$\varphi = \frac{A}{\lambda^2} = \frac{3000}{77^2} = 0,51.$$

Коэффициент  $\xi$ , учитывающий дополнительный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента, рассчитываемый по формуле (3.43)

$$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{бр.}} = 1 - \frac{625,5}{0,51 \cdot 9196 \cdot 0,302} = 0,56,$$

где  $N$  – расчетная продольная сила, равная -625,5 кН.

Изгибающий момент от действия поперечных нагрузок  $M_d$  определяем по формуле (3.42)

$$M_d = \frac{M}{\xi} = \frac{94,67}{0,56} = 169 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

где  $M$  – изгибающий момент в расчетном сечении, равный -94,67 кН·м.

Расчет на прочность выполняем по формуле (3.41)

$$\frac{N}{F_{расч.}} + \frac{M_d}{W_{расч.}} = \frac{625,5}{0,302} + \frac{169}{0,0282} = 8064,1 \text{ кН/м}^2 \leq R_c = 9196 \text{ кН/м}^2;$$

где  $F_{расч.}$  – площадь расчетного сечения нетто, равная 0,302 м<sup>2</sup>;

$W_{расч.}$  – момент сопротивления поперечного сечения, равный 0,0282 м<sup>3</sup>.

Условие выполняется. Запас по прочности сечения 560 x 540 мм составляет 12,3%.

Прогиб верхнего пояса фермы следует определять по формуле (3.44)

$$f_N = \frac{f}{\xi} = \frac{0,0158}{0,56} = 0,028 \text{ м} = 28 \text{ мм},$$

где  $f$  – прогиб определяемый по формуле (3.45), равен 0,0158 м;

$\xi$  - коэффициент, определяемый по формуле (3.43), равен 0,56.

Изн. № подл.	Подп. и дата	Взам. Изн. №	Изн. № дубл.	Подп. и дата
--------------	--------------	--------------	--------------	--------------

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
------	------	----------	-------	------

ДП 08.05.01 ПЗ

Лист

67

$$f = \frac{f_0}{k} \left[ 1 + c \left( \frac{h}{l} \right)^2 \right] = \frac{0,0156}{1} \left[ 1 + 19,2 \left( \frac{0,56}{19,2} \right)^2 \right] = 0,0158 \text{ м,}$$

где  $f_0$  – прогиб постоянного сечения высотой  $h$  без учета деформаций сдвига, равный 0,0291 м;

$k$  – коэффициент, учитывающий влияние переменности высоты сечения, принимаемый равным 1 для элементов постоянного сечения;

$c$  – коэффициент, учитывающий влияние деформаций сдвига от поперечной силы (см. табл. Е.4 [23]), равный 19,2;

$h$  – наибольшая высота сечения, равная 0,56 м;

$l$  – пролет балки, равный 19,2 м.

Прогибы и перемещения элементов конструкций не должны превышать предельных, установленных в СП 20.13330 [1]. Для элемента пролетом 19,2 м предельный прогиб составляет  $\frac{l}{280}$ .

Таким образом, условие  $f_N = 15,8 \text{ мм} < \frac{l}{280} = 68 \text{ мм}$  выполняется.

Дополнительно проверим сечение в программе Декор. Результаты расчета приведены на рисунке 3.24. Как видно, сечение прошло проверку по прочности при совместном действии сжимающей силы и изгибающего момента.

Окончательно принимаем сечение 560 x 540 мм – 20 ламелей толщиной 28 мм каждая (рисунок 3.26).

**Элемент №3 (560 мм x 540 мм):**

Расчетная длина по формуле (3.51)

$$l_0 = l \cdot \mu_0 = 19,2 \cdot 0,65 = 12,48 \text{ м,}$$

где  $l$  – длина элемента, равная 19,2 м;

$\mu_0$  – коэффициент, равный 0,65, при обоих защемленных концах.

Гибкость определяем по формуле (3.50)

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{12,48}{0,162} = 77,$$

где  $r$  – радиус инерции сечения элемента, равный 0,162 м.

Коэффициент продольного изгиба находим по формуле (3.49)

Инв. № подл.	Подп. и дата
	Взам. Инв. №
Инв. № дубл.	Подп. и дата
	Инв. №

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист 68

$$\varphi = \frac{A}{\lambda^2} = \frac{3000}{77^2} = 0,51.$$

Конструктивное решение

Коэффициент надежности по ответственности: 1,1

Длина элемента: 19,2 м

Порода древесины: Сосна

Сорт древесины: 1

Сечение: b = 500 мм, h = 560 мм

Коэффициенты условий работы:

$m_B$	0,9
$m_T$	1
$m_{ср}$	1,05
$m_a$	1
$m_{дл}$	0,66
Срок службы (лет)	100
$m_{см}$	1
$m_{лзп}$	1

К<sub>тmax</sub> = 0,999

	N кН	M <sub>y</sub> кН*м	Q <sub>z</sub> кН	M <sub>z</sub> кН*м	Q <sub>y</sub> кН	Сейсмика
1	-625,5	-94,67	27,51	0	0	

Рисунок 3.24 – Проверка сечения нижнего пояса арки в программе Декор. Элемент II

Коэффициент  $\xi$ , учитывающий дополнительный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента, рассчитываемый по формуле (3.43)

$$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{бр.}} = 1 - \frac{430,8}{0,51 \cdot 9196 \cdot 0,302} = 0,7,$$

где N – расчетная продольная сила, равная 430,8 кН.

Изгибающий момент от действия поперечных нагрузок  $M_d$  определяем по формуле (3.42)

Изм. Лист № докум. Подп. Дата

$$M_d = \frac{M}{\xi} = \frac{36,25}{0,7} = 51,8 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

где  $M$  – изгибающий момент в расчетном сечении, равный 36,25 кН·м.

Расчет на прочность выполняем по формуле (3.41)

$$\frac{N}{F_{\text{расч.}}} + \frac{M_d}{W_{\text{расч.}}} = \frac{430,8}{0,302} + \frac{51,88}{0,0282} = 3266,2 \text{ кН/м}^2 \leq R_c = 9196 \text{ кН/м}^2;$$

где  $F_{\text{расч.}}$  – площадь расчетного сечения нетто, равная 0,302 м<sup>2</sup>;

$W_{\text{расч.}}$  – момент сопротивления поперечного сечения, равный 0,0282 м<sup>3</sup>.

Условие выполняется. Прочность обеспечена.

Прогиб верхнего пояса фермы следует определять по формуле (3.44)

$$f_N = \frac{f}{\xi} = \frac{0,0271}{0,7} = 0,038 \text{ м} = 38 \text{ мм},$$

где  $f$  – прогиб определяемый по формуле (3.45), равен 0,0271 м;

$\xi$  – коэффициент, определяемый по формуле (3.43), равен 0,7.

$$f = \frac{f_0}{k} \left[ 1 + c \left( \frac{h}{l} \right)^2 \right] = \frac{0,0267}{1} \left[ 1 + 19,2 \left( \frac{0,56}{19,2} \right)^2 \right] = 0,0271 \text{ м},$$

где  $f_0$  – прогиб постоянного сечения высотой  $h$  без учета деформаций сдвига, равный 0,0267 м;

$k$  – коэффициент, учитывающий влияние переменности высоты сечения, принимаемый равным 1 для элементов постоянного сечения;

$c$  – коэффициент, учитывающий влияние деформаций сдвига от поперечной силы (см. табл. Е.4 [23]), равный 19,2;

$h$  – наибольшая высота сечения, равная 0,56 м;

$l$  – пролет балки, равный 19,2 м.

Прогибы и перемещения элементов конструкций не должны превышать предельных, установленных в СП 20.13330 [1]. Для элемента пролетом 19,2 м предельный прогиб составляет  $\frac{l}{280}$ .

Таким образом, условие  $f_N = 38 \text{ мм} < \frac{l}{280} = 68 \text{ мм}$  выполняется.

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата		

Дополнительно проверим сечение в программе Декор. Результаты расчета приведены на рисунке 3.25. Как видно, сечение прошло проверку по прочности при совместном действии сжимающей силы и изгибающего момента.

Окончательно принимаем сечение 560 x 540 мм – 20 ламелей толщиной 28 мм каждая (рисунок 3.26).

The screenshot shows the 'Декор' software interface for structural analysis. It includes several panels:

- Конструктивное решение (Structural Solution):**
  - Кoeffициент надежности по ответственности: 1,1
  - Длина элемента: 19,2 м
  - Порода древесины: Сосна
  - Сорт древесины: 1
  - Radio buttons: Сечение из клееной древесины (selected), Сечение из неклееной древесины
- Кoeffициенты условий работы (Working Conditions Coefficients):**
  - $m_B$ : 0,9
  - $m_T$ : 1
  - $m_{сл}$ : 1,05
  - $m_a$ : 1
  - $m_{дл}$ : 0,66
  - Срок службы (лет): 100
  - $m_{см}$ : 1
  - $m_{лзп}$ : 1
- Наличие ослаблений (Presence of Weaknesses):**
  - Наличие ослаблений
  - Гнутый элемент
  - Толщина доски: 28 мм
  - Радиус кривизны: 59,5 м
- Сечение (Section):**
  - Table with columns 'b' (500 мм) and 'h' (560 мм).
  - Diagram of a rectangular section with width 'b' and height 'h'.
  - Buttons: Геометрические характеристики
- Предельная гибкость (Limit Flexibility):**
  - Сжатые элементы: 120
  - Растянутые элементы: 120
- Results Panel:**
  - Menu button
  - К<sub>тmax</sub> = 0,721 (highlighted in red)
  - Гибкость элемента в плоскости XOY
  - Вычислить button
  - Факторы button
- Table of Results:**

Сечение	N	M <sub>y</sub>	Q <sub>z</sub>	M <sub>z</sub>	Q <sub>y</sub>	Сейсмика
	кН	кН*м	кН	кН*м	кН	
1	430,76	36,25	10,86	0	0	<input type="checkbox"/>

Рисунок 3.25 – Проверка сечения нижнего пояса арки в программе Декор. Элемент III

Изм. Лист № докум. Подп. Дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
------	------	----------	-------	------

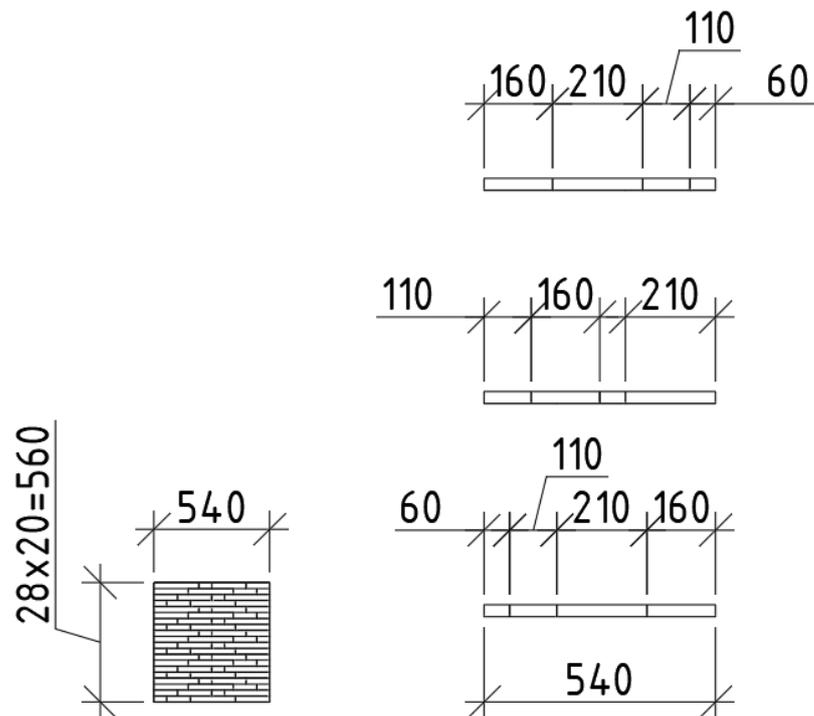


Рисунок 3.26 – Сечение клееного нижнего пояса арки

3) Выполним проверку сечения раскосов арки.

Расчетное сопротивление вдоль волокон  $R_c$  равно  $9196 \text{ кН/м}^2$  (рисунок 3.27)

Расчетные сопротивления

Вид напряженно-деформированного состояния  
Сжатие вдоль волокон

Характеристики элементов  
в) элементы прямоугольного сечения шири

Порода древесины: Сосна  
Сорт древесины: 1

Сечение из клееной древесины  
 Сечение из неклееной древесины

Коэффициенты условий работы	
$m_B$	0,9
$m_T$	1
$m_{fn}$	1
$m_a$	1
$m_{\alpha}$	1
$m_{дл}$	0,66
Срок службы (лет)	100
$m_{см}$	1
$m_{лзп}$	1

Расчетное сопротивление  
 $R_c$  9123,84  $\text{кН/м}^2$

Рисунок 3.27 – Определение расчетного сопротивления сжатию вдоль волокон для нижнего пояса арки в программе Декор

Ив. № подл.	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата



### Элемента №2:

Сечение для проверки 200 x 400 мм, конструктивно разбитое на два элемента с сечением 200 x 200 мм.

Расчетная длина раскоса по формуле (3.51)

$$l_0 = l \cdot \mu_0 = 2,98 \cdot 1 = 2,98 \text{ м};$$

где  $l$  – длина элемента, равная 2,98 м;

$\mu_0$  – коэффициент, равный 1, при шарнирно-закрепленных концах, а также при шарнирном закреплении в промежуточных точках элемента.

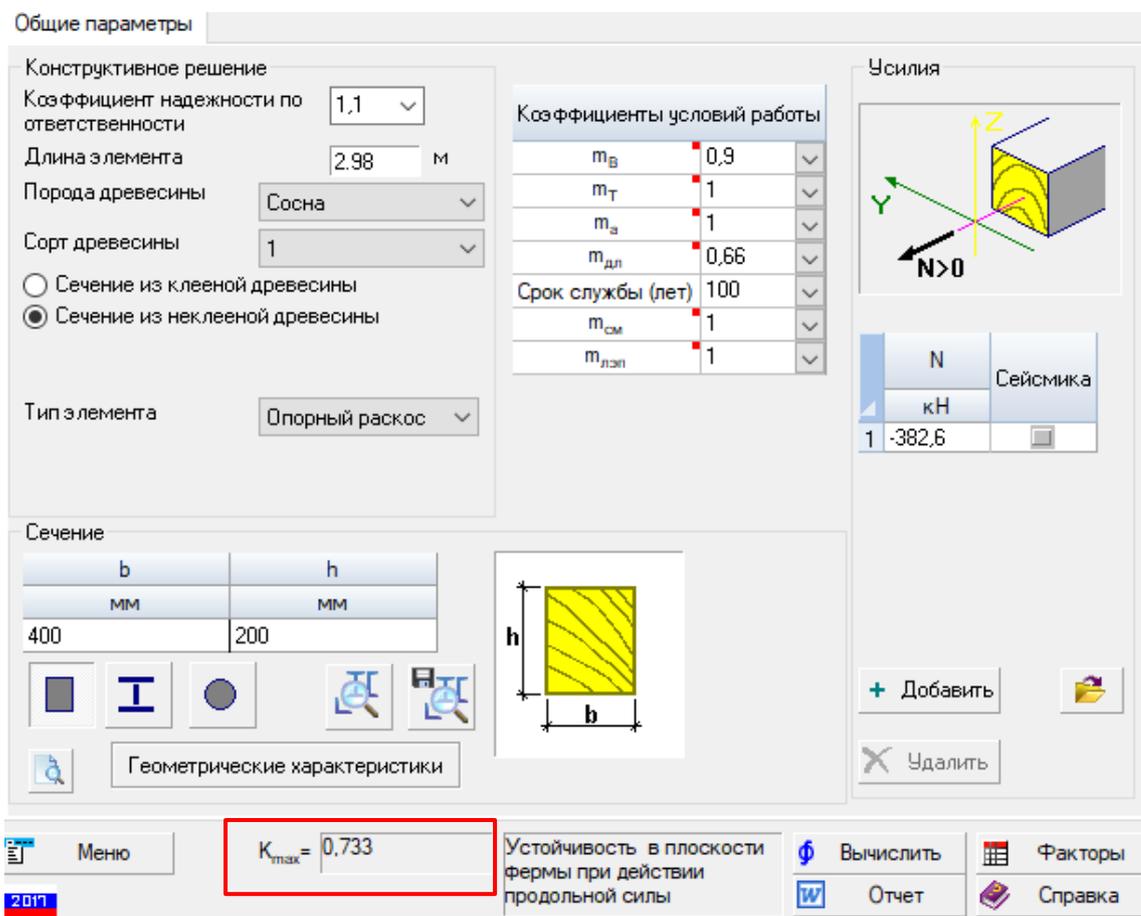


Рисунок 3.28 - Проверка сечения раскоса арки в программе Декор. Элемент I

Гибкость стойки фермы определяем по формуле (3.50)

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{2,98}{0,058} = 51,4;$$

где  $r$  – радиус инерции сечения элемента, равный 0,058 м.

Коэффициент продольного изгиба находим по формуле (3.48)

Инв. № подл.	Подп. и дата
	Взам. Инв. № дубл.
Инв. № инв.	Подп. и дата
	Инв. № инв.

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
------	------	----------	-------	------

$$\varphi = 1 - a \left( \frac{\lambda}{100} \right)^2 = 1 - 0,8 \left( \frac{51,4}{100} \right)^2 = 0,78;$$

Проверку на прочность выполняем по формуле (3.47)

$$\frac{N}{F_{нт}} = \frac{509,9}{0,08} = 6\,373,8 \text{ кН/м}^2 \leq R_c = 9123 \text{ кН/м}^2;$$

где  $R_c$  – расчетное сопротивление сжатию вдоль волокон, равное 9123 кН/м<sup>2</sup>;

$F_{нт}$  – площадь нетто поперечного сечения элемента, равная 0,08 м<sup>2</sup>;

$N$  – расчетная продольная сила, равная -509,93 кН.

Проверку на устойчивость выполняем по формуле (3.48)

$$\frac{N}{\varphi \cdot F_{рас}} = \frac{509,9}{0,78 \cdot 0,08} = 8171,5 \text{ кН/м}^2 \leq R_c = 9123 \text{ кН/м}^2,$$

где  $F_{рас}$  – расчетная площадь поперечного сечения элемента, равная 0,08 м<sup>2</sup>;

$\varphi$  – коэффициент продольного изгиба, равный 0,78;

Условия прочности и устойчивости для сечения 200 x 400 мм выполняются.

Дополнительно проверим сечение в программе Декор (рисунок 3.29).

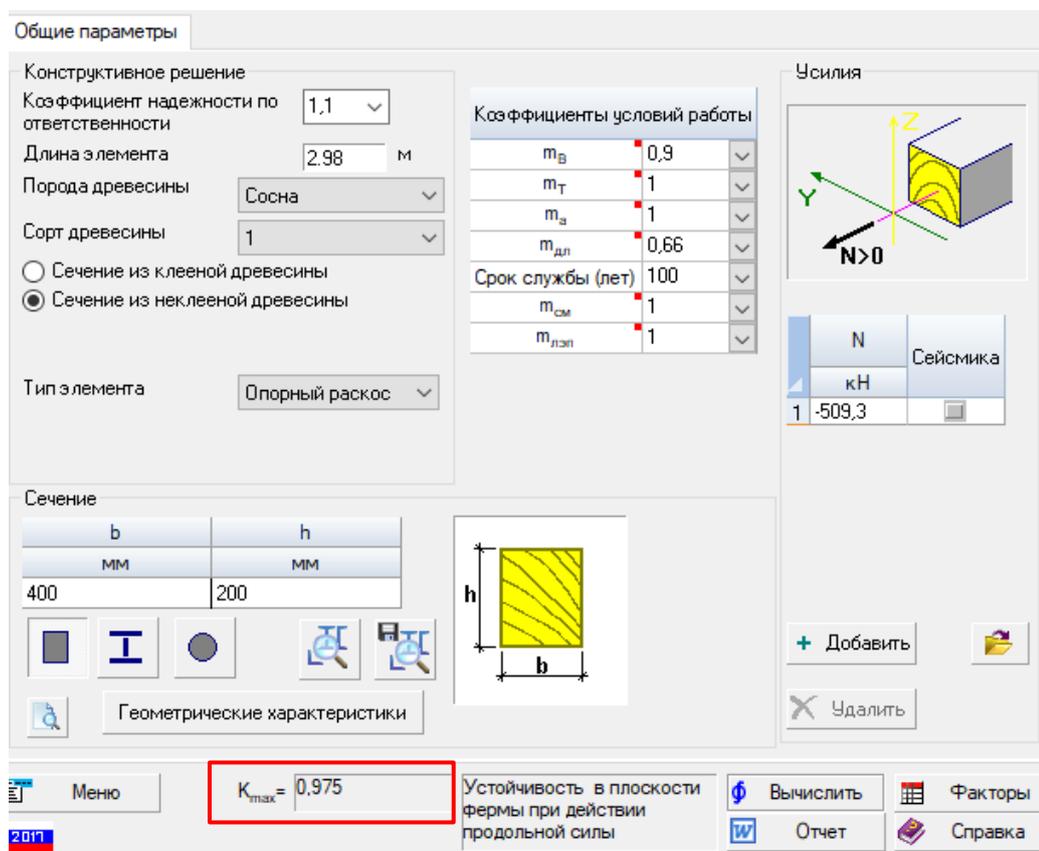


Рисунок 3.29 - Проверка сечения раскоса арки при  
в программе Декор. Элемент II

Инов. № подл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
------	------	----------	-------	------

### Элемента №3:

Сечение для проверки 200 x 400 мм, конструктивно разбитое на два элемента с сечением 200 x 200 мм.

Расчетная длина раскоса по формуле (3.51)

$$l_0 = l \cdot \mu_0 = 3,41 \cdot 1 = 3,41 \text{ м};$$

где  $l$  – длина элемента, равная 3,41 м;

$\mu_0$  – коэффициент, равный 1, при шарнирно-закрепленных концах, а также при шарнирном закреплении в промежуточных точках элемента.

Гибкость стойки фермы определяем по формуле (3.50)

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{3,41}{0,058} = 58,8;$$

где  $r$  – радиус инерции сечения элемента, равный 0,058 м.

Коэффициент продольного изгиба находим по формуле (3.48)

$$\varphi = 1 - a \left( \frac{\lambda}{100} \right)^2 = 1 - 0,8 \left( \frac{58,8}{100} \right)^2 = 0,72;$$

Проверку на прочность выполняем по формуле (3.47)

$$\frac{N}{F_{\text{нт}}} = \frac{175}{0,08} = 2187,5 \text{ кН/м}^2 \leq R_c = 9123 \text{ кН/м}^2;$$

где  $R_c$  – расчетное сопротивление сжатию вдоль волокон, равное 9123 кН/м<sup>2</sup>;

$F_{\text{нт}}$  – площадь нетто поперечного сечения элемента, равная 0,08 м<sup>2</sup>;

$N$  – расчетная продольная сила, равная -175 кН.

Проверку на устойчивость выполняем по формуле (3.48)

$$\frac{N}{\varphi \cdot F_{\text{рас}}} = \frac{175}{0,72 \cdot 0,08} = 3038,2 \text{ кН/м}^2 \leq R_c = 9123 \text{ кН/м}^2,$$

где  $F_{\text{рас}}$  – расчетная площадь поперечного сечения элемента, равная 0,08 м<sup>2</sup>;

$\varphi$  – коэффициент продольного изгиба, равный 0,72;

Условия прочности и устойчивости для сечения 200 x 400 м выполняются.

Дополнительно проверим сечение в программе Декор (рисунок 3.30).

Изн. № подл.	Изн. №	Изн. №	Изн. №	Изн. №
Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. №	Инв. №	Инв. №
Подп. и дата	Инв. №	Инв. №	Инв. №	Инв. №
Подп. и дата	Инв. №	Инв. №	Инв. №	Инв. №

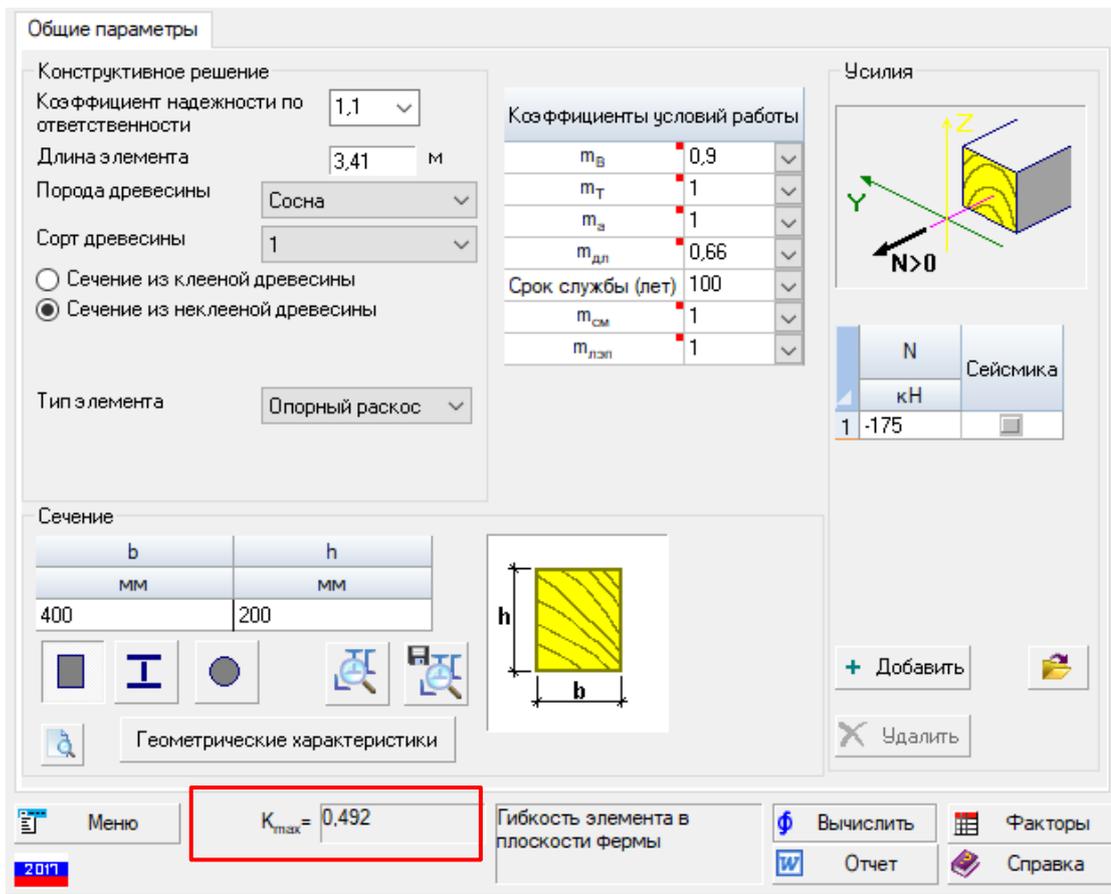


Рисунок 3.30 - Проверка сечения раскоса арки при в программе Декор. Элемент III

4) Конструктивно принимаем две стойки сечением 200 x 200 мм.

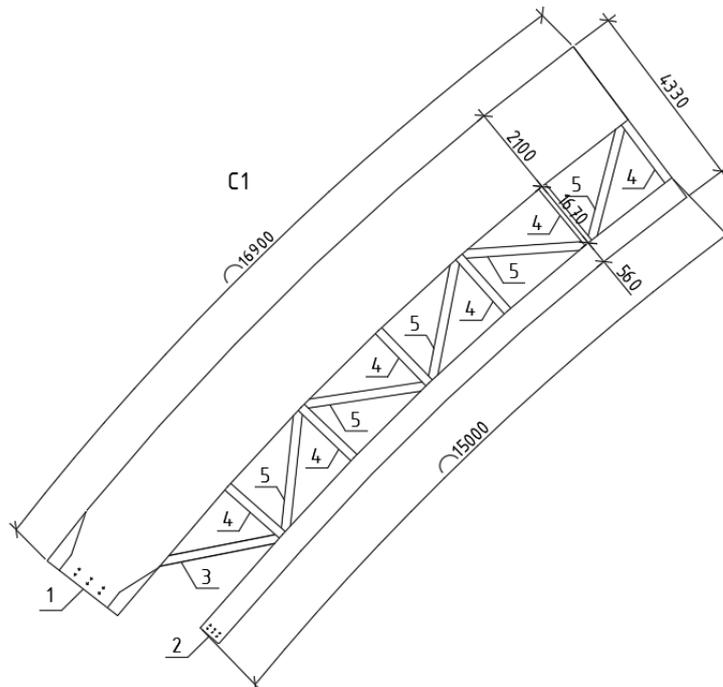


Рисунок 3.31 – Элемент №1

1 - верхний пояс; 2 - нижний пояс; 3 – опорный раскос; 4 – стойка; 5 – раскос.

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата
--------------	--------------	--------------	--------------	--------------

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
------	------	----------	-------	------



### 3.6.2 Расчет и конструирование прогона

1) Выполним проверку сечения клееного верхнего пояса фермы, задаваясь размерами 560 x 260 мм.

Расчетные сопротивления

Вид напряженно-деформированного состояния  
Сжатие вдоль волокон

Характеристики элементов  
в) элементы прямоугольного сечения шири

Порода древесины: Сосна  
Сорт древесины: 1

Сечение из клееной древесины  
 Сечение из неклееной древесины

Расчетное сопротивление  
**R<sub>c</sub>** 9196,831 кН/м<sup>2</sup>

Коэффициенты условий работы		
m <sub>B</sub>	0,9	
m <sub>T</sub>	1	
m <sub>б</sub>	0,96	
m <sub>сл</sub>	1,05	
m <sub>гн</sub>	1	
m <sub>а</sub>	1	
m <sub>з</sub>	1	
m <sub>дл</sub>	0,66	
Срок службы (лет)	100	
m <sub>см</sub>	1	
m <sub>лзп</sub>	1	

Рисунок 3.34 – Определение расчетного сопротивления сжатию вдоль волокон для верхнего пояса фермы в программе Декор

Расчетное сопротивление сжатию вдоль волокон  $R_c$  равно 9196,8 кН/м<sup>2</sup>.

Расчет на прочность выполняем по формуле (3.41)

$$\frac{N_{max.}}{F_{расч.}} + \frac{M_{д.}}{W_{расч.}} = \frac{88,65}{0,146} + \frac{11,74}{0,0136} = 1471,8 \text{ кН/м}^2 \leq R_c = 9196,8 \text{ кН/м}^2;$$

$$\frac{N}{F_{расч.}} + \frac{M_{max.д.}}{W_{расч.}} = \frac{2,67}{0,146} + \frac{95,2}{0,0136} = 7018,3 \text{ кН/м}^2 \leq R_c = 9196,8 \text{ кН/м}^2,$$

где  $N_{max.} = -88,65$  кН и  $N = 2,65$  кН – расчетная продольная сила;

$M_{д.} = -11,74$  кН·м и  $M_{max.д.} = -95,2$  кН·м – изгибающий момент в расчетном сечении без учета дополнительного момента от продольной силы;

$F_{расч.}$  – площадь расчетного сечения нетто, равная 0,146 м<sup>2</sup>;

$W_{расч.}$  – расчетный момент сопротивления поперечного сечения, равный 0,0136 м<sup>3</sup>.

Изн. № подл.	Подп. и дата	Взам. Изн. №	Изн. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
							79
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата			

Изгибающий момент от действия поперечных нагрузок  $M_d$  определяем по формуле (3.42)

$$M_d = \frac{M}{\xi} = \frac{11,62}{0,99} = 11,74 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

$$M_{max.d} = \frac{M_{max}}{\xi} = \frac{83,78}{0,97} = 95,2 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

где  $\xi$  – коэффициент, изменяющийся от 1 до 0, учитывающий дополнительный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента, рассчитываемый по формуле (3.43):

$$\xi = 1 - \frac{N_{max}}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{бр.}} = 1 - \frac{88,65}{0,545 \cdot 9196,8 \cdot 0,146} = 0,88;$$

$$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{бр.}} = 1 - \frac{2,65}{0,545 \cdot 9196,8 \cdot 0,146} = 0,99,$$

где  $M = -11,62 \text{ кН}\cdot\text{м}$  и  $M_{max} = -83,78 \text{ кН}\cdot\text{м}$  – изгибающий момент;  
 $\varphi$  – коэффициент, рассчитываемый по формуле (3.49):

$$\varphi = \frac{A}{\lambda^2} = \frac{3000}{74,2^2} = 0,545;$$

$A$  – коэффициент для древесины, равный 3000;

$\lambda$  – гибкость определяется по формуле (3.50):

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{12}{0,1617} = 74,2;$$

$l_0$  – расчетная длина элемента, равная 12 м;

$r$  – радиус инерции сечения элемента, равный 0,1617 м.

Запас по прочности сечения 560 x 260 мм (рисунок составляет 23,7 %.

Прогиб верхнего пояса фермы следует определять по формуле 3.44:

$$f_N = \frac{f}{\xi} = \frac{0,022}{0,88} = 0,025 \text{ м} = 25 \text{ мм},$$

где  $f$  – прогиб определяемый по формуле (3.45), равен 0,022 м;

$\xi$  – коэффициент, определяемый по формуле (3.43), равен 0,88.

Инв. № подл.	Подп. и дата
	Взам. Инв. №
Инв. № дубл.	Инв. №
	Подп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
						80

$$f = \frac{f_0}{k} \left[ 1 + c \left( \frac{h}{l} \right)^2 \right] = \frac{0,0213}{1} \left[ 1 + 19,2 \left( \frac{0,56}{12} \right)^2 \right] = 0,022 \text{ м,}$$

где  $f_0$  – прогиб балки постоянного сечения высотой  $h$  без учета деформаций сдвига, равный 0,0213 м;

$k$  – коэффициент, учитывающий влияние переменности высоты сечения, принимаемый равным 1 для балок постоянного сечения;

$c$  – коэффициент, учитывающий влияние деформаций сдвига от поперечной силы (см. табл. Е.4 [23]);

$$c = 15,4 + 3,8 \cdot \beta = 19,2;$$

$\beta$  – равен 1, так как высоты балки постоянна;

$h$  – наибольшая высота сечения, равная 0,56 м;

$l$  – пролет балки, равный 12 м.

Прогибы и перемещения элементов конструкций не должны превышать предельных, установленных в СП 20.13330 [1]. Для балки пролетом 12 м предельный прогиб составляет  $\frac{l}{250}$ .

Таким образом, условие  $f_N = 25 \text{ мм} < \frac{l}{250} = 48 \text{ мм}$  выполняется.

Дополнительно проверим сечение в программе Декор. Результаты расчета приведены на рисунке 3.36. Как видно, сечение прошло проверку по прочности при совместном действии сжимающей силы и изгибающего момента.

Окончательно принимаем сечение 560 x 260 мм – 20 ламелей толщиной 28 мм каждая (рисунок 3.35,а).

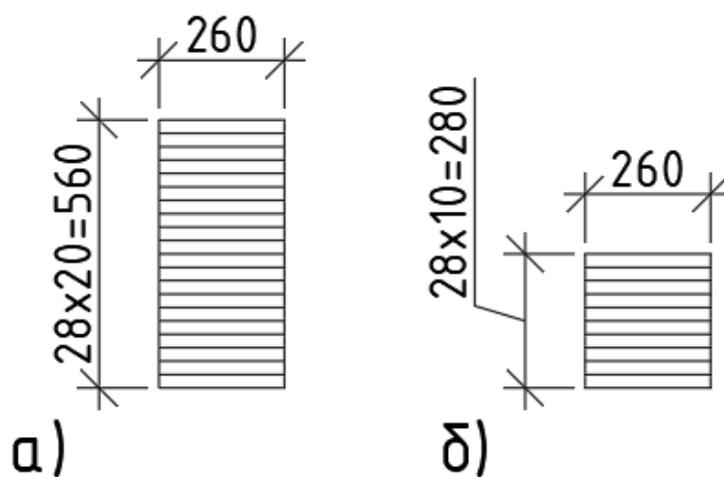


Рисунок 3.35 – Сечение верхнего (а) и нижнего (б) пояса фермы

Инов. № подл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

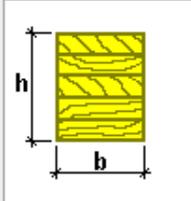
Общие параметры      Усилия      Расчетная длина в плоскости XOY

Конструктивное решение  
 Коэффициент надежности по ответственности: 1,1  
 Длина элемента: 12 м  
 Порода древесины: Сосна  
 Сорт древесины: 1

Сечение из клееной древесины  
 Сечение из неклееной древесины

Сечение  

b	h
мм	мм
260	560


 Геометрические характеристики

Кoeffициенты условий работы  

$m_B$	0,9
$m_T$	1
$m_{сл}$	1,05
$m_a$	1
$m_{дл}$	0,66
Срок службы (лет)	100
$m_{см}$	1
$m_{лэл}$	1

 Наличие ослаблений  
 Гнутый элемент

Предельная гибкость  
 Сжатые элементы: 120  
 Растянутые элементы: 120

Меню       $K_{max} = 0,866$       Гибкость элемента в плоскости XOY      Вычислить      Факторы  
 2017      Отчет      Справка

Сечение  

 + Добавить  
 X Удалить

	N	$M_y$	$Q_z$	$M_z$	$Q_y$	Сейсмика
	кН	кН*м	кН	кН*м	кН	
1	-88,65	-11,62	-24,18	0	0	<input type="checkbox"/>
2	2,67	-83,78	-45,76	0	0	<input type="checkbox"/>

Рисунок 3.36 – Проверка сечения верхнего пояса фермы в программе Декор

Расчетные сопротивления

Вид напряженно-деформированного состояния  
 Сжатие вдоль волокон

Характеристики элементов  
 в) элементы прямоугольного сечения шири

Порода древесины: Сосна  
 Сорт древесины: 1

Сечение из клееной древесины  
 Сечение из неклееной древесины

Расчетное сопротивление  
 $R_c = 9580,032$  кН/м<sup>2</sup>

Кoeffициенты условий работы  

$m_B$	0,9
$m_T$	1
$m_b$	1
$m_{сл}$	1,05
$m_{гн}$	1
$m_a$	1
$m_{дл}$	0,66
Срок службы (лет)	100
$m_{см}$	1
$m_{лэл}$	1

Рисунок 3.37– Определение расчетного сопротивления сжатию вдоль волокон для нижнего пояса фермы в программе Декор

Инв. № подл.      Подп. и дата      Взам. Инв. №      Инв. № дубл.      Подп. и дата

2) Выполним проверку сечения клееного нижнего пояса фермы, задаваясь размерами 280 x 260 мм.

Расчетное сопротивление сжатию вдоль волокон  $R_c$  равно 9580 кН/м<sup>2</sup> (рисунок 3.37).

Расчет на прочность выполняем по формуле (3.41)

$$\frac{N_{max.}}{F_{расч.}} + \frac{M_{д.}}{W_{расч.}} = \frac{104,62}{0,0728} + \frac{1,74}{0,0039} = 1883,3 \text{ кН/м}^2 \leq R_c = 9580 \text{ кН/м}^2;$$

$$\frac{N}{F_{расч.}} + \frac{M_{max.д.}}{W_{расч.}} = \frac{16,53}{0,0728} + \frac{9,72}{0,0039} = 2719,4 \text{ кН/м}^2 \leq R_c = 9580 \text{ кН/м}^2,$$

где  $N_{max.} = 104,62$  кН и  $N = -16,53$  кН – расчетная продольная сила;

$M_{д.} = -1,74$  кН·м и  $M_{max.д.} = -9,72$  кН·м – изгибающий момент в расчетном сечении без учета дополнительного момента от продольной силы;

$F_{расч.}$  – площадь расчетного сечения нетто, равная 0,0728 м<sup>2</sup>;

$W_{расч.}$  – расчетный момент сопротивления поперечного сечения, равный 0,0039 м<sup>3</sup>.

Изгибающий момент от действия поперечных нагрузок  $M_{д.}$  определяем по формуле (3.42):

$$M_{д.} = \frac{M}{\xi} = \frac{1,72}{0,99} = 1,74 \text{ кН·м},$$

$$M_{max.д.} = \frac{M_{max}}{\xi} = \frac{7,69}{0,83} = 9,27 \text{ кН·м},$$

где  $\xi$  – коэффициент, изменяющийся от 1 до 0, учитывающий дополнительный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента, рассчитываемый по формуле (3.43):

$$\xi = 1 - \frac{N_{max}}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{бр.}} = 1 - \frac{104,62}{0,137 \cdot 9580 \cdot 0,146} = 0,99;$$

$$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{бр.}} = 1 - \frac{16,53}{0,137 \cdot 9580 \cdot 0,0728} = 0,83,$$

где  $M = -1,72$  кН·м и  $M_{max.} = -7,69$  кН·м – изгибающий момент;

$\varphi$  – коэффициент, рассчитываемый по формуле (3.49):

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист 83

$$\varphi = \frac{A}{\lambda^2} = \frac{3000}{148,1^2} = 0,137;$$

$A$  – коэффициент для древесины, равный 3000;

$\lambda$  – гибкость определяется по формуле (3.50):

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{12}{0,081} = 148,1;$$

$l_0$  – расчетная длина элемента, равная 12 м;

$r$  – радиус инерции сечения элемента, равный 0,081 м.

Прочность сечения 280 x 260 мм обеспечена.

Прогиб верхнего пояса фермы следует определять по формуле (3.44):

$$f_N = \frac{f}{\xi} = \frac{0,0206}{0,88} = 0,0248 \text{ м} = 24,8 \text{ мм},$$

где  $f$  – прогиб определяемый по формуле (3.45), равен 0,0206 м;

$\xi$  - коэффициент, определяемый по формуле (3.43), равен 0,983.

$$f = \frac{f_0}{k} \left[ 1 + c \left( \frac{h}{l} \right)^2 \right] = \frac{0,0204}{1} \left[ 1 + 19,2 \left( \frac{0,28}{12} \right)^2 \right] = 0,0206 \text{ м},$$

где  $f_0$  – прогиб балки постоянного сечения высотой  $h$  без учета деформаций сдвига, равный 0,0204 м;

$k$  – коэффициент, учитывающий влияние переменности высоты сечения, принимаемый равным 1 для балок постоянного сечения;

$c$  – коэффициент, учитывающий влияние деформаций сдвига от поперечной силы (см. табл. Е.4 [23]);

$$c = 15,4 + 3,8 \cdot \beta = 19,2;$$

$\beta$  – равен 1, так как высоты балки постоянна;

$h$  – наибольшая высота сечения, равная 0,28 м;

$l$  – пролет балки, равный 12 м.

Прогибы и перемещения элементов конструкций не должны превышать предельных, установленных в СП 20.13330 [1]. Для балки пролетом 12 м предельный прогиб составляет  $\frac{l}{250}$ .

Изн. № полл.	Подп. и дата	Взам. Изн. №	Изн. № дубл.	Подп. и дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
						84
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата		

Таким образом, условие  $f_N = 24,8 \text{ мм} < \frac{l}{250} = 48 \text{ мм}$  выполняется.

Дополнительно проверим сечение в программе Декор. Результаты расчета приведены на рисунке 3.38. Как видно, сечение прошло проверку по прочности при совместном действии сжимающей силы и изгибающего момента.

Окончательно принимаем сечение 280 x 260 мм – 10 ламелей толщиной 28 мм каждая (рисунок 35,б).

**Общие параметры**

Конструктивное решение  
 Коэффициент надежности по ответственности: 1,1  
 Длина элемента: 12 м  
 Порода древесины: Сосна  
 Сорт древесины: 1

Сечение из клееной древесины  
 Сечение из неклееной древесины

**Усилия**

Кoeffициенты условий работы

$m_B$	0,9
$m_T$	1
$m_{сл}$	1,05
$m_a$	1
$m_{дл}$	0,66
Срок службы (лет)	100
$m_{см}$	1
$m_{лэл}$	1

Наличие ослаблений  
 Гнутый элемент

**Сечение**

b	h
260	280

Геометрические характеристики

**Расчетная длина в плоскости XOY**

Предельная гибкость

Сжатые элементы: 120  
 Растянутые элементы: 120

**К<sub>max</sub> = 0,866**

Гибкость элемента в плоскости XOY

Вычислить | Факторы  
 Отчет | Справка

**Сечение**

	N	M <sub>y</sub>	Q <sub>z</sub>	M <sub>z</sub>	Q <sub>y</sub>	Сейсмика
	кН	кН*м	кН	кН*м	кН	
1	104,62	1,72	-0,15	0	0	<input type="checkbox"/>
2	-16,53	2,09	-2,77	0	0	<input type="checkbox"/>
3	-15,48	-7,69	-3,73	0	0	<input type="checkbox"/>

Рисунок 3.38 – Проверка сечения нижнего пояса фермы в программе Декор

3) Проверка сечения 200 x 200 мм раскоса фермы.

Расчетная длина раскоса фермы по формуле (3.51)

$$l_0 = l \cdot \mu_0 = 4,49 \cdot 1 = 4,49 \text{ м,}$$

Изм. Лист № докум. Подп. Дата

Инв. № подл.

Взам. Инв. № Инв. № дубл.

Подп. и дата

где  $l$  – длина элемента, равная 4,49 м;

$\mu_0$  – коэффициент, равный 1, при шарнирно-закрепленных концах, а также при шарнирном закреплении в промежуточных точках элемента.

Гибкость стойки фермы определяем по формуле (3.50)

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{4,49}{0,058} = 77,4,$$

где  $r$  – радиус инерции сечения элемента, равный 0,058 м.

Коэффициент продольного изгиба находим по формуле (3.49)

$$\varphi = \frac{A}{\lambda^2} = \frac{3000}{77,4^2} = 0,5.$$

Проверку на прочность выполняем по формуле (3.47)

$$\frac{N}{F_{нт}} = \frac{95,63}{0,04} = 2390,8 \text{ кН/м}^2 \leq R_c = 7983,4 \text{ кН/м}^2,$$

где  $R_c$  – расчетное сопротивление сжатию вдоль волокон, равное 7983,4 кН/м<sup>2</sup>;

$F_{нт}$  – площадь нетто поперечного сечения элемента, равная 0,04 м<sup>2</sup>;

$N$  – расчетная продольная сила, равная 95,63 кН.

Проверку на устойчивость выполняем по формуле (3.48)

$$\frac{N}{\varphi \cdot F_{рас}} = \frac{95,63}{0,5 \cdot 0,04} = 4781,5 \text{ кН/м}^2 \leq R_c = 7983,4 \text{ кН/м}^2,$$

где  $F_{рас}$  – расчетная площадь поперечного сечения элемента, равная 0,0255 м<sup>2</sup>;

$\varphi$  – коэффициент продольного изгиба, равный 0,5.

Условия прочности и устойчивости для сечения 200 х 200 мм выполняются.

Дополнительно проверим сечение в программе Декор (рисунок 3.39).

4) Стойки фермы конструктивно принимаем сечением 200 х 200 мм.

Фермы показаны на рисунке 3.40.

Ивл. № полл.	Подп. и дата
Взам. Ивл. №	Подп. и дата
Ивл. № дубл.	Подп. и дата
Ивл. №	Подп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
------	------	----------	-------	------

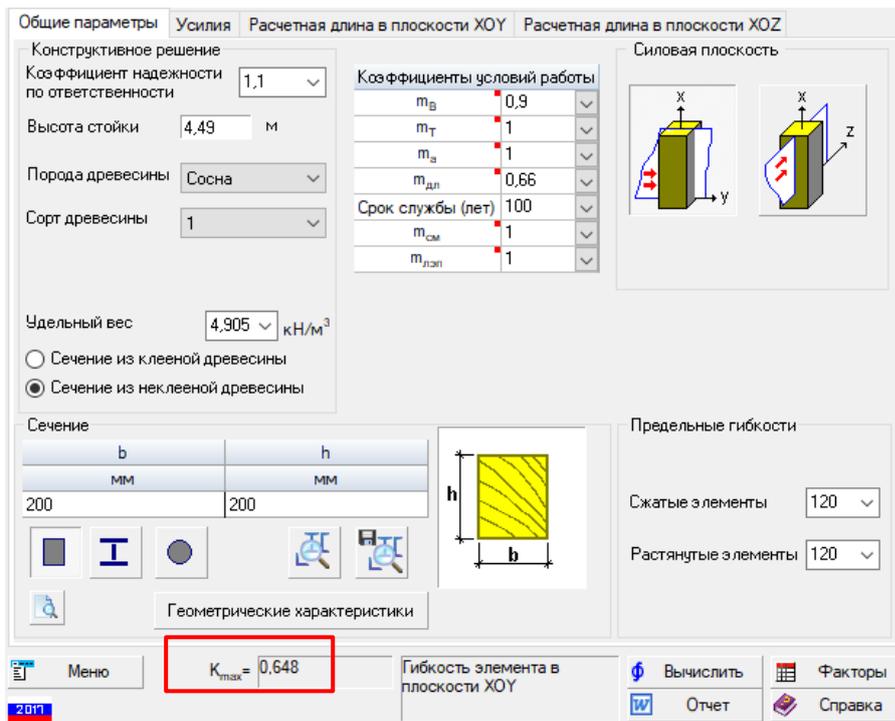


Рисунок 3.39 - Проверка сечения стойки фермы в программе Декор

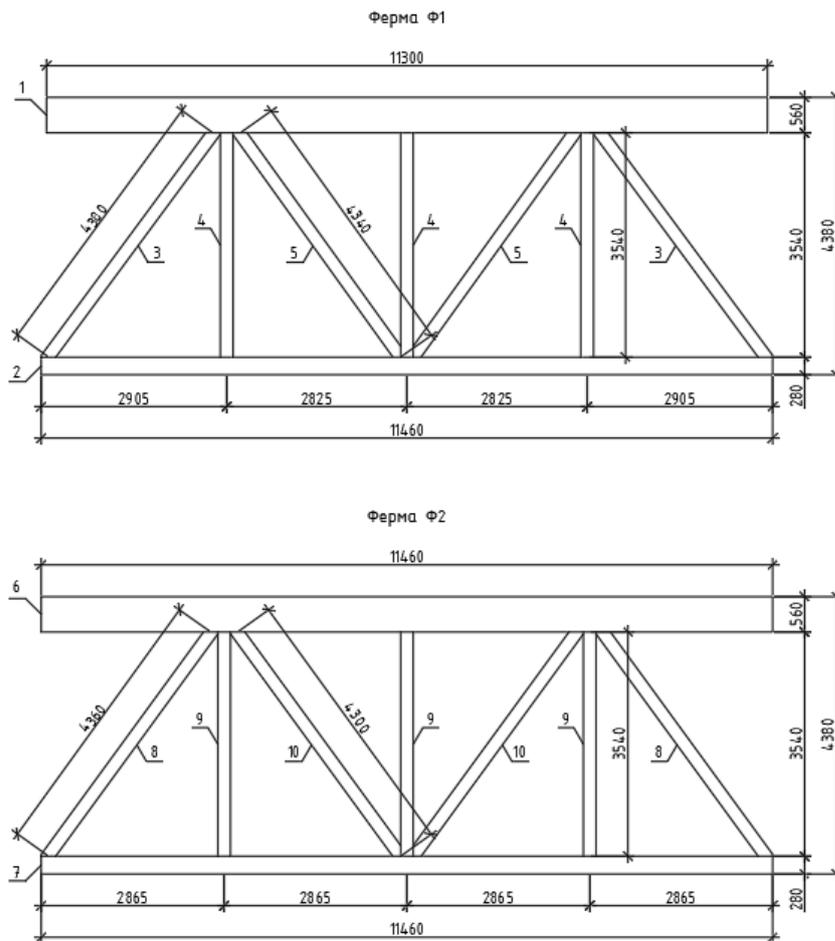


Рисунок 3.40 – Прогон-ферма Ф1 и Ф2

1 и 6 – верхний пояс; 2 и 7 – нижний пояс; 3, 5, 8 и 10 – раскосы; 4 и 9 - стойки

Инв. № подл.	Пош. и дата
	Взам. Инв. № Инв. № дубл.
Инв. № подл.	Пош. и дата
	Взам. Инв. № Инв. № дубл.
Инв. № подл.	Пош. и дата
	Взам. Инв. № Инв. № дубл.

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
------	------	----------	-------	------

ДП 08.05.01 ПЗ

Лист

87

### 3.7 Расчет сопряжения элементов арки

#### 3.7.1 Соединение поясов на клеенных стержнях

Расчет произведен согласно СП 382.1325800.2017 «Конструкции деревянные клееные на клеенных стержнях» [24].

В соединении, работающем на сдвиг, сдвигающее усилие, приходящееся на один наклонно клеенный стержень  $T'_{сд}$ , работающий на продавливание (сжатие), при отсутствии рядом клеенной связи, работающей на выдергивание (растяжение), либо работающий на выдергивание (растяжение), при отсутствии прижима по плоскости сплачивания или поперечно клеенного стержня (рисунок 3.41), должно удовлетворять условию

$$\left(\frac{N_c}{T_a}\right)^2 + \frac{Q}{T_H} \leq 1, \quad (3.52)$$

где  $N_p$  – составляющая расчетного усилия на один стержень  $T_c$ , кН, вызывающая в наклонных стержнях напряжения растяжения;

$T_a$  – расчетная несущая способность одного стержня по условию прочности на растяжение, кН;

$Q$  – составляющая того же усилия  $T_c$ , вызывающая в наклонных стержнях напряжения изгиба, кН;

$T_H$  – расчетная несущая способность стержня на один шов из условия его работы на изгиб, кН.

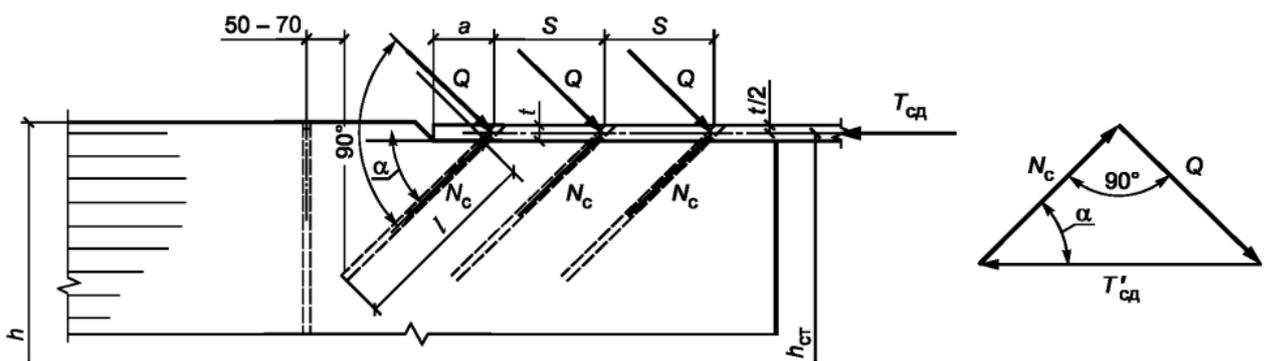


Рисунок 3.41 – Работа наклонного клеенного стержня в соединении, работающем на сдвиг и сжатого или растянутого при отсутствии контакта:

$a$  – расстояние от края пластины до оси стержня;  $h$  – высота сечения элемента;  $h_{ст}$  – высота сечения стыка;  $l$  – длина заделываемой части стержня;  $l_c$  – длина сжатого стержня;  $N_c$  – усилие сжатия;  $Q$  – поперечная сила;  $S$  – шаг стержней;  $T_{сд}$  – усилие сдвига;  $T'_{сд}$  – усилие сдвига, приходящееся на один наклонно клеенный стержень;  $t$  – толщина пластины;  $\alpha$  – угол наклона стержней;  $\sigma_c$  – напряжение сжатия

Ив. № полл.	Полп. и дата	Взам. Ив. №	Ив. № дубл.	Полп. и дата

Составляющая расчетного усилия  $N_c$  на один стержень определяем по формуле

$$N_c = T'_{сд} \cdot \cos \alpha, \quad (3.53)$$

где  $T'_{сд}$  – расчетное сдвигающее усилие, приходящееся на один наклонно вклеенный стержень, кН;

$\alpha$  – угол наклона вклеенной связи.

Расчетное сдвигающее усилие  $T'_{сд}$ , приходящееся на один наклонно вклеенный стержень, рассчитываем по формуле

$$T'_{сд} = \frac{T_{сд}}{n_{вс} \cdot k_{с.р}}, \quad (3.54)$$

где  $T_{сд}$  – расчётное сдвигающее усилия, кН;

$n_{вс}$  – количество вклеенных стержней;

$k_{с.р}$  – коэффициент совместной работы.

Коэффициент совместной работы  $k_{с.р}$  необходимо учитывать при определении числа вклеенных:

- при одном наклонном стержне с одной стороны стыка и на одной грани  $k_{с.р} = 1$ ;
- двух наклонных стержнях  $k_{с.р} = 0,9$ ;
- большем количестве стержней  $k_{с.р} = 0,75$ .

Расчетная несущая способность одного стержня  $T_a$  по условию прочности на растяжение

$$T_a = F_a \cdot R_a, \quad (3.55)$$

где  $F_a$  – площадь сечения стержня, м<sup>2</sup>;

$R_a$  – расчетное сопротивление растяжению арматурной стали для  $A500 = 435$  МПа равное расчетному сопротивлению на сжатие для первой группы предельных состояний.

Составляющая  $Q$  усилия  $T_c$ , вызывающая в наклонных стержнях напряжения изгиба

$$Q = T'_{сд} \cdot \sin \alpha, \quad (3.56)$$

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
							89
							Изм. Лист № докум. Подп. Дата

где  $T'_{сд}$  – то же, что и в формуле (?);

$\alpha$  – то же, что и в формуле (?).

Расчетная несущая способность стержня  $T_H$  на один шов из условия его работы на изгиб принимается при нежестком (болтовом) соединении вклеенного стержня (А500) номинальным диаметром  $d$  со стальной накладкой:

$$T_H = 85 \cdot d^2 \cdot m_{дл} \cdot Pm_i \cdot n, \quad (3.57)$$

где  $d$  – номинальный диаметр стержня, м;

$m_{дл} = 0,66$  – коэффициент длительной прочности согласно [23, табл. 4], соответствующий режиму нагружения В;

$Pm_i = m_B \cdot m_{сл} \cdot m_6 \cdot m_{ГН} = 0,9 \cdot 1,05 \cdot 0,85 \cdot 1$  – произведение коэффициентов условий работы [23, п. 6.9];

$m_B = 0,9$  – коэффициент условий работы для 2 (нормального) режима эксплуатации [23, п. 6.9, а];

$m_6 = 0,85$  – коэффициент условий работы клееных элементов прямоугольного сечения высотой более 50 см [23, п. 6.9, в];

$m_{сл} = 1,05$  – коэффициент условий работы для клееных деревянных элементов с толщиной слоев 26 мм [23, п. 6.9, е];

$m_{ГН} = 1$  – коэффициент условий работы для элементов с отношением  $r_k/a$  более 500 [23, п. 6.9, ж].

$n$  – количество стержней на одной стороне.

### 3.7.2 Подбор диаметра вклеенных стержней верхнего пояса

Расчетное сдвигающее усилие  $T'_{сд}$ , приходящееся на один наклонно вклеенный стержень, рассчитываем по формуле (3.54)

$$T'_{сд} = \frac{T_{сд}}{n_{вс} \cdot k_{с.р}} = \frac{1441,1}{12 \cdot 0,75} = 160,1 \text{ кН},$$

где  $T_{сд}$  – расчётное сдвигающее усилия, равное -1441,1 кН;

$n_{вс}$  – количество вклеенных стержней, равное 12;

$k_{с.р}$  – коэффициент совместной работ, равный 0,75.

Составляющая расчетного усилия  $N_c$  на один стержень определяем по формуле (3.53)

Инвар. № полл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата
----------------	--------------	--------------	--------------	--------------

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
						90

$$N_c = T'_{сд} \cdot \cos \alpha = 160,1 \cdot \cos 30 = 137,7 \text{ кН},$$

где  $\alpha$  – угол наклона вклеенной связи, равный  $30^\circ$ .

Расчетная несущая способность одного стержня  $T_a$  по условию прочности на растяжение по формуле (3.55)

$$T_a = F_a \cdot R_a = 0,001257 \cdot 435\,000 = 546,8 \text{ кН},$$

где  $F_a$  – площадь сечения стержня, равная  $0,001257 \text{ м}^2$ ;

$R_a$  – расчетное сопротивление растяжению арматурной стали для  $A500 = 435 \text{ МПа} = 435\,000 \text{ кН/м}^2$ , равное расчетному сопротивлению на сжатие для первой группы предельных состояний.

Расчетная несущая способность стержня  $T_H$  по формуле (3.57)

$$T_H = 85 \cdot d^2 \cdot \sqrt{m_{дл}} \cdot Pm_i = 85 \cdot 0,04^2 \cdot \sqrt{0,66} \cdot 0,8 = 0,088,$$

где  $d$  – номинальный диаметр стержня, равный  $0,04 \text{ м}$ ;

$m_{дл}$  – коэффициент длительной прочности согласно, соответствующий режиму нагружения В, равный  $0,66$ ;

$Pm_i$  – произведение коэффициентов условий работы, равное  $0,8$ .

Составляющая  $Q$  усилия  $T_c$ , вызывающая в наклонных стержнях напряжения изгиба по формуле (3.56)

$$Q = T'_{сд} \cdot \sin \alpha = 160,1 \cdot \sin 30 = 80,06 \text{ кН},$$

где  $T'_{сд}$  – то же, что и в формуле (3.54), равное кН;

$\alpha$  – угол наклона вклеенной связи, равный  $30^\circ$ .

Условие (3.52)

$$\left(\frac{N_c}{T_a}\right)^2 + \frac{Q}{T_H} = \left(\frac{137,7}{546,8}\right)^2 + \frac{80,06}{88,13} = 0,971 \leq 1.$$

Условие выполняется. Принимаем по 12 стержней с каждой стороны  $\emptyset 40 A500$  с нежестким болтовым соединением стержня со стальной накладкой.

Диаметр отверстия  $d_0$  принимаем на 4 мм больше диаметра нагеля – 44 мм.

Инв. № подл.	Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

Взам. Инв. №	

Инв. № дубл.	

Подп. и дата	

Подп. и дата	

Подп. и дата	

### 3.7.3 Проверка несущей способности стержней верхнего пояса

Согласно п. 8.41 [24] расчетную несущую способность,  $T$ , кН/м<sup>2</sup>, клеиваемого под углом к волокнам стержня на выдергивание или продавливание в стыках КДК следует определять по формуле:

$$T = R^A \cdot \pi \cdot d_1 \cdot l_p \cdot k_C \cdot k_{II} \cdot m_d \cdot m_{дл} \cdot P m_i \leq F_a \cdot R_a, \quad (3.58)$$

где  $R^A$  – расчетное сопротивление древесины выдергиванию или продавливанию клеенного стержня, МПа, принимаемое равным 6 800 кН/м<sup>2</sup>;

$d_1$  – диаметр отверстия, равный 0,044 м;

$l_p$  – расчетная длина стержня, м;

$$l_p = l - l_0 = 1000 - 3 \cdot 40 = 880 \text{ мм} \leq 30d = 1200 \text{ мм}; \quad (3.59)$$

$l$  – длина заделываемой части, равная 1000 мм;

$l_0 = 3d$  – глубина возможного снижения прочности клеевой прослойки при сварке;

$d$  – диаметр клеиваемого стержня, равный 0,04 м;

$k_C$  – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения напряжений сдвига в зависимости от длины заделываемой части стержня, который следует определять по формуле

$$k_C = 1,2 - 0,02 \frac{l_p}{d} = 1,2 - 0,02 \frac{0,88}{0,04} = 0,76; \quad (3.60)$$

$k_{II}$  – коэффициент, зависящий от знака нормальных напряжений вдоль волокон в зоне установки стержней;

$m_d$  – коэффициент, учитывающий зависимость расчетного сопротивления от диаметра стержня;

$$m_d = 1,12 - 0,1d = 1,12 - 0,1 \cdot 0,04 = 1,116; \quad (3.61)$$

$F_a$  – площадь сечения стержня, равная 0,001257 м<sup>2</sup>;

$R_a = 435 000$  кН/м<sup>2</sup> – расчетное сопротивление материала стержня.

$$T = 6800 \cdot 3,14 \cdot 0,044 \cdot 0,88 \cdot 0,76 \cdot 1,116 \cdot 0,66 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 0,85 \cdot 1 \leq 0,0012555 \cdot 435 000$$

$$T = 371,75 \text{ кН/м}^2 < 546,8 \text{ кН/м}^2 - \text{Условие выполняется.}$$

Ив. № полл.	Взам. Ив. №	Ив. № дубл.	Подп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
						92

### 3.7.4 Расчет толщины накладки верхнего пояса

Согласно п. 5.16 [24] стальные накладки, анкерные полосы и тяги с приваренными к ним наклонными вклеенными стержнями должны рассчитываться на растяжение с изгибом по формуле:

$$\left[ \frac{N_a}{F_{HT} R_a} \right]^2 + \frac{M_a}{c W_{HT} R_a} \leq 1, \quad (3.62)$$

где  $N_a$  – растягивающее усилие в стальной накладке, кН/м<sup>2</sup>;

$M_a$  – изгибающий момент, МНм, принимаемый  $M_a = 24d^3$  - при стержнях из арматуры А-II;  $M_a = 30d^3$  - при стержнях из арматуры А-III;

$F_{HT}$ ,  $W_{HT}$  – площадь и момент сопротивления сечения нетто стальной накладки, м<sup>2</sup>, м<sup>3</sup>;

$c = 1,47$  – коэффициент, учитывающий пластическую стадию работы стальной накладки прямоугольного сечения;

$R_a$  – расчетное сопротивление растяжению полосовой стали, кН/м<sup>2</sup>;

$d$  – диаметр стержней, м.

Расчетные сопротивления при растяжении и сжатии листового, широкополосного универсального, сортового проката идентичны. Преобразуем формулу:

$$\left[ \frac{N_c}{F_{HT} R_c} \right]^2 + \frac{M_c}{1,47 \cdot W_{HT} R_c} \leq 1,$$

где  $N_c = 2882,1$  кН/м<sup>2</sup> – сжимающее усилие в стальной накладке;

$R_c = 329\,000$  МПа – расчетное сопротивление сжатию полосовой стали С345;

$$\left[ \frac{2882,1}{0,5 \cdot 0,02 \cdot 329\,000} \right]^2 + \frac{30 \cdot 0,04^3}{1,47 \cdot \frac{0,5 \cdot 0,02^2}{6} \cdot 329\,000} = 0,887 \leq 1,$$

Конструктивно накладку толщиной  $t = 40$  мм, шириной  $b = 500$  мм и длиной  $l = 3600$  мм.

### 3.7.5 Проверка прочности сварного соединения уголка с накладкой

Уголок выполнен из стали С345.

Конструктивно принимаем катет шва равный  $k_f = 10$ .

Ивн. № подл.	Взам. Ивн. №	Ивн. №	Ивн. № дубл.	Подп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист 93

По таблице 39 [25] для ручной сварки  $\beta_f = 0,7; \beta_z = 1$ .

Для соединения с угловыми швами расчетные сопротивления равны:

- по металлу шва  $R_{wf} = 240\,000 \text{ кН/м}^2$ ,

- по металлу границы сплавления  $R_{wz} = 220\,500 \text{ кН/м}^2$ .

$$\frac{\beta_f R_{wf}}{\beta_z R_{wz}} = \frac{0,7 \cdot 240\,000}{1 \cdot 220\,500} = 0,762 < 1. \quad (3.63)$$

Следовательно расчет сварного соединения следует выполнять на срез (условный) по металлу шва

$$\frac{N}{\beta_f k_f l_w R_{wf} \gamma_c} \leq 1, \quad (3.64)$$

где  $l_w$  – расчетная длина швов в сварном соединении, равная суммарной длине всех его участков за вычетом по 1 см на каждом непрерывном участке шва.

Минимальная длина сварного шва для всех уголков должна быть:

$$l_w = \frac{2882,1}{0,7 \cdot 10 \cdot 220500 \cdot 1} = 1,86 \text{ м} = 186 \text{ см.}$$

Минимальная длина сварного шва для одного уголка должна быть  $186/8 = 23,25 \text{ см}$ .

Длина уголка конструктивно принимаем равной 410 мм. Сварной шов проходит проверку прочности (рисунок 3.42).

### 3.7.6 Подбор диаметра вклеенных стержней нижнего пояса

Расчетное сдвигающее усилие  $T'_{сд}$ , приходящееся на один наклонно вклеенный стержень, рассчитываем по формуле (3.54)

$$T'_{сд} = \frac{T_{сд}}{n_{вс} \cdot k_{с.р}} = \frac{271}{6 \cdot 0,75} = 60,2 \text{ кН,}$$

где  $T_{сд}$  – расчётное сдвигающее усилия, равное -271 кН;

$n_{вс}$  – количество вклеенных стержней, равное 6;

$k_{с.р}$  – коэффициент совместной работ, равный 0,75.

Составляющая расчетного усилия  $N_c$  на один стержень определяем по формуле (3.53)

Инв. № подл.	Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист				
								Взам. Инв. №	Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата
94											

$$N_c = T'_{сд} \cdot \cos \alpha = 60,2 \cdot \cos 30 = 51,77 \text{ кН},$$

где  $\alpha$  – угол наклона вклеенной связи, равный  $30^\circ$ .

Расчетная несущая способность одного стержня  $T_a$  по условию прочности на растяжение по формуле (3.55)

$$T_a = F_a \cdot R_a = 0,000616 \cdot 435\,000 = 268 \text{ кН},$$

где  $F_a$  – площадь сечения стержня, равная  $0,00\,616 \text{ м}^2$ ;

$R_a$  – расчетное сопротивление растяжению арматурной стали для  $A500 = 435 \text{ МПа} = 435\,000 \text{ кН/м}^2$ , равное расчетному сопротивлению на сжатие для первой группы предельных состояний.

Расчетная несущая способность стержня  $T_n$  по формуле (3.57)

$$T_n = 85 \cdot d^2 \cdot \sqrt{m_{дл}} \cdot Pm_i = 85 \cdot 0,028^2 \cdot \sqrt{0,66} \cdot 0,8 = 0,043,$$

где  $d$  – номинальный диаметр стержня, равный  $0,028 \text{ м}$ ;

$m_{дл}$  – коэффициент длительной прочности согласно, соответствующий режиму нагружения В, равный  $0,66$ ;

$Pm_i$  – произведение коэффициентов условий работы, равное  $0,8$ .

Составляющая  $Q$  усилия  $T_c$ , вызывающая в наклонных стержнях напряжения изгиба по формуле (3.56)

$$Q = T'_{сд} \cdot \sin \alpha = 60,2 \cdot \sin 30 = 30,1 \text{ кН},$$

где  $T'_{сд}$  – то же, что и в формуле (3.54), равное кН;

$\alpha$  – угол наклона вклеенной связи, равный  $30^\circ$ .

Условие (3.52)

$$\left(\frac{N_c}{T_a}\right)^2 + \frac{Q}{T_n} = \left(\frac{51,77}{268}\right)^2 + \frac{30,1}{43} = 0,737 \leq 1.$$

Условие выполняется. Принимаем по 6 стержней с каждой стороны  $\emptyset 28 A500$  с нежестким болтовым соединением стержня со стальной накладкой.

Диаметр отверстия  $d_0$  принимаем на  $4 \text{ мм}$  больше диаметра нагеля –  $32 \text{ мм}$ .

Инв. № подл.	Подп. и дата
	Взам. Инв. №
	Инв. № дубл.
Инв. № подл.	Подп. и дата
	Взам. Инв. №
Инв. № подл.	Подп. и дата
	Взам. Инв. №

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
						95



$T = 189,4 \text{ кН/м}^2 < 267,9 \text{ кН/м}^2$  - Условие выполняется.

### 3.7.8 Расчет толщины накладки нижнего пояса

Согласно п. 5.16 [24] стальные накладки, анкерные полосы и тяги с приваренными к ним наклонными вклеенными стержнями должны рассчитываться на растяжение с изгибом по формуле (3.63)

$$\left[ \frac{N_a}{F_{нт} R_a} \right]^2 + \frac{M_a}{c W_{нт} R_a} \leq 1,$$

где  $N_a$  – растягивающее усилие в стальной накладке, кН/м<sup>2</sup>;

$M_a$  – изгибающий момент, МНм, принимаемый  $M_a = 24d^3$  - при стержнях из арматуры А-II;  $M_a = 30d^3$  - при стержнях из арматуры А-III;

$F_{нт}$ ,  $W_{нт}$  – площадь и момент сопротивления сечения нетто стальной накладки, м<sup>2</sup>, м<sup>3</sup>;

$c = 1,47$  – коэффициент, учитывающий пластическую стадию работы стальной накладки прямоугольного сечения;

$R_a$  – расчетное сопротивление растяжению полосовой стали, кН/м<sup>2</sup>;

$d$  – диаметр стержней, м.

Расчетные сопротивления при растяжении и сжатии листового, широкополосного универсального, сортового проката идентичны. Преобразуем формулу:

$$\left[ \frac{N_c}{F_{нт} R_c} \right]^2 + \frac{M_c}{1,47 \cdot W_{нт} R_c} \leq 1,$$

где  $N_c = -542 \text{ кН/м}^2$  – сжимающее усилие в стальной накладке;

$R_c = 329\,000 \text{ кН/м}^2$  – расчетное сопротивление сжатию полосовой стали С345;

$$\left[ \frac{542}{0,44 \cdot 0,01 \cdot 329\,000} \right]^2 + \frac{30 \cdot 0,028^3}{1,47 \cdot \frac{0,44 \cdot 0,01^2}{6} \cdot 329\,000} = 0,305 \leq 1,$$

Конструктивно принимаем накладку толщиной  $t = 30 \text{ мм}$ , шириной  $b = 440 \text{ мм}$  и длиной  $l = 1240 \text{ мм}$ .

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
						97

### 3.7.9 Проверка прочности сварного соединения уголка с накладкой

Уголок выполнен из стали С345.

Конструктивно принимаем катет шва равный  $k_f = 10$ .

По таблице 39 [25] для ручной сварки  $\beta_f = 0,7$ ;  $\beta_z = 1$ .

Для соединения с угловыми швами расчетные сопротивления равны:

- по металлу шва  $R_{wf} = 240\,000$  кН/м<sup>2</sup>,

- по металлу границы сплавления  $R_{wz} = 220\,500$  кН/м<sup>2</sup>.

$$\frac{\beta_f R_{wf}}{\beta_z R_{wz}} = \frac{0,7 \cdot 240\,000}{1 \cdot 220\,500} = 0,762 < 1.$$

Следовательно расчет сварного соединения следует выполнять на срез (условный) по металлу шва (3.64)

$$\frac{N}{\beta_f k_f l_w R_{wf} \gamma_c} \leq 1,$$

где  $l_w$  – расчетная длина швов в сварном соединении, равная суммарной длине всех его участков за вычетом по 1 см на каждом непрерывном участке шва.

Минимальная длина сварного шва для всех уголков должна быть:

$$l_w = \frac{542}{0,7 \cdot 0,01 \cdot 220500 \cdot 1} = 0,35 \text{ м} = 35 \text{ см.}$$

Минимальная длина сварного шва для одного уголка должна быть  $35/4 = 8,75$  см.

Длина уголка конструктивно принимаем равной 440 мм. Сварной шов проходит проверку прочности (рисунок 3.43).

Ивл. № полл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата
--------------	--------------	--------------	--------------	--------------

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
------	------	----------	-------	------

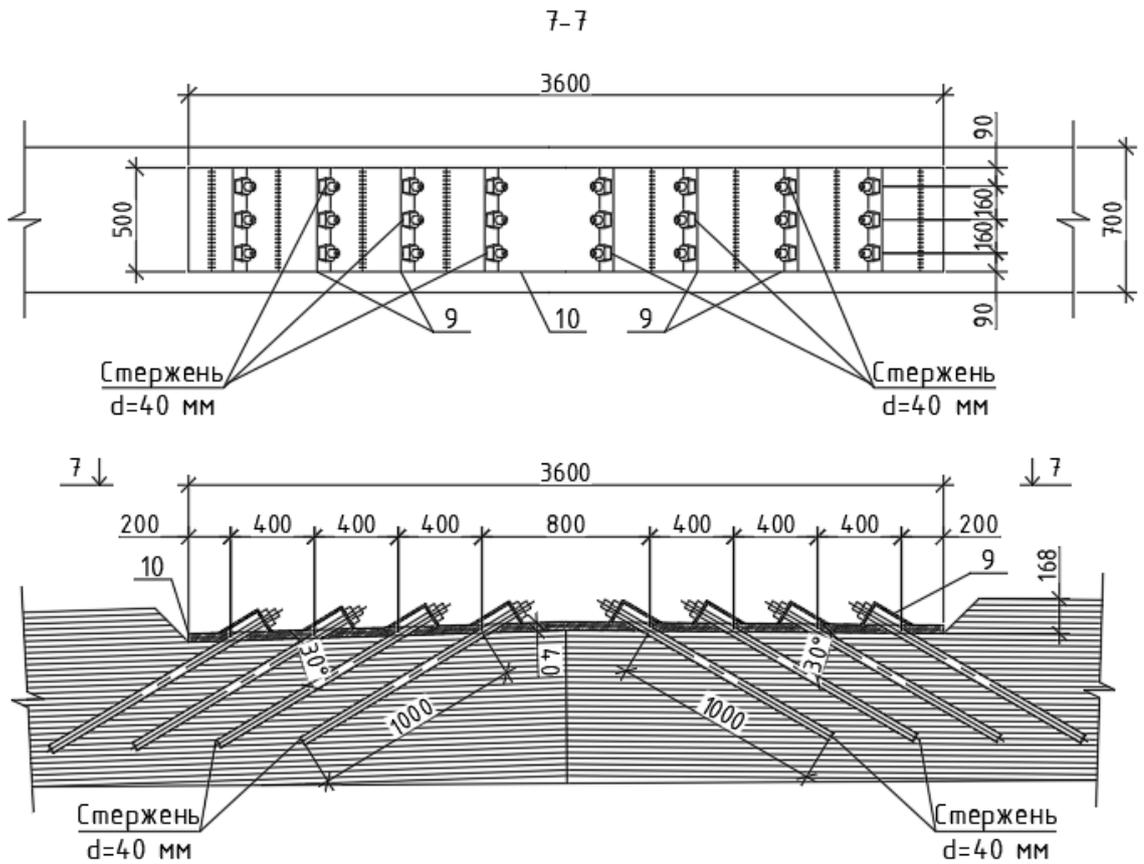


Рисунок 3.42 – Сопряжение верхнего пояса арки  
 9 – уголок неравнополочный 20/12.5; 10 – пластина 3600x500x40 мм

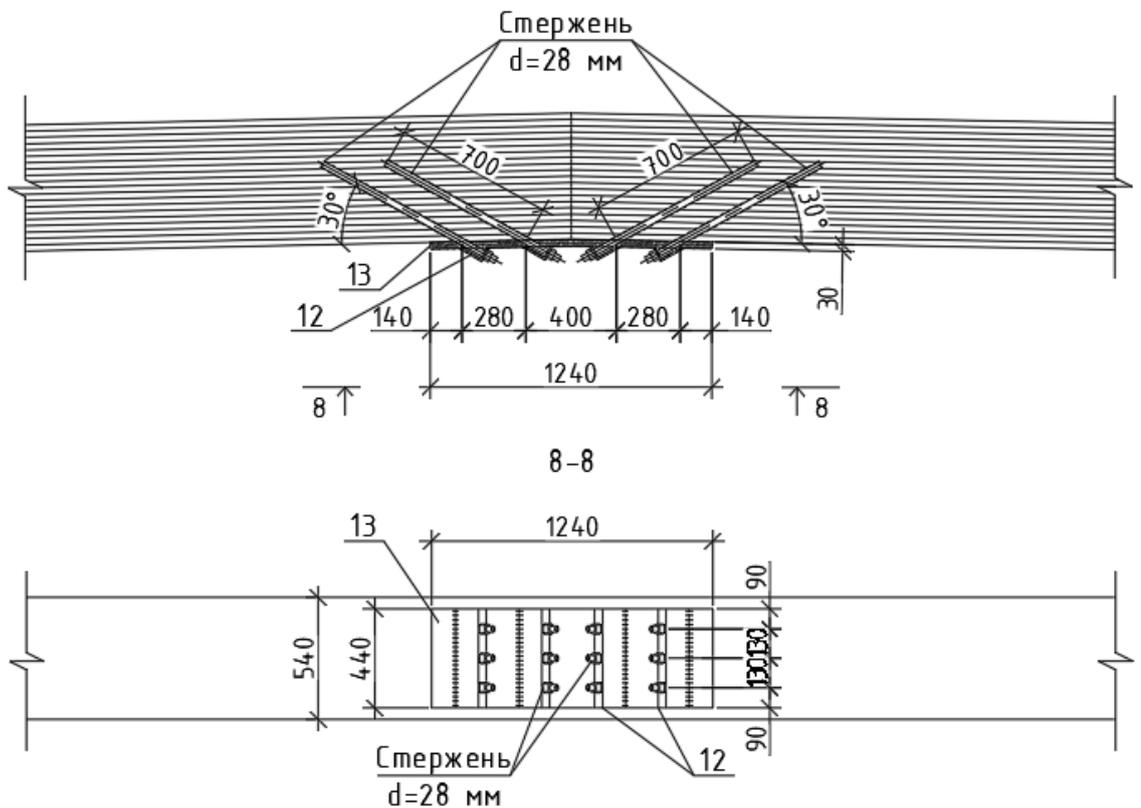


Рисунок 3.43 – Сопряжение нижнего пояса арки  
 12 – уголок неравнополочный 11/7,0; 13 – пластина 1240x440x30 мм

Инв. № подл.	Полп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Полп. и дата
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

### 3.8 Расчет и конструирование опорного узла верхнего пояса арки

Рассчитаем и запроектируем опорный узел верхнего пояса на действие расчетных нагрузок. Расчетная нормальная сила  $N = - 3355,4$  кН, поперечная сила  $Q = 376,8$  кН. Высота сечения  $h = 2100$  мм, ширина  $b = 700$  мм.

#### 3.8.1 Конструирование шарнирного соединения

Материалы шарнирного соединения в пяте, сталь марки С345 и гнутый профиль из трубы по ГОСТ 8732-78\* [26].

Проверка напряжений в шарнире на смятие производим согласно п. 15.12.2, [25] по формуле

$$\frac{N}{1,25 \cdot r \cdot l \cdot R_{lp} \cdot \gamma_c} \leq 1. \quad (3.65)$$

где  $r$  – радиус шарнира, м;

$l$  – длина шарнира, равная 0,7 м;

$R_{lp}$  – расчетное сопротивление местному смятию при плотном касании, принимаемом согласно требованиям, кН/м<sup>2</sup>.

Расчетное сопротивление проката, гнутых профилей и труб для различных видов напряженных состояний следует определять по формулам, приведенным в таблице 2, [25], где нормативные сопротивления  $R_{yn}$  и  $R_{un}$  следует принимать согласно нормативной документации.

Расчетное сопротивление смятию при плотном касании определяем по формуле

$$R_{lp} = \frac{0,5 \cdot R_{un}}{\gamma_m} \quad (3.66)$$

где  $R_{un}$  – нормативное сопротивление, равное 490 000 кН/м<sup>2</sup>;

$\gamma_m$  – коэффициента надежности по материалу принимаем по таблице 3, [25], равным 1,05.

$$R_{lp} = \frac{0,5 \cdot 490\,000}{1,05} = 233\,333 \text{ кН/м}^2.$$

Требуемый радиус шарнира находим из условия (3.65)

Изн. № подл.	Подп. и дата	Взам. Изн. №	Изн. № дубл.	Подп. и дата
--------------	--------------	--------------	--------------	--------------

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
------	------	----------	-------	------

$$r = \frac{N}{1,25 \cdot l \cdot R_{lp} \cdot \gamma_c} = \frac{3355,4}{1,25 \cdot 0,7 \cdot 233\,333 \cdot 1,05} = 1,57 \text{ см.}$$

Конструктивно принимаем стержень  $d = 100$  мм (для обеспечения запаса прочности). При этом для гнутого профиля башмака принимаем половину трубы  $d_{\text{тр.}} = 127$  мм с толщиной стенки  $t_{\text{ст.тр.}} = 10$  мм.

Производим проверку торцевого упора арки на смятие. Расчетное сопротивление смятию  $R_{\text{см}} = 9123,8 \text{ кН/м}^2$ .

Требуемая площадь смятия:

$$F_{\text{см}} = \frac{N}{R_{\text{см}}} = \frac{3355,4}{9123,8} = 0,37 \text{ м}^2. \quad (3.67)$$

$$\text{При } b = 0,7 \text{ м} = 700 \text{ мм, } l = \frac{F_{\text{см}}}{b} = \frac{0,37}{0,7} = 0,53 \text{ м.}$$

Исходя из этих размеров, конструктивно назначаем ширину и длину башмака, соответственно, 700 и 1400 мм.

### 3.8.2 Подбор сечения и количества стержней в соединении

Количество стержней в соединении из условия на срез вычисляется по формуле

$$n = \frac{376,75}{n_s \cdot A_b \cdot R_{bs} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c}, \quad (3.68)$$

где  $n_s$  – расчетных срезов одного стержня;

$R_{bs}$  – расчетное сопротивление на срез, равное 200 000 кН/м<sup>2</sup>;

$A_b$  – площадь сечения стержня, равная 0,00032 м<sup>2</sup>;

$\gamma_b$  – коэффициент условия работы стержня, равный 1;

$\gamma_c$  – коэффициент условия работы, равный 0,9.

$$n = \frac{376,75}{1 \cdot 0,00032 \cdot 200\,000 \cdot 1 \cdot 0,9} = 0,327 \text{ шт.}$$

Количество стержней в соединении из условия на смятие определяется по формуле

$$n = \frac{Q}{d_b \cdot \sum t_{\text{min}} \cdot R_{bp} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c}, \quad (3.69)$$

Инов. № подл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
						101
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата		

где  $d_b$  – наружный диаметр стержня, равен 0,032 м;

$R_{bp}$  – расчётное сопротивление на смятие, равное 250 000 кН/м<sup>2</sup>;

$\gamma_b$  – коэффициент условия работы стержня, равный 1;

$\gamma_c$  – коэффициент условия работы, равный 0,9.

$\sum t_{min}$  – наименьшая суммарная толщина элементов, сминаемых в одном направлении, 0,02 м.

$$n = \frac{376,75}{0,032 \cdot 0,02 \cdot 250\,000 \cdot 1 \cdot 0,9} = 1,39 \text{ шт.}$$

Количество стержня в соединении из условия на растяжение определяется по формуле

$$n = \frac{N}{A_{bn} \cdot R_{bt} \cdot \gamma_c}, \quad (3.70)$$

где  $A_{bn}$  – площадь сечения стержня нетто, равная 0,0028 м<sup>2</sup>;

$R_{bt}$  – расчётное сопротивление на растяжение, равное 470 000 кН/м<sup>2</sup>;

$\gamma_c$  – коэффициент условия работы, равный 0,9.

$$n = \frac{3355,4}{0,0028 \cdot 470\,000 \cdot 0,9} = 5,32 \text{ шт.}$$

Принимаем 6 стержней  $d = 36$  мм из обеспечения условия симметрии и минимальных расстояний до края и между стержнями.

### 3.8.3 Проверка стальной накладки башмака

Стальные накладки и прокладки следует проверять на растяжение по ослабленному сечению и на смятие под нагелем в соответствии с указаниями СП 16.13330.2017 [25].

Прокладки и накладки проверяются на растяжение по ослабленному сечению, на продольный изгиб, на смятие стенок отверстий по формулам:

$$\frac{N}{F_{нт}} \leq R_p, \quad (3.71)$$

$$\frac{N}{\varphi F_{6p}} \leq R_c, \quad (3.72)$$

Изн. № подл.	Подп. и дата	Взам. Изн. №	Изн. № дубл.	Подп. и дата
--------------	--------------	--------------	--------------	--------------

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
						102

$$\frac{N}{d\delta_n n_n} \leq R_{см}, \quad (3.73)$$

здесь  $N$  – расчетное усилие в прокладке или одной накладке;

$F_{нт}$  – расчетная площадь ослабленного отверстиями сечения;

$F_{бр}$  – площадь брутто сечения накладки;

$\varphi$  – коэффициент продольного изгиба при гибкости накладки, определенной на расчетной длине между точками закрепления;

$d$  – диаметр отверстия;

$\delta_n$  – толщина накладки (прокладки);

$n_n$  – число отверстий;

$R_p, R_c, R_{см}$  – расчетные сопротивления материала накладок (прокладки) растяжению, сжатию, смятию.

Диаметр отверстий под стержни на 2-3 мм больше. При диаметре равном 32 мм диаметр отверстия составит 34 мм.

$$F_{бр} = b \cdot h = 1,4 \cdot 0,65 = 0,63 \text{ м}^2;$$

$$F_{нт} = F_{бр} - S_{отв} = 0,63 - 6 \cdot 3,14 \cdot 0,016^2 = 0,63 - 0,022 = 0,608 \text{ м}^2.$$

По формуле (3.71) проверяем накладку на растяжение:

$$\frac{3355,4}{0,608} = 5\,518,75 \text{ кН/м}^2 \leq 328\,571,1 \text{ кН/м}^2,$$

где  $N$  – расчетное усилие, равное -3355,4 кН;

$F_{нт}$  – расчетная площадь ослабленного отверстиями сечения, равное 0,608 м<sup>2</sup>;

$R_p$  – расчетное сопротивление растяжению для стали С345, равное 328 571, 4 кН/м<sup>2</sup>.

Условие выполняется.

По формуле (3.72) проверяем накладку на сжатие:

$$\frac{3355,4}{0,15 \cdot 0,63} = 35\,506,8 \text{ кН/м}^2 \leq 328\,571,4 \text{ кН/м}^2,$$

где  $N$  – расчетное усилие, равное -3355,4 кН;

$F_{бр}$  – расчетная площадь сечения, равная 0,63 м<sup>2</sup>;

$\varphi = 0,150$  при С345,  $\lambda = 180$ ;

$R_c$  – расчетное сопротивление сжатию для стали С345, равное 328 571,4 кН/м<sup>2</sup>.

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
						103
						Изм. Лист № докум. Подп. Дата

Условие выполняется.

По формуле (3.73) проверяем накладку на сжатие:

$$\frac{3355,4}{0,032 \cdot 0,04 \cdot 6} = 436\,901 \text{ кН/м}^2 \leq 466\,667 \text{ кН/м}^2.$$

где  $N$  – расчетное усилие, равное -3355,4 кН;

$n = 6$  шт. – количество отверстий;

$\delta_n$  – толщина проверяемой пластины, равная 0,04 мм;

$d$  – диаметр болта, равный 32 мм;

$R_{cm}$  – расчетное сопротивление сжатию для стали С345, равное 466 667 кН/м<sup>2</sup>.

Условие выполняется.

После проверок накладку принимаем из стали С345, толщиной  $t = 40$  мм (Рисунок 3.44).

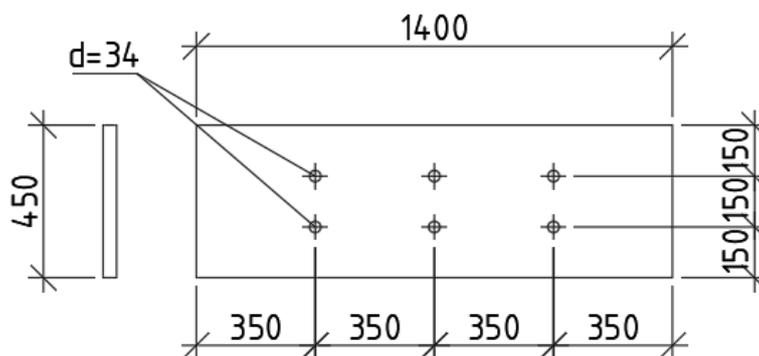


Рисунок 3.44 – Стальная накладка

### 3.8.4 Расчет ребра жесткости

Принимаем ширину  $h_p = 490$  мм, длину  $l_p = 540$  мм и толщину  $t_p = 15$  мм (рисунок 3.45).

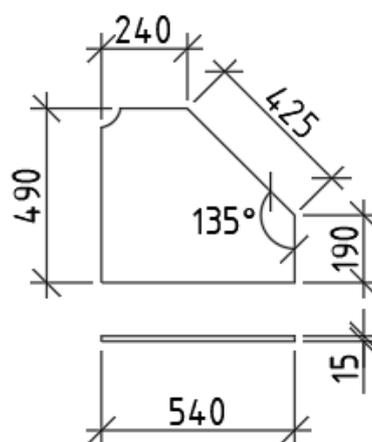


Рисунок 3.45 – Ребро жесткости

Инов. № полл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

Нагрузка на ребро собирается с грузовой площади

$$A = a \cdot b = 0,225 \cdot 0,750 = 0,1687 \text{ м}^2, \quad (3.74)$$

где  $a$  и  $b$  – ширина и длина, соответственно, грузовой площади на одно ребро,  $\text{м}^2$ .

Условная ширина грузовой площади ребра

$$d_p = \sqrt{A} = \sqrt{0,1687} = 0,41 \text{ м}. \quad (3.75)$$

Нагрузка на ребро

$$q_p = \sigma_{0,п} \cdot d_p = 2661,7 \cdot 0,41 = 1078,9 \text{ кН/м}, \quad (3.76)$$

где  $\sigma_{0,п} = 2661,7 \text{ кН/м}^2$  – смотреть в пункте 3.7.5.

Поперечная сила на ребро

$$Q_p = q_p \cdot h_p = 1078,9 \cdot 0,49 = 528,7 \text{ кН}. \quad (3.77)$$

Изгибающий момент на ребро

$$M_p = \frac{q_p \cdot h_p^2}{2} = \frac{1078,9 \cdot 0,49^2}{2} = 129,5 \text{ кН} \cdot \text{м}. \quad (3.78)$$

Площадь сечения ребра

$$A_p = t_p \cdot h_p = 0,015 \cdot 0,49 = 0,0074 \text{ м}^2. \quad (3.79)$$

Момент сопротивления ребра

$$W_p = \frac{t_p \cdot l_p^2}{6} = \frac{0,015 \cdot 0,54^2}{6} = 0,00073 \text{ м}^3. \quad (3.80)$$

Прочность ребра по нормальным напряжениям проверяется по формуле

$$\sigma = \frac{M_p}{W_p} < R_y \cdot \gamma_c, \quad (3.81)$$

$$\sigma = \frac{129,5}{0,00073} = 177\,397,3 \text{ кН/м}^2 < 295\,714 \text{ кН/м}^2.$$

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата	ДП 08.05.01 ПЗ				Лист
									105
									Изм. Лист № докум. Подп. Дата

Прочность ребра по касательным напряжениям проверяется по формуле

$$\tau = \frac{Q_p}{A_p} < R_s \cdot \gamma_c, \quad (3.82)$$

где  $R_s$  – расчётное сопротивление стали сдвигу, определяется по формуле  $R_s = 0,85 \cdot R_y = 0,85 \cdot 328\,571,4 = 279\,286 \text{ кН/м}^2$ .

$$\tau = \frac{528,7}{0,0074} = 71\,446 \text{ кН/м}^2 < 279\,286 \text{ кН/м}^2.$$

Проверка прочности ребра на совместное действие изгибающего момента и поперечной силы производится по формуле

$$\sigma = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} < 1,15 \cdot R_y \cdot \gamma_c, \quad (3.83)$$

$$\sigma = \sqrt{177\,397,3^2 + 3 \cdot 71\,446^2} = 216\,294,7 \text{ кН/м}^2 < 340\,072 \text{ кН/м}^2.$$

Запас составляет 36,4 %.

### 3.8.5 Определение толщины опорной пластины

И) Принимаем высоту и ширину опорной пластины конструктивно – 1500 x 850 мм, исходя из обеспечения симметрии и минимальных расстояний до края.

Максимальное напряжение в пластине определяем по формуле

$$\sigma_{\text{оп}} = \frac{N}{A} = \frac{3355,4}{1,275} = 2631,7 \text{ кН/м}^2, \quad (3.84)$$

где  $A = 1,275 \text{ м}^2$  – площадь опорной плиты.

Схема плиты представлена на рисунке 3.46, а.

Определим изгибающие моменты на расчетных участках фланца:

Участок 1, опёртый по 1-ой стороне ( $c = 0,2 \text{ м}$ ):

$$M_1 = (\sigma \cdot c^2) / 2 = (2631,7 \cdot 0,2^2) / 2 = 52,6 \text{ кН} \cdot \text{м}. \quad (3.85)$$

Участок 2, опёртый по 1-ой стороне ( $c = 0,19 \text{ м}$ ):

$$M_2 = (\sigma \cdot c^2) / 2 = (2631,7 \cdot 0,19^2) / 2 = 47,5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Изн. № подл.	Подп. и дата	Взам. Изн. №	Изн. №	Изн. № дубл.	Подп. и дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
							106
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата			

Участок 3, опёртый по 3-м сторонам: отношение закрепленной части  $a$  к свободной  $b$  равно  $210 / 490 = 0,43 < 0,5$ , а потому момент определяем, как для консоли, по формуле 3.85 с вылетом  $a = 210 \text{ мм} = 0,21 \text{ м}$ :

$$M_3 = (\sigma \cdot c^2) / 2 = (2631,7 \cdot 0,21^2) / 2 = 58,02 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Толщину фланца находим по формуле

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c}}, \quad (3.86)$$

где  $M_{\max}$  – максимальный момент, равный  $58,02 \text{ кН} \cdot \text{м}$ ;

$R_y$  – расчетное сопротивление стали, равное  $328\,571,4 \text{ кН/м}^2$ ;

$\gamma_c$  – коэффициент условия работы.

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot 58,02}{295\,714}} = 0,0343 \text{ м} = 34,3 \text{ мм}.$$

Конструктивно принимаем толщину опорной плиты равную  $40 \text{ мм}$ .

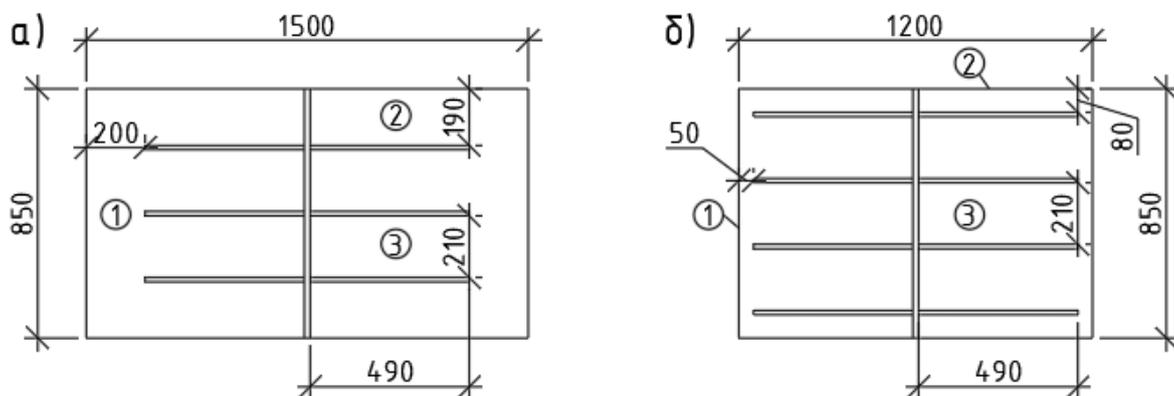


Рисунок 3.46 – Схема опорной плиты

II) Принимаем высоту и ширину опорной пластины конструктивно –  $1200 \times 850 \text{ мм}$ , исходя из обеспечения симметрии и минимальных расстояний до края.

Максимальное напряжение в пластине определяем по формуле (3.84)

$$\sigma_{\text{оп}} = \frac{N}{A} = \frac{3355,4}{1,02} = 3289,6 \text{ кН/м}^2,$$

где  $A = 1,02 \text{ м}^2$  – площадь опорной плиты.

Инов. № подл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

Схема плиты представлена на рисунке 3.46, б.

Определим изгибающие моменты на расчетных участках фланца:

Участок 1, опёртый по 1-ой стороне ( $c = 0,05$  м) определяем по формуле (3.85)

$$M_1 = (\sigma \cdot c^2) / 2 = (3289,6 \cdot 0,05^2) / 2 = 4,112 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Участок 2, опёртый по 1-ой стороне ( $c = 0,08$  м):

$$M_2 = (\sigma \cdot c^2) / 2 = (3289,6 \cdot 0,08^2) / 2 = 10,52 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Участок 3, опёртый по 3-м сторонам: отношение закрепленной части  $a$  к свободной  $b$  равно  $210 / 550 = 0,38 < 0,5$ , а потому момент определяем, как для консоли, по формуле (3.85) с вылетом  $a = 210$  мм =  $0,21$  м:

$$M_3 = (\sigma \cdot c^2) / 2 = (3289,6 \cdot 0,21^2) / 2 = 72,54 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Толщину фланца находим по формуле (3.86)

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{max}}{R_y \cdot \gamma_c}},$$

где  $M_{max}$  – максимальный момент, равный  $72,54$  кН · м;

$R_y$  – расчетное сопротивление стали, равное  $328\,571,4$  кН/м<sup>2</sup>;

$\gamma_c$  – коэффициент условия работы.

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot 72,54}{295\,714}} = 0,038 \text{ м} = 38 \text{ мм}.$$

Конструктивно принимаем толщину опорной плиты равную  $40$  мм.

### 3.8.6 Расчет катета шва

Сварку элементов стального башмака проводим электродами Э60 по ГОСТ 9467 [11] сварочной проволокой Св-10Га:  $R_{wf} = 240\,000$  кН/м<sup>2</sup>,  $R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 220\,500$  кН/м<sup>2</sup>.

Катет углового шва крепления

$$k_f = \frac{N}{\beta_f \cdot l_w \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c}, \quad (3.87)$$

Изн. № подл.	Подп. и дата	Взам. Изн. №	Изн. № дубл.	Подп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

$$k_f = \frac{N}{\beta_z \cdot l_w \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c}, \quad (3.88)$$

где  $N = 838,85$  кН - расчетное усилие;

$\beta_f, \beta_z$  - коэффициенты, учитывающие глубину проплавления шва и границы сплавления в зависимости от условий сварки, равные 0,9 и 1,05, соответственно;

$l_w$  - длина шва, равная 0,44 м;

$R_{wf}$  - расчётное сопротивление металла шва;

$R_{wz}$  - расчётное сопротивление зоны сплавления;

$\gamma_{wf}, \gamma_c$  - коэффициенты условий работы шва, равные 1 и 0,9, соответственно.

$$k_f = \frac{N}{\beta_f \cdot l_w \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{838,85}{0,9 \cdot 0,44 \cdot 240\,000 \cdot 1 \cdot 0,9} = 9,7 \text{ мм},$$

$$k_f = \frac{N}{\beta_z \cdot l_w \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{838,85}{1,05 \cdot 0,44 \cdot 220\,500 \cdot 1 \cdot 0,9} = 9,1 \text{ мм}.$$

Принимаем катет шва равный 12 мм.

Условие прочности сварного шва на действие силы  $N$

$$\frac{N}{\beta_f \cdot k_f \cdot l_w \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{838,85}{0,9 \cdot 0,44 \cdot 0,012 \cdot 240\,000 \cdot 1 \cdot 0,9} = 0,817 \leq 1,$$

$$\frac{N}{\beta_z \cdot k_f \cdot l_w \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{838,85}{1,05 \cdot 0,44 \cdot 0,012 \cdot 220\,500 \cdot 1 \cdot 0,9} = 0,76 \leq 1.$$

Условие выполняется.

Сварку опорной плиты башмака проводим электродами Э60 по ГОСТ 9467 [27] сварочной проволокой Св-10Га:  $R_{wf} = 240\,000$  кН/м<sup>2</sup>,  $R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 220\,500$  кН/м<sup>2</sup>. Конструктивно принимаем катет шва равный 12 мм.

Условие прочности сварного шва на действие силы  $N$ :

$$\frac{N}{\beta_f \cdot k_f \cdot l_w \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{1677,7}{0,9 \cdot 2,08 \cdot 0,012 \cdot 240\,000 \cdot 1 \cdot 0,9} = 0,35 \leq 1,$$

$$\frac{N}{\beta_z \cdot k_f \cdot l_w \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} = \frac{1677,7}{1,05 \cdot 2,08 \cdot 0,012 \cdot 220\,500 \cdot 1 \cdot 0,9} = 0,32 \leq 1.$$

где  $N = 1677,7$  кН - расчетное усилие;

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	Инв. № полл.
Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата	Инв. №	Инв. №	

$\beta_f, \beta_z$  - коэффициенты, учитывающие глубину проплавления шва и границы сплавления в зависимости от условий сварки, равные 0,9 и 1,05, соответственно;

$l_w$  - длина шва, равная 2,08 м;

$R_{wf}$  - расчётное сопротивление металла шва;

$R_{wz}$  - расчётное сопротивление зоны сплавления;

$\gamma_{wf}, \gamma_c$  - коэффициенты условий работы шва, равные 1 и 0,9, соответственно.

Условие выполняется.

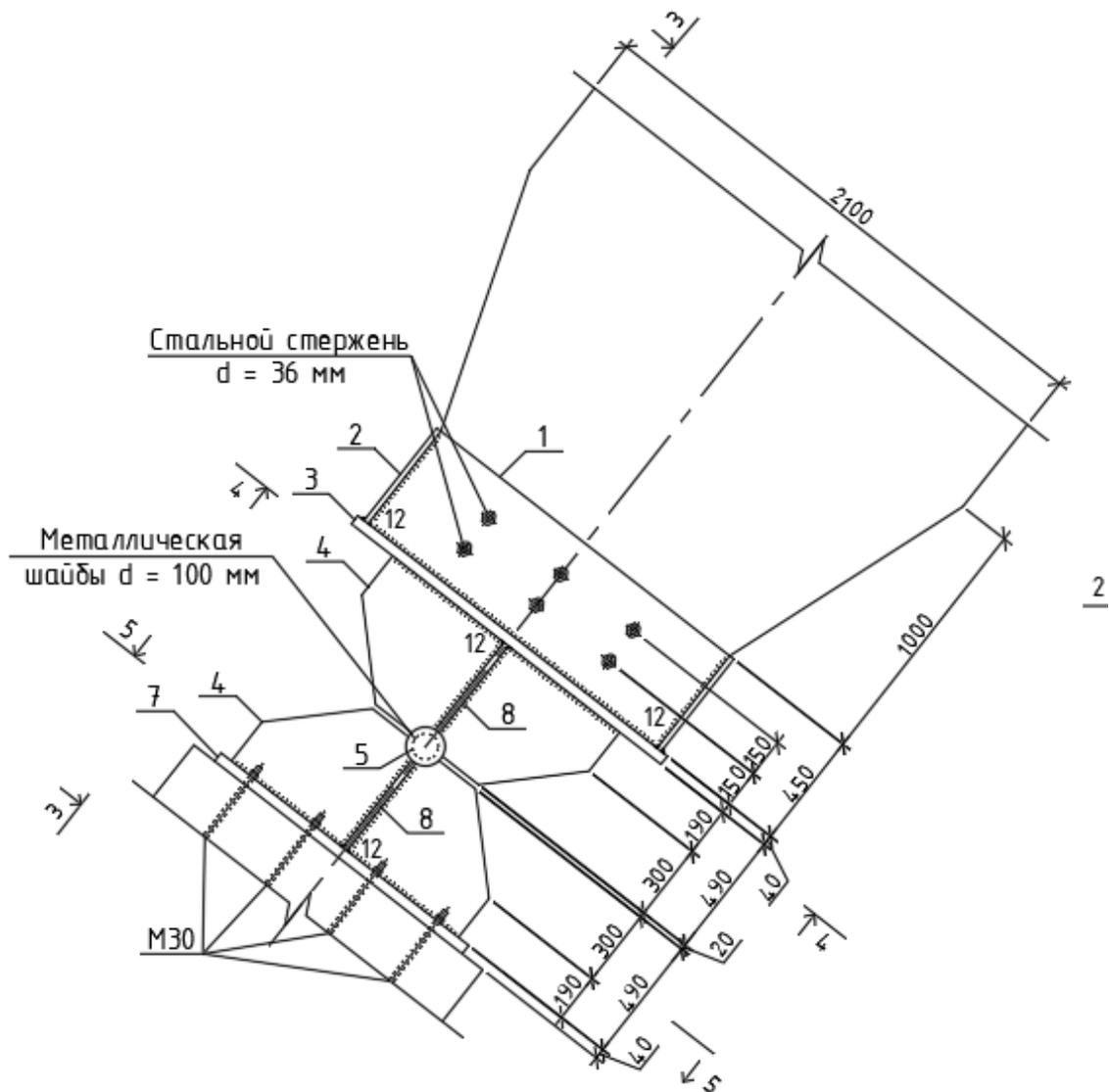


Рисунок 3.47 – Опорный узел верхнего пояса арки

### 3.9 Расчет соединения стоек и раскосов с поясами арки

Расчет производим для наибольшего усилия:  $N_{max} = 310,1$  кН – усилие растяжения в раскосах. Размер сечения стоек и раскосов спаренные 200 x 200 мм.

Инов. № подл.	Подп. и дата
Взам. Инв. №	Инв. № дубл.
Подп. и дата	Подп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
------	------	----------	-------	------

Расчетная несущая способность на один шов сплачивания для несимметричной схемы соединения и стального шурупа:

- смятие в средних элементах:  $0,55cd = 0,55 \cdot 20 \cdot 2,0 = 22$  кН;

- изгиб нагеля из стали:  $2,2d^2 + 0,025a^2 = 2,2 \cdot 2,0^2 + 0,025 \cdot 2^2 = 8,9$  кН,

где  $c$  – толщина средних элементов, а также равных по толщине или более толстых элементов односрезных соединений,

$a$  – толщина крайних элементов, а также более тонких элементов односрезных соединений;

$d$  – диаметр шурупа (все размеры приведены в сантиметрах).

Расчетная несущая способность стальных шурупов, при направлении усилия передаваемого шурупом под углом к волокнам (48 град.), определяется умножением на коэффициент  $k_a = 0,68$  при расчете на смятие древесины и величину  $\sqrt{k_a} = \sqrt{0,68}$  при расчете нагеля на изгиб.

- смятие в средних элементах:

$$T_{см.с}^p = 22 \cdot m_B \cdot m_{с.с.} \cdot k_a = 22 \cdot 0,9 \cdot 1 \cdot 0,68 = 13,5 \text{ кН.}$$

- изгиб нагеля из стали:

$$T_{см}^p = 8,9 \cdot \sqrt{m_B \cdot m_{с.с.}} \cdot \sqrt{k_a} = 8,9 \cdot \sqrt{0,9 \cdot 1} \cdot \sqrt{0,68} = 6,9 \text{ кН.}$$

Расчетная несущая способность – наименьшее значение из приведенных трех:  $T = T_{min} = 6,9$  кН.

Количество нагелей в половине стыка:

$$n_H = \frac{N}{T \cdot n_{ш}} \geq 2, \quad (3.89)$$

где  $N$  – расчетное усилие;

$T$  – наименьшая расчетная несущая способность, найденная по формулам настоящей таблицы;

$n_{ш}$  – число расчетных швов одного нагеля.

$$n_H = \frac{310,1 \text{ кН}}{6,9 \cdot 2} = 22,5 \text{ шт}$$

Принимаем 28 стальных шурупов диаметром  $\varnothing 20$ . Для соединения раскосов и стоек принимаем металлическую пластину толщиной 20 мм.

Изн. № полл.	Попп. и дага	Взам. Изн. №	Изн. №	Изн. № дубл.	Попп. и дага	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист

### 3.10 Расчет и конструирование монолитных железобетонных колонн

При расчете и конструировании монолитных железобетонных конструкций пользуемся СП 63.13330.2018 [28] и СП 435.1325800.2018 [29].

#### 3.10.1 Расчет армирование колонны К1

При расчете колонны К1 конструктивно принимаем сечение  $b \times h = 1400 \times 1400$  мм. Геометрическая длина колонны  $l_{col} = 11500$  мм. Усилия, действующие в колонне:  $N_{sd} = -2774,5$  кН – от полной нагрузки;  $N_{sd,lt} = -2041,3$  кН – от действия постоянного сочетания нагрузок.

Бетон класса прочности В25 с расчетными сопротивлениями: на сжатие  $R_b = 14,5$  МПа, на растяжение  $R_{bt} = 1,05$  МПа.

Арматура класса А300 (А-II) с расчетными характеристиками: на продольное растяжение  $R_s = 270$  МПа; на поперечное растяжение  $R_{sw} = 215$  МПа; на сжатие  $R_{sc} = 270$  МПа.

Расчетную длину колонны определяем

$$l_0 = l_{col} \cdot \mu, \quad (3.90)$$

где  $\mu$  – коэффициент, учитывающий закрепление колонны, равный 0,8, при одном шарнирно-закрепленном и другом защемленном конце.

$$l_0 = 11500 \cdot 0,8 = 9200 \text{ мм.}$$

Случайный эксцентриситет равен наибольшему эксцентриситету из условия

$$e_a = \max \left\{ \begin{array}{l} e_a = \frac{l_{col}}{600} \text{ мм} \\ e_a = 10 \text{ мм} \\ e_a = \frac{h}{30} \text{ мм} \end{array} \right\} \quad (3.91)$$

$$e_a = \max \left\{ \begin{array}{l} e_a = \frac{11500}{600} = 19,2 \text{ мм} \\ e_a = 10 \text{ мм} \\ e_a = \frac{1400}{30} = 46,7 \text{ мм} \end{array} \right\} = 46,7 \text{ мм.}$$

Радиус инерции колонны находим

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
							112
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата			

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{1400}{\sqrt{12}} = 404,2 \text{ мм} \quad (3.92)$$

Определим гибкость колонны и необходимость учета влияния продольного изгиба:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{11500}{404,2} = 28,5 > 14, \quad (3.93)$$

следовательно, необходимо учитывать влияние продольного изгиба.

Определим эффективную расчетную длину:

$$l_{eff} = l_0 \cdot \sqrt{k_{lt}}, \quad (3.94)$$

где  $l_0$  – расчетная длина колонны, равная 9200 мм,

$$k_{lt} = 1 + 0,5 \cdot \frac{N_{sd,lt}}{N_{st}} \cdot \zeta_{\infty,t} = 1 + 0,5 \cdot \frac{2041,3}{2774,5} \cdot 2 = 1,74, \quad (3.95)$$

где  $\zeta_{\infty,t} = 2$  – предельное значение коэффициента ползучести.

Эффективная расчетная длина:

$$l_{eff} = 9200 \cdot \sqrt{1,74} = 12\,135,6 \text{ мм.}$$

Определяем гибкость  $\lambda$  через  $h$  и отношение эксцентриситета  $e_a / h$ :

$$\lambda_h = \frac{l_{eff}}{h} = \frac{12\,135,6}{1400} = 8,67; \quad (3.96)$$

$$\frac{e_a}{h} = \frac{46,7}{1400} = 0,033. \quad (3.97)$$

По полученным величинам при помощи линейной интерполяции по таблице 3.9 определяем значение коэффициента  $\varphi$ , учитывающего влияние геометрической нелинейности (продольного изгиба). Коэффициент равен 0,92.

Расчет армирования колонны со случайным эксцентриситетом производим из условия

$$N_{sd} \leq N_{Rd} = \varphi \cdot \delta \cdot R_b \cdot A_c + A_{s,lot} \cdot R_s. \quad (3.98)$$

Инв. № подл.	Изм. Лист	№ докум.	Подп.	Дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
									113

Таблица 3.9 – Значение коэффициента  $\varphi$

$\lambda_h = l_{eff} / h$	$e_0 / h$						
	0,03	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30
0	0,94	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40
8	0,92	0,88	0,78	0,67	0,56	0,46	0,36
10	0,92	0,87	0,76	0,65	0,55	0,45	0,35
12	0,91	0,86	0,74	0,63	0,53	0,43	0,33
14	0,90	0,85	0,72	0,61	0,51	0,40	0,31
16	0,89	0,84	0,70	0,59	0,48	0,38	0,29
18	0,87	0,82	0,68	0,56	0,46	0,36	0,27
20	0,85	0,79	0,65	0,54	0,43	0,33	0,24
22	0,82	0,76	0,63	0,51	0,40	0,30	0,22
24	0,80	0,74	0,60	0,48	0,37	0,28	0,20

Требуемая площадь сечения арматуры

$$A_{s,lot} \geq \frac{N_{sd} - \delta \cdot R_b \cdot h \cdot b}{\varphi \cdot R_s}, \quad (3.99)$$

$$A_{s,lot} \geq \frac{2774,5 \cdot 10^3}{0,92} - 1,0 \cdot 14,5 \cdot 1400 \cdot 1400}{270} = -94\,089,8 \text{ мм}^2.$$

Знак минус «-» полученный при вычислении требуемой площади сечения означает, что армирование по расчетам не требуется. Прочность бетона обеспечивает несущую способность колонны.

Конструктивно примем продольную арматуру в количестве 20 стержней класса А300 диаметром  $d = 20$  мм. Площадь сечения арматуры  $A_s = 0,00628 \text{ м}^2$ .

Поперечная арматура должна быть диаметром не менее  $\frac{1}{4}$  диаметра продольной арматуры и при этом не менее 6 мм, поэтому принимаем диаметр равный 10 мм с шагом 400 мм.

Выполним проверку по условию (3.98)

$$N_{sd} = 2,77 \text{ МПа} \leq N_{Rd} = 0,92 \cdot 1,0 \cdot 14,5 \cdot 1400 \cdot 1400 + 6280 \cdot 270;$$

$$N_{sd} = 2,77 \text{ МПа} \leq N_{Rd} = 27,3 \text{ МПа} - \text{Условие выполняется.}$$

Прочность колонны на изгиб производит из условия

$$M \leq M_{ult}, \quad (3.100)$$

где  $M$  – изгибающий момент от внешней нагрузки, равный  $-86,05 \text{ кН} \cdot \text{м}$ ;

Инв. № полл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата	ДП 08.05.01 ПЗ				Лист
					Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

$M_{ult}$  – предельный изгибающий момент, который может быть воспринят сечением элемента.

Значение  $M_{ult}$  определяем по формуле

$$M_{ult} = R_{bt} \cdot W = 1,05 \cdot 0,457 = 0,48 \text{ МПа}, \quad (3.101)$$

где  $W$  – момент сопротивления сечения, равный  $0,457 \text{ м}^3$ .

$$M = 0,861 \text{ МПа} \leq M_{ult} = 0,48 \text{ МПа} \text{ – Условие выполняется.}$$

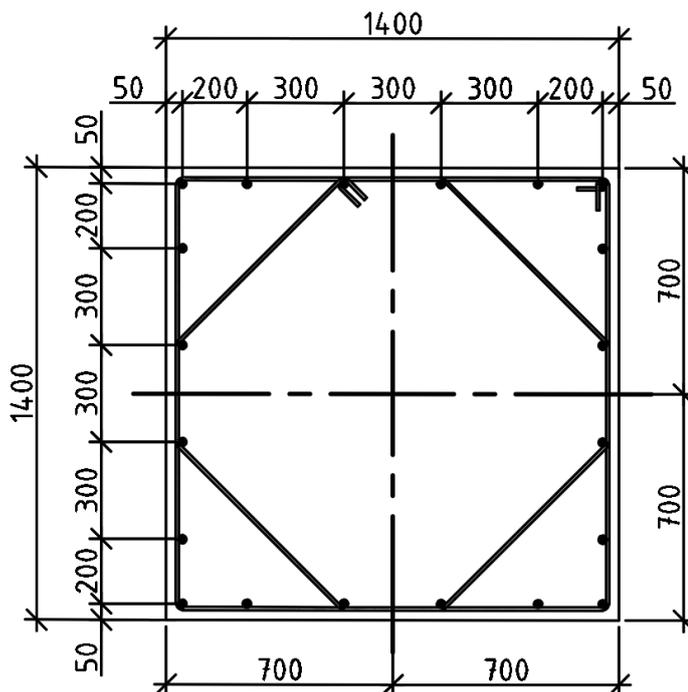


Рисунок 3.48 – Сечение колонны К1

### 3.10.2 Расчет армирование колонны К3

При расчете колонны К3 предварительно принимаем сечение  $b \times h = 1200 \times 1200$  мм. Геометрическая длина колонны  $l_{col} = 8150$  мм. Усилия, действующие в колонне:  $N_{sd} = -432$  кН – от полной нагрузки;  $N_{sd,lt} = -382,2$  кН – от действия постоянного сочетания нагрузок.

Бетон класса прочности В25 с расчетными сопротивлениями: на сжатие  $R_b = 14,5$  МПа, на растяжение  $R_{bt} = 1,05$  МПа.

Арматура класса А300 (А-II) с расчетными характеристиками: на продольное растяжение  $R_s = 270$  МПа; на поперечное растяжение  $R_{sw} = 215$  МПа; на сжатие  $R_{sc} = 270$  МПа.

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

Расчетную длину колонны определяем (3.90)

$$l_0 = l_{col} \cdot \mu = 8150 \cdot 0,8 = 6520 \text{ мм},$$

где  $\mu$  – коэффициент, учитывающий закрепление колонны, равный 0,8, при одном шарнирно-закрепленном и другом защемленном конце.

Случайный эксцентриситет из условия (3.91)

$$e_a = \max \left\{ \begin{array}{l} e_a = \frac{8150}{600} = 16,6 \text{ мм} \\ e_a = 10 \text{ мм} \\ e_a = \frac{1200}{30} = 30 \text{ мм} \end{array} \right\} = 30 \text{ мм}.$$

Радиус инерции колонны находим по формуле (3.92)

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{1200}{\sqrt{12}} = 346,4 \text{ мм}$$

Определим гибкость колонны и необходимость учета влияния продольного изгиба (3.93)

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{6520}{346,4} = 18,8 < 14,$$

следовательно, необходимо учитывать влияние продольного изгиба.

Определим эффективную расчетную длину (3.94):

$$l_{eff} = l_0 \cdot \sqrt{k_{lt}},$$

где  $l_0$  – расчетная длина колонны, равная 6520 мм,

$$k_{lt} = 1 + 0,5 \cdot \frac{N_{sd,lt}}{N_{st}} \cdot \zeta_{\infty, t} = 1 + 0,5 \cdot \frac{382,2}{432,0} \cdot 2 = 1,85,$$

где  $\zeta_{\infty, t} = 2$  – предельное значение коэффициента ползучести.

Эффективная расчетная длина:

$$l_{eff} = 6520 \cdot \sqrt{1,85} = 8868,2 \text{ мм}.$$

Изн. № полл.	Подп. и дата	Взам. Изн. №	Изн. № дубл.	Подп. и дата
--------------	--------------	--------------	--------------	--------------

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
						116

Определяем гибкость  $\lambda$  через  $h$  и отношение эксцентриситета  $e_a / h$ :

$$\lambda_h = \frac{l_{eff}}{h} = \frac{8\,868,2}{1400} = 6,33;$$

$$\frac{e_a}{h} = \frac{46,7}{1400} = 0,033.$$

По полученным величинам при помощи линейной интерполяции по таблице 3.9 определяем значение коэффициента  $\varphi$ , учитывающего влияние геометрической нелинейности (продольного изгиба). Коэффициент равен 0,932.

Требуемую площадь сечения арматуры находим по формуле (3.99)

$$A_{s,lot} \geq \frac{\frac{432 \cdot 10^3}{0,932} - 1,0 \cdot 14,5 \cdot 1200 \cdot 1200}{270} = -75\,616,5 \text{ мм}^2.$$

Знак минус «-» полученный при вычислении требуемой площади сечения означает, что армирование по расчетам не требуется. Прочность бетона обеспечивает несущую способность колонны.

Конструктивно примем продольную арматуру в количестве 20 стержней класса А300 диаметром  $d = 20$  мм. Площадь сечения арматуры  $A_s = 0,00628 \text{ м}^2$ .

Поперечная арматура должна быть диаметром не менее  $\frac{1}{4}$  диаметра продольной арматуры и при этом не менее 6 мм, поэтому принимаем диаметр равный 10 мм с шагом 400 мм.

Выполним проверку по условию (3.98)

$$N_{sd} = 0,432 \text{ МПа} \leq N_{Rd} = 0,932 \cdot 1,0 \cdot 14,5 \cdot 1200 \cdot 1200 + 6280 \cdot 270;$$

$$N_{sd} = 0,432 \text{ МПа} \leq N_{Rd} = 28, \text{ МПа} - \text{Условие выполняется.}$$

Прочность колонны на изгиб производит из условия

$$M \leq M_{ult},$$

где  $M$  – изгибающий момент от внешней нагрузки, равный  $123,1 \text{ кН} \cdot \text{м}$ ;

$M_{ult}$  – предельный изгибающий момент, который может быть воспринят сечением элемента.

Значение  $M_{ult}$  определяем по формуле (3.101)

Инв. № полл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата		

$$M_{ult} = R_{bt} \cdot W = 1,05 \cdot 0,288 = 0,302 \text{ МПа},$$

где  $W$  – момент сопротивления сечения, равный  $0,288 \text{ м}^3$ .

$M = 0,123 \text{ МПа} \leq M_{ult} = 0,302 \text{ МПа}$  – Условие выполняется.

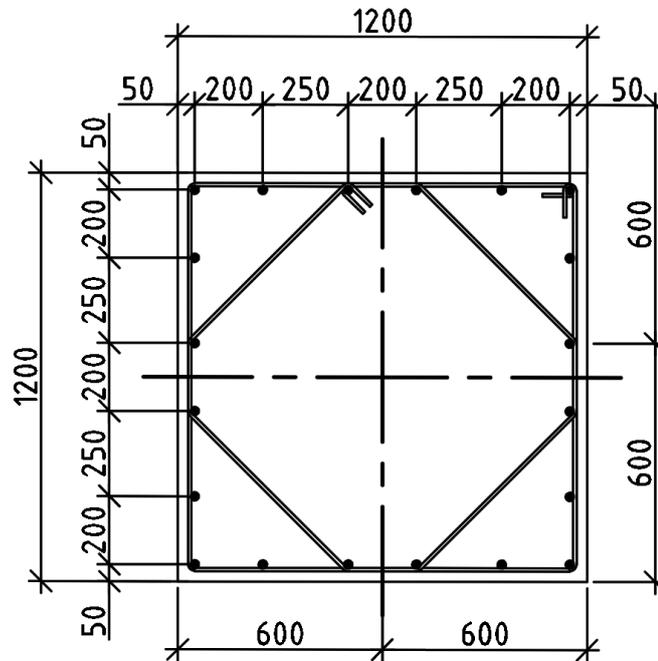


Рисунок 3.49 – Сечение колонны К3

Инв. № полл.	Полп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Полп. и дата	Инв. № полл.	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	ДП 08.05.01 ПЗ	



Плотность скелета грунта определяем по формуле

$$p_d = \frac{p}{1 + W}, \quad (4.1)$$

где  $p$  – плотность грунта в естественном состоянии, т/м<sup>3</sup>;

$W$  – влажность грунта.

Коэффициент пористости определяем по формуле

$$e = \frac{p_s - p_d}{p_d}, \quad (4.2)$$

где  $p_s$  – плотность частиц грунта, т/м<sup>3</sup>;

$p_d$  – то же, что и в формуле (4.1).

Коэффициент водонасыщения находим по формуле

$$S_r = \frac{w \cdot p_s}{e \cdot p_w}, \quad (4.3)$$

где  $w$  – то же, что и в формуле (4.1);

$p_s$  – то же, что и в формуле (4.2);

$e$  – то же, что и в формуле (4.1);

$p_w$  – плотность воды, равная 1, т/м<sup>3</sup>.

Показатель текучести для глинистых грунтов рассчитываем по формуле

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p}, \quad (4.4)$$

где  $W$  – то же, что в формуле (4.1);

$W_p$  – влажность на границе пластичности, т/м<sup>3</sup>;

$W_L$  – влажность на границе текучести, т/м<sup>3</sup>.

Удельный вес грунта вычисляем по формуле

$$\gamma = p \cdot g, \quad (4.5)$$

где  $p$  – то же, что в формуле (4.1);

$g$  – ускорение свободного падения, равное 9,81.

Результаты расчетов сводим в таблицу 4.1.

Инв. № полл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата

					ДП 08.05.01 ПЗ	Лист 120
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата		

Таблица 4.1 – Физико-механические характеристики грунтов

Полное наименование грунта	h, м	W, е.д	Плотность, т/м <sup>3</sup>				S <sub>т</sub> , д.е	γ <sub>n</sub> , т/м <sup>3</sup>	W <sub>L</sub> , д.е	W <sub>p</sub> , д.е	I <sub>L</sub> , д.е	Расчетные характеристики			R <sub>n</sub> , МПа
			p	p <sub>s</sub>	p <sub>d</sub>	e, д.е						c <sub>np</sub> , кПа	φ <sub>np</sub> , град.	E, МПа	
Дресвяный грунт с супесью твердой 42,9%	3.20	0.28	2.85	2.66	2.23	0.19	1	27.95	-	-	-	3	40	50	350
Суглинок легкий тугопластичный с единичными включениями дресвы (d > 2 мм 6,6%)	2.20	0.39	2.51	2.71	1.81	0.50	1	24.62	0.24	0.20	0.625	25	19	17	260
Дресвяный грунт с суглинком полутвердым 34,2 %	0.90	0.51	3.02	2.66	2.00	0.18	1	29.63	-	-	-	3	40	50	350
Суглинок легкий полутвердый с дресвой 20,0%	0.90	0.24	2.69	2.71	2.17	0.25	1	26.34	0.37	0.29	<0	47	26	28	230
Скальный грунт слабовыветрелый	2.80	-	3.30	-	-	-	-	32.34	-	-	-	-	50	-	400

Дресвяный грунт – терригенная псефитовая осадочная горная порода, образовавшаяся в результате механического разрушения горных пород, *крупнообломочный несвязанный грунт*, сформированный твёрдыми неокатанными частицами диаметром от 2 до 5 мм.

#### 4.2 Нагрузка. Исходные данные

Передача нагрузок на фундамент осуществляется через опирание арки на железобетонную колонну контрфорсного типа. Реакцию опор арки возьмем из результатов расчета схемы в ПК SCAD.

Таблица 4.2 – Расчетная нагрузка, передаваемая на фундамент

Колонна	Комбинация	N <sub>0</sub> , кН	M <sub>0</sub> , кН · м	Q <sub>0</sub> , кН
K1 (1400 x 1400 мм)	I	-2774.5	-50.54	-117.1
	II	-2041.3	-86.05	-116.8
K2 (1400 x 1400 мм)	I	-1013.8	389.6	76.22
	II	-886.7	305.1	57.88
K3 (1200 x 1200 мм)	I	-432.0	123.1	20.50
	II	-382.2	103.5	17.25

Изн. № подл.	Изн. № инв.	Взам. Инв. №	Изн. № дубл.	Подп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
						121

Для того, чтобы найти вес и центр тяжести конструкции, на которую опираются верхний и нижний пояса арки, разобьём её на элементы простой формы, как показано на рисунке 4.2, а.

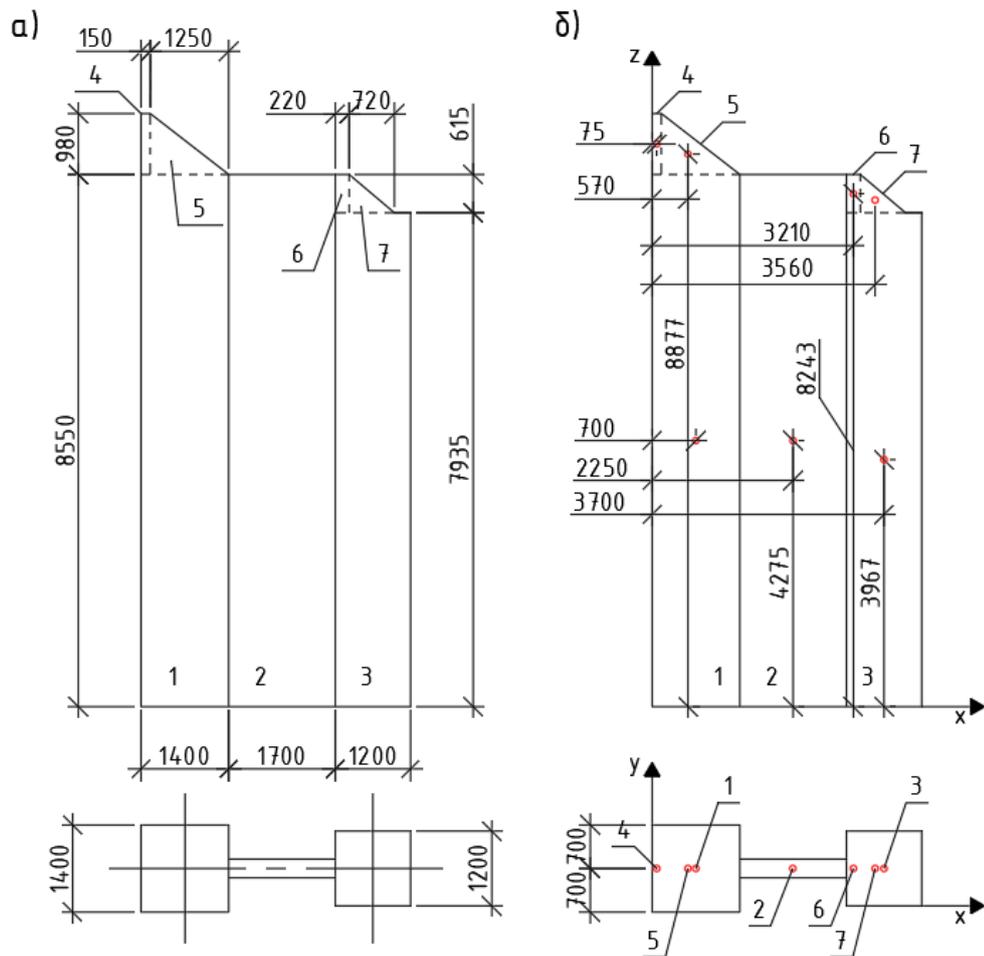


Рисунок 4.2 – Определение центра тяжести опорной конструкции

Найдем объем простых тел:

$$V_1 = 8,55 \cdot 1,4 \cdot 1,4 = 17,76 \text{ м}^3;$$

$$V_2 = 8,55 \cdot 1,7 \cdot 0,3 = 4,36 \text{ м}^3;$$

$$V_3 = 7,935 \cdot 1,2 \cdot 0,2 = 11,43 \text{ м}^3;$$

$$V_4 = 0,98 \cdot 1,4 \cdot 0,15 = 0,206 \text{ м}^3;$$

$$V_5 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 0,98 \cdot 1,4 = 0,858 \text{ м}^3;$$

$$V_6 = 0,615 \cdot 1,2 \cdot 0,22 = 0,162 \text{ м}^3;$$

$$V_7 = \frac{1}{2} \cdot 0,72 \cdot 0,615 \cdot 1,2 = 0,266 \text{ м}^3.$$

Инв. № полл.	Полп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Полп. и дата
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

Объем тела сложной формы  $V_k$ :

$$V_k = V_1 + V_2 + \dots + V_n \quad (4.6)$$

$$V_k = 17,76 + 4,36 + 11,43 + 0,206 + 0,858 + 0,162 + 0,266 = 35,04 \text{ м}^3.$$

Определим координаты центров тяжести тел, на которые разбита конструкция (рисунок 4.2, б)

$$c_1 = \{0.7; 0.7; 4.275\};$$

$$c_2 = \{2.25; 0.7; 4.275\};$$

$$c_3 = \{3.7; 0.7; 3.967\};$$

$$c_4 = \{0.075; 0.7; 9.4\};$$

$$c_5 = \{0.57; 0.7; 8.877\};$$

$$c_6 = \{3.21; 0.7; 8.243\};$$

$$c_7 = \{3.56; 0.7; 8.141\};$$

Координаты центра тяжести определяются по формулам

$$x_c = \frac{\sum V_k \cdot x_k}{\sum V_k}, \quad (4.7)$$

$$y_c = \frac{\sum V_k \cdot y_k}{\sum V_k}, \quad (4.8)$$

$$z_c = \frac{\sum V_k \cdot z_k}{\sum V_k}, \quad (4.9)$$

где  $x_k$ ,  $y_k$  и  $z_k$  – координаты центров тяжести компонентов тела сложной формы;  $V_k$  – тоже, что и в формуле (4.6).

Координаты центра тяжести тела равны:  $x_c = 1.9$ ;  $y_c = 0.7$ ;  $z_c = 4.365$ .

Сосредоточенная нагрузка от собственного веса конструкции определяем по формуле

$$P = \sum V_k \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f, \quad (4.10)$$

где  $\gamma_b$  – объёмный вес железобетона, принимаемый равным  $25 \text{ кН/м}^3$ ;

$\gamma_f$  – коэффициент надежности по нагрузке равный 1,1 для железобетонных конструкций.

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
							123
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата			

$$P = 35.04 \cdot 25 \cdot 1.1 = 963,6 \text{ кН.}$$

### 4.3 Назначение глубины заложения ростверка, вида свай и её параметров

Глубина заложения фундамента назначается согласно указаний п.5.5 [30] с учетом геологических и гидрогеологических условий площадки; климатических особенностей района строительства; конструктивных особенностей зданий и сооружений.

Исходя из конструктивных соображений, принимаем отметку верха ростверка равную **-0.600** от уровня планировки. Предварительно назначаем высоту ростверка 0,9 м.

Расчетная глубина промерзания грунта определяется по формуле

$$d_f = k_n \cdot d_{fn}, \quad (4.11)$$

где  $d_{fn}$  – нормативная глубина промерзания крупнообломочных грунтов (для Санкт-Петербурга), равная 1,55 м;

$k_n$  – коэффициент влияния теплового режима сооружения, равный 0,5 для наружных стен отапливаемых зданий с полами по грунту при среднесуточной температуре внутреннего воздуха в помещении +16 °С.

$$d_f = 0,6 \cdot 1,55 = 0,93 \text{ м.}$$

Окончательно принимаем глубину заложения подошвы ростверка от уровня планировки в дресвяной грунт

$$d = 0 - 0,6 - 0,8 = -1,1 \text{ м.} \quad (4.12)$$

В качестве несущего слоя для свай принимаем скальный грунт слабовыветрильный с модулем деформации  $E = 50 \text{ МПа}$ , залегающий с отметки **-7.700**. Свая по характеру работы является свай-стойкой.

Отметку головы сваи назначаем на 0,3 м выше отметки подошвы ростверка с последующей срубкой и оголением арматуры. Таким образом, принимаем отметку головы сваи равной **-1,200**. Минимальное заглубление нижнего конца сваи в малосжимаемом грунте должно быть не менее 0,5 м. Тогда отметка конца сваи принимается более или равной **-8.100**. Исходя из принятых отметок, требуемая длина сваи составляет 7,0 м.

Ив. № подл.	Подп. и дата
	Ив. № дубл.
	Ив. №
	Взам. Ив. №
	Подп. и дата

					ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
						124
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата		

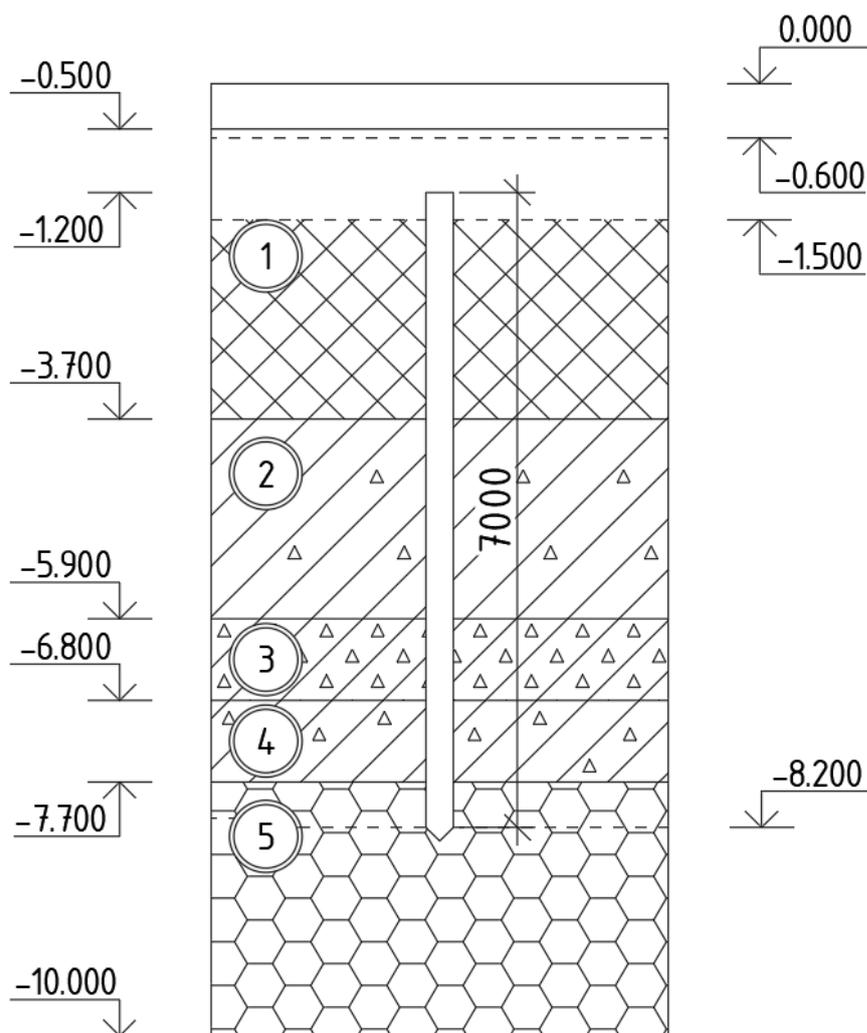


Рисунок 4.3 - Инженерно-геологическая колонка к определению длины сваи

#### 4.4 Вариант I – Фундамент с забивными сваями

Забивные сваи – готовые к использованию железобетонные стержни. Имеют разные виды поперечного сечения – круглое, прямоугольное, квадратное. Концы свай заострены.

Забивные сваи изготавливают в заводских условиях в соответствии с ГОСТом 19804-2012[31].

Важное достоинство забивных свай заключается в том, что при их монтаже грунт не разрыхляется, а наоборот, трамбуется, благодаря чему повышается надежность и долговечность фундамента.

Недостаток – это необходимость в специальной технике для их доставки на строительную площадку и спецтехнике для забивки.

По ГОСТ 19804-2012 [31] подбираем ближайшую по размерам сваю – С70.30 – длиной 7,0 м и сечением 300х300. Отметка нижнего конца сваи **-8.200** м (рисунок 4.3).

Инв. № полл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

ДП 08.05.01 ПЗ

#### 4.4.1 Определение несущей способности забивной сваи

Расчетная несущая способность сваи определяется как наименьшее из значений:

- а) сопротивление сваи по материалу;
- б) сопротивление сваи по грунту под нижним её концом.

Сопротивление сваи по материалу вычисляется по формуле для расчета соответствующих строительных конструкций как для элемента, работающего на сжатие, без учета продольного изгиба. Так, для железобетонной сваи расчетная нагрузка по материалу определяется по формуле

$$F = R_b \cdot A + R_{sc} \cdot A_s, \quad (4.13)$$

где  $R_b$  – расчетное сопротивление осевому сжатию бетона сваи (класс бетона В20), равное 11,5 МПа = 11 500 кН;

$R_{sc}$  – расчетное сопротивление осевому сжатию арматуры сваи (класс арматуры А300), равное 280 МПа = 280 000 кН;

$A$  – площадь железобетона в поперечном сечении сваи 300 x 300 мм, равное 0,09 м<sup>2</sup>;

$A_s$  – площадь сечения арматуры в поперечном сечении (8d16 А300), равное 16,08 см<sup>2</sup> = 0,00161 м<sup>2</sup>.

$$F = 11\,500 \cdot 0,09 + 280\,000 \cdot 0,00161 = 1485,8 \text{ кН.}$$

Для сваи-стойки, опирающейся на малосжимаемый и на скальный грунт, сопротивление по грунту вычисляем по формуле

$$F_d = \gamma_c \cdot \gamma_{cR} \cdot R \cdot A, \quad (4.14)$$

где  $\gamma_c$  – коэффициент условия работы сваи в грунте, равный 1,0;

$\gamma_{cR}$  – коэффициент условия работы под нижним концом сваи, учитывающий способ погружения и принимаемый при погружении свай марок С равным 1,0;

$R$  – расчетное сопротивление грунта под концом сваи, равно 20 МПа = 20 000 кН, однако, для обеспечения запаса прочности, примем пониженное значение расчетного сопротивления грунта – 12 000 кН;

$A$  – тоже, что и формуле (4.8).

$$F_d = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 12\,000 \cdot 0,09 = 1080 \text{ кН.}$$

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
							126
							Изм. Лист № докум. Подп. Дата

Сравнивая сопротивление сваи по материалу и по грунту, меньшее из них принимаем как расчетную несущую способность сваи  $F_d = 1080$  кН.

Для определения числа свай в фундаменте необходимо назначить допускаемую нагрузку на сваю. Её значение определяем по формуле

$$N_{св.} = \frac{\gamma_0 \cdot F_d}{\gamma_n \cdot \gamma_k}, \quad (4.15)$$

где  $\gamma_0$  – коэффициент условий работы, принимаемый равным 1,15 при кустовом расположении свай;

$\gamma_n$  – коэффициент надежности, принимаемый равным 1,2 для сооружений с I уровнем ответственности;

$\gamma_k$  – коэффициент надежности, зависит от способа определения несущей способности сваи, принимаемый равным 1,4.

$$N_{св.} = \frac{1,15 \cdot 1080}{1,2 \cdot 1,4} = 752,7 \text{ кН.}$$

Допускаемая нагрузка на сваю больше, чем принимают в практике проектирования и строительства, и поэтому ограничиваем значение допускаемой нагрузки на сваю до 600 кН.

#### 4.4.2 Определение числа забивных свай в фундаменте и конструирование ростверка

Количество свай в фундаменте устанавливается исходя из условия максимального использования их несущей способности. При определении числа максимальную расчетную вертикальную нагрузку на сваю приравнивают к допускаемой нагрузке на сваю, расчет ведут по формуле

$$n = \frac{N_i}{F_{dp} - \bar{A} \cdot d_p \cdot \gamma_{mt} - 1,1 \cdot 9,81 \cdot g_{св.}}, \quad (4.16)$$

где  $N_i$  – максимальная сумма расчетных вертикальных нагрузок, действующих на обрезе ростверка, кН;

$\bar{A}$  – площадь ростверка, приходящаяся на одну сваю,  $0,09 \text{ м}^2$ ;

$d_p$  – глубина заложения ростверка, 1 м;

$\gamma_{mt}$  – усреднённый удельный вес фундамента и грунта на его обрезах, принимаем равный  $20 \text{ кН/м}^3$ ;

Ивн. № полл.	Ивн. №	Ивн. №	Ивн. №	Ивн. №	Ивн. №
	Взам.	Ивн. №	Ивн. №	Ивн. №	Ивн. №
	Ивн. №	Ивн. №	Ивн. №	Ивн. №	Ивн. №
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	

$g_{св.}$  – масса сваи С70.30, равная 1,6 т.

Сумму максимальных вертикальных нагрузок определяем, как сумму вертикальной реакции на опоре арки и веса колонн

$$N_{i.1} = N_{0.K1} + P_{K1} = 2186,3 + 434,3 = 2620,6 \text{ кН};$$

$$N_{i.2} = N_{0.K2} + N_{0.K3} + P = 1013,8 + 432 + 963,6 = 2410 \text{ кН}.$$

Количество свай под колонну К1:

$$n = \frac{2620,6}{600 - 0,09 \cdot 1,0 \cdot 20 - 1,1 \cdot 9,81 \cdot 1,6} = \frac{2620,6}{580,9} = 4,51 \text{ шт} \approx 5 \text{ шт}.$$

Количество свай под колонны К2 и К3:

$$n = \frac{2410}{600 - 0,09 \cdot 1,0 \cdot 20 - 1,1 \cdot 9,81 \cdot 1,6} = \frac{2410}{580,9} = 4,15 \text{ шт} \approx 5 \text{ шт}.$$

Конструирование начинаем с размещения свай и определения размеров ростверка в плане. Расстояние между сваями в ряду принимаем в пределах от  $3d$  до  $6d$ , где  $d$  – диаметр круглого, сторона квадратного, или большая сторона прямоугольного поперечного сечения ствола сваи. Размеры монолитного ростверка должны быть кратны 300 мм, а по высоте 150 мм.

Под колонну К1 необходимое количество свай равно 5 шт, конструктивно принимаем количество – 9 шт. С70.30. Под опорную конструкцию К2-К3 по расчету необходимо 5 шт., конструктивно принимаем количество равное 11 шт. С70.30. Ростверка имеет высоту равную 900 мм, а в плане длина и ширина ростверка равны, соответственно, 13800 х 3300 мм. Количество свай равно 24 шт. (рисунок 4.4).

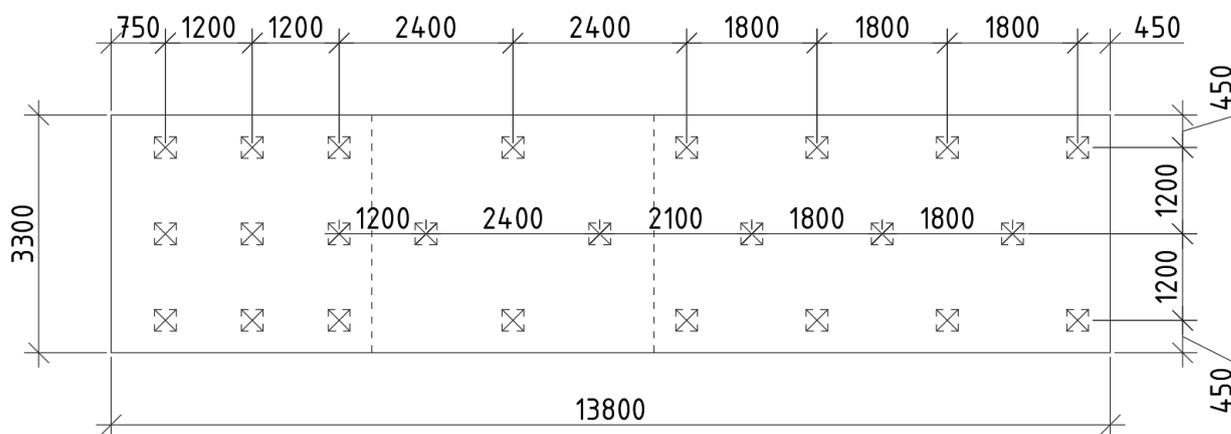


Рисунок 4.4 – Схема ростверка с расположением свай

Инов. № подл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

#### 4.4.3 Приведение нагрузок к подошве ростверка

Нагрузки возьмем из результатов расчета в ПК SCAD (таблица 4.2). К вертикальной нагрузке добавляется вес ростверка, а к моментам – моменты, возникающие от N, P и Q, с эксцентриситетами.

Ориентировочная нагрузка от веса ростверка, определяемая по формуле:

$$N_p = b_p \cdot l_p \cdot d_p \cdot \gamma_{mt}, \quad (4.17)$$

где  $b_p \cdot l_p$  – соответственно, ширина и длина ростверка, м;

$d_p$  – высота ростверка, м;

$\gamma_{mt}$  – среднее значение удельного веса ростверка с учетом веса грунта на его обрезах, принимаемое равным при плитном ростверке,  $24 \text{ кН/м}^3$ .

$$N_{p.K1} = 3,6 \cdot 3,3 \cdot 0,9 \cdot 24 = 256,6 \text{ кН};$$

$$N'_{K1} = N_{p.K1} + N_{max} = 256,6 + 2620,6 = 2877,2 \text{ кН};$$

$$Q'_{K1} = 2047,5 \text{ кН};$$

$$M'_{K1} = M_{max} + Q \cdot 0,9 = 50,54 + (2047,5 \cdot 0,9) = 1893,4 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$N_{p.K2-K3} = 6,3 \cdot 3,3 \cdot 0,9 \cdot 24 = 449,1 \text{ кН};$$

$$N'_{K2-K3} = N_{p.K2-K3} + N_{max} = 449,1 + 2410 = 2859,1 \text{ кН};$$

$$Q'_{K2-K3} = 96,72 \text{ кН};$$

$$M'_{K2-K3} = M_{max} + Q \cdot 0,9 = 685,75 + (96,72 \cdot 0,9) = 772,8 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

#### 4.4.4 Определение нагрузок на забивные сваи и проверка несущей способности свай

Проверим выполнение условий:

$$\begin{cases} N_{CB} \leq F_d / \gamma_k \\ N_{CB}^{кр} \leq (1,2 \cdot F_d) / \gamma_k, \\ N_{CB}^{кр} \geq 0 \end{cases} \quad (4.18)$$

где  $N_{CB}^{кр}$  – нагрузка на сваю крайнего ряда.

Ивн. № подл.	Подп. и дата	Взам. Ивн. №	Ивн. № дубл.	Подп. и дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
						129
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата		



$$N_{CB}^{4,5} = \frac{2859,1}{11} + \frac{772,8 \cdot 0,9}{2 [(2 \cdot 2,7^2) + (2 \cdot 1,8^2) + (2 \cdot 0,9^2)]} + 1,1 \cdot 9,81 \cdot 1,6 = 292,5 \text{ кН} \leq 600 \text{ кН};$$

$$N_{CB}^6 = \frac{2859,1}{11} + 1,1 \cdot 9,81 \cdot 1,6 = 277,2 \text{ кН} \leq 600 \text{ кН}.$$

Несущую способность свай следует считать обеспеченной.

#### 4.4.5 Расчет ростверка на продавливание опорной конструкцией

Суть проверки заключается в том, чтобы продавливающая сила не превысила прочности бетона на растяжение по граням пирамиды продавливания.

Пирамида продавливания начинается от дна стакана с гранями, касающимися внутренних граней свай. Расчет производим по формуле

$$F \leq \frac{2 \cdot R_{bt} \cdot h_{op}}{\alpha} \cdot \left[ \frac{h_{op}}{c_1} \cdot (b_c + c_2) + \frac{h_{op}}{c_2} \cdot (l_c + c_1) \right], \quad (4.20)$$

где  $F$  - продавливающая сила, равная удвоенной сумме усилий в сваях, расположенных с одной наиболее нагруженной стороны от оси колонны и находящихся за пределами нижнего основания пирамиды продавливания; усилия в сваях определяются от нагрузки, приложенной к обрезу ростверка, кН;

$R_{bt}$  - расчетное сопротивление бетона ростверка растяжению, равное 0,9 МПа = 900 кН/м<sup>2</sup> при классе бетона В20;

$h_{op}$  - рабочая высота плиты ростверка, м;

$b_c$  и  $l_c$  - размеры сечения опорной конструкции, м;

$c_1$  и  $c_2$  - расстояние от граней пилона до граней основания пирамиды продавливания, принимаемые не более  $h_{op}$  и не менее  $0,4 h_{op}$ , м.

Определим величину продавливания силы:

$$F_{K1} = 2 \cdot (N_{CB}^1 + N_{CB}^4 + N_{CB}^6) = 2 \cdot (600 + 337 + 600) = 3074 \text{ кН};$$

$$F_{K2-K3} = 2 \cdot (N_{CB}^1 + N_{CB}^4 + N_{CB}^7 + N_{CB}^{10}) = 2 \cdot (323,2 + 292,5 + 292,5 + 323,2);$$

$$F_{K2-K3} = 2462,8 \text{ кН}.$$

Выполним проверку ростверка под колонной К1. Принимаем:  $h_{op} = 0,85$  м;  $l_c = 1,78$  м;  $b_c = 1,4$  м;  $c_1 = 850$  мм;  $c_2 = 850$  мм;  $F_{K1} = 3074$  кН. Проверяем выполнение условия (4.20)

$$\frac{2 \cdot 900 \cdot 0,85}{1} \cdot \left[ \frac{0,85}{0,85} \cdot (1,4 + 0,85) + \frac{0,85}{0,85} \cdot (1,78 + 0,85) \right] = 4600 \text{ кН};$$

Ив. № подл.	Взам. Инв. №	Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата

$$F_{K1} = 3074 \text{ кН} < 4600 \text{ кН.}$$

Условие выполняется

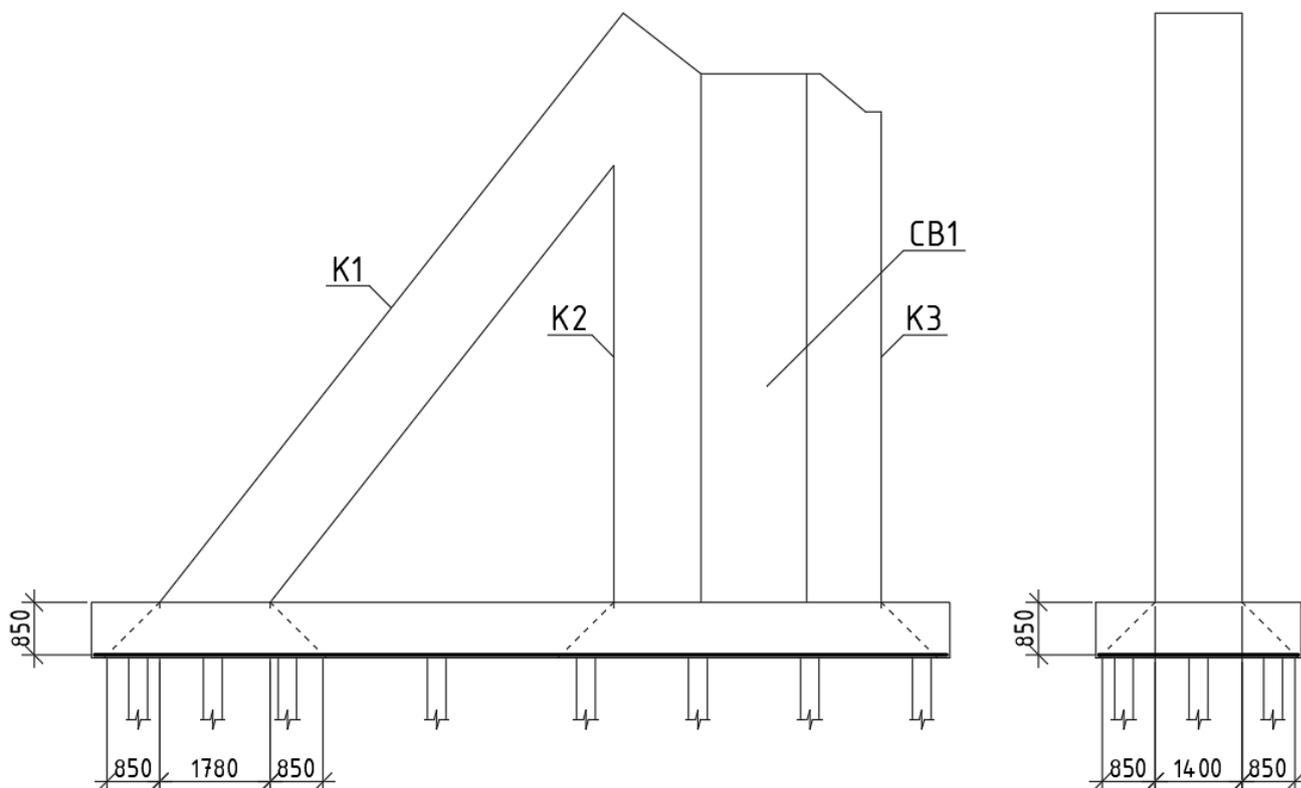


Рисунок 4.6 – Схема образования пирамиды продавливания

Выполним проверку ростверка под опорной конструкцией К2-К3. Принимаем:  $h_{op} = 0,85$  м;  $l_c = 4,3$  м;  $b_c = 1,4$  м;  $c_1 = 850$  мм;  $c_2 = 850$  мм;  $F_{K1} = 2462,8$  кН. Проверяем выполнение условия (4.20)

$$\frac{2 \cdot 900 \cdot 0,85}{1} \cdot \left[ \frac{0,85}{0,85} \cdot (1,4 + 0,85) + \frac{0,85}{0,85} \cdot (4,3 + 0,85) \right] = 5660 \text{ кН;}$$

$$F_{K1} = 2462,8 \text{ кН} < 5660 \text{ кН.}$$

Условие выполняется.

#### 4.4.6 Расчет ростверка на продавливание угловой сваей

Проверка ростверка на продавливание угловой сваей производится по формуле

$$N_{св} \leq R_{bt} \cdot h_{op} \cdot [\beta_1 \cdot (b_{02} + 0,5 \cdot c_{02}) + \beta_2 \cdot (b_{01} + 0,5 \cdot c_{01})], \quad (4.21)$$

Инов. № подл.	Взам. Инв. №	Инв. №	Инв. № дубл.	Полп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

где  $N_{CB}$  – усилие в угловой свае, подсчитанное от расчетных нагрузок, действующих по подошве ростверка, кН;

$h_{op}$  – рабочая высота плиты ростверка, м;

$R_{bt}$  – расчетное сопротивление бетона ростверка растяжению, равное 0,9 МПа = 900 кН/м<sup>2</sup> при классе бетона В20;

$b_{01}$  и  $b_{02}$  – расстояние от внутренних граней угловой сваи до наружных граней плиты ростверка, м;

$c_{01}$  и  $c_{02}$  – расстояние от внутренних граней угловых свай до ближайших граней подколонника ростверка, принимаемой не более не более  $h_{op}$  и не менее  $0,4 h_{op}$ , м;

$\beta_1$  и  $\beta_2$  – безразмерные коэффициенты, принимаемые в зависимости от отношения  $h_{op} / c_{01}$  или  $h_{op} / c_{02}$ , соответственно, но не менее 0,6 и не более 1.

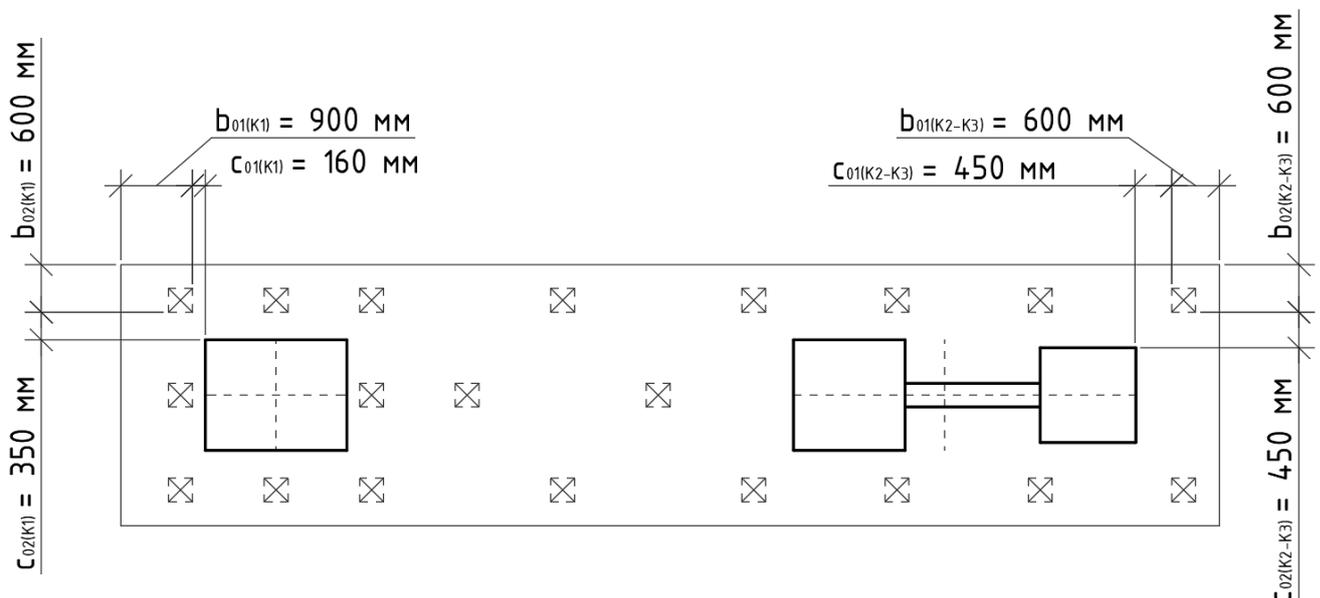


Рисунок 4.7 – Схема продавливания угловой сваей ростверка

Выполним проверку ростверка под колонну К1. Принимаем: продавливающую силу в свае №1, равную  $N_{CB}^1 = 600$  кН;  $h_{op} = 0,85$  м;  $b_{01} = 0,9$  м;  $b_{02} = 0,6$  м;  $c_{01} = 0,34$  м ( $0,4 \cdot h_{op}$ );  $c_{02} = 0,35$  м;  $\beta_1 = 0,85 / 0,34 = 2,5 \rightarrow 1$ ;  $\beta_2 = 0,85 / 0,35 = 2,42 \rightarrow 1$ . Проверим выполнение условия (4.21)

$$900 \cdot 0,85 \cdot [1 \cdot (0,6 + 0,5 \cdot 0,35) + 1 \cdot (0,9 + 0,5 \cdot 0,34)] = 1\,411,4 \text{ кН};$$

$$N_{CB} = 600 \text{ кН} \leq 1\,411,4 \text{ кН}.$$

Условие выполняется.

Выполним проверку ростверка под опорную конструкцию К2-К3. Принимаем: продавливающую силу в свае №1, равную  $N_{CB}^1 = 323,3$  кН;  $h_{op} =$

Инв. № подл.	Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата			
Взам. Инв. №	Инв. №	Инв. №	Инв. №	Инв. №	Инв. №		
Подп. и дата							
Пош. и дата							

0,85 м;  $b_{01} = 0,6$  м;  $b_{02} = 0,6$  м;  $c_{01} = 0,45$  м;  $c_{02} = 0,45$  м;  $\beta_1 = 0,85/0,45 = 1,88 \rightarrow 1$ ;  $\beta_2 = 0,85/0,45 = 1,88 \rightarrow 1$ . Проверим выполнение условия (4.21)

$$900 \cdot 0,85 \cdot [1 \cdot (0,6 + 0,5 \cdot 0,45) + 1 \cdot (0,6 + 0,5 \cdot 0,45)] = 1\,262,3 \text{ кН};$$

$$N_{CB} = 323,2 \text{ кН} \leq 1\,262,3 \text{ кН}.$$

Условие выполняется.

#### 4.4.7 Расчет плиты ростверка на изгиб

Момент в сечениях ростверка определяется по формулам

$$M_{xi} = \sum N_{CBi} \cdot x_i, \quad (4.22)$$

$$M_{yi} = \sum N_{CBi} \cdot y_i, \quad (4.23)$$

где  $N_{CB}$  – расчетная нагрузка на сваю, подсчитанная от нагрузок, действующих по подошве ростверка, кН;

$x_i$  и  $y_i$  – расстояние от центра тяжести сваи в пределах изгибаемой консоли до рассматриваемого сечения, м.

Площадь рабочей арматуры определяется по формуле

$$A_{si} = \frac{M_i}{\xi \cdot h_{oi} \cdot R_s}, \quad (4.24)$$

где  $M_i$  – расчетный момент в  $i$ -том сечении, кН · м;

$h_{oi}$  – рабочая высота сечения, м, определяемая как расстояние от верха сечения до центра рабочей арматуры, м;

$R_s = 355$  МПа – расчетное сопротивление арматуры класса А400 периодического профиля  $d = 10 \div 40$  мм;

$\xi$  – коэффициент, определяемый по таблице 2 [33] в зависимости от коэффициента  $\alpha_m$ , значение которого находят по формуле

$$\alpha_m = \frac{M_i}{b_i \cdot h_{oi}^2 \cdot R_b}, \quad (4.25)$$

где  $R_b$  – расчетное сопротивление бетона ростверка сжатию, равное 11,5 МПа при классе бетона В20;

$b_i$  – ширина сжатой зоны сечения, м.

Ивн. № полл.	Подп. и дата
Взам. Ивн. №	Ивн. № дубл.
Подп. и дата	
Подп. и дата	

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
						134



$$M_{1-1} = 738,8 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{2-2} = (N_{CB}^{10} + N_{CB}^{11}) \cdot 0,6 = (323,2 + 323,2) \cdot 0,6 = 387,8 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Коэффициент  $\alpha_m$  по формуле (4.25) при ширине сжатой зоны  $b_i$ : сечение 1-1 – 6,3 м; сечение 2-2 – 3,3 м:

$$\alpha_{m1} = \frac{738,8}{6,3 \cdot 0,85^2 \cdot 11,5 \cdot 10^3} = 0,0141;$$

$$\alpha_{m2} = \frac{387,8}{3,3 \cdot 0,85^2 \cdot 11,5 \cdot 10^3} = 0,0141.$$

Коэффициент  $\xi_1 = 0,993$  при  $\alpha_{m1} = 0,014$ , а  $\xi_2 = 0,993$  при  $\alpha_{m2} = 0,014$ .

Площадь рабочей арматуры по формуле (4.24)

$$A_{s1} = \frac{738,8}{0,993 \cdot 0,85 \cdot 355 \cdot 10^3} = 0,00257 \text{ м}^2 = 25,7 \text{ см}^2;$$

$$A_{s2} = \frac{387,8}{0,993 \cdot 0,85 \cdot 355 \cdot 10^3} = 0,00129 \text{ м}^2 = 12,9 \text{ см}^2.$$

Конструктивно для сетки С-1 принимаем шаг арматуры в обоих направлениях 200 мм, таким образом сетка С-1 имеет по стороне  $l = 13\,800$  мм 69 арматурных стержня 14А-III с  $A_s = 106,26 \text{ см}^2$  [4], по стороне  $b = 3\,300$  мм 16 арматурных стержня 14А-III с  $A_s = 27,72 \text{ см}^2$  [4].

Для компенсации деформации в поперечном направлении устраиваем сетку С-2 в верхней части ростверка. Шаг арматуры принимаем в обоих направлениях 200 мм, а арматурные стержни 14 диаметра класса А-III.

#### 4.4.8 Подбор сваебойного оборудования и расчет отказа

Критериями контроля несущей способности свай при погружении являются глубина погружения и отказ.

Для забивки свай выбираем штанговый дизель молот С-330.

Отношение массы ударной части молота  $m_4$  к массе свай  $m_2$  должно быть не менее 1,25 при забивке свай в плотные грунты. Так как масса свай  $m_2 = 1,6$  т, принимаем массу молота  $m_1 = 4,2$  т. Расчетный отказ свай должен находиться в пределах 0,005-0,01 м.

Отказ определяем по формуле

$$S_a = \frac{E_a \cdot \eta \cdot A}{F_d (F_d + \eta \cdot A)} \cdot \frac{m_1 + 0,2 (m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3}, \quad (4.26)$$

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
						136
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата		



## 4.5 Вариант II – Фундамент с буронабивными сваями

Буронабивные сваи – это опоры из железобетона, формирующиеся на месте строительства путем заполнения скважины в грунте бетонным раствором. Армируется такая опора благодаря продольно-поперечному арматурному каркасу.

На сыпучих грунтах, к которым относится первый слой грунта – дресва, устройство набивных свай выполняется с помощью обсадной трубы. Погружают обсадную трубу отдельными секциями и также посекционно вынимают. Погружение осуществляют или механическим вдавливанием, или вдавливанием с вибрацией, или «дрейтейлом», т. е. вдавливанием с вращением.

Технология устройства буронабивных свай с обсадной трубой:

1. Установка бурового станка на точку бурения;
2. Погружение осадной трубы до проектной отметки. Извлечение грунта из обсадной трубы;
3. Погружение армо-каркаса в скважину. Арматуру устанавливают по центру скважины с получением защитного слоя в 60 – 70 мм;
4. Заполнение скважины бетоном из автобетонно-смесителя и его уплотнение;
5. Извлечение обсадных труб по ходу заполнения скважины бетоном.

Преимуществом буронабивных свай является: отсутствие необходимости в специальном транспорте, предназначенном для доставки опор от завода изготовителя к месту проведения строительных работ; более широкие возможности при выборе подходящих форм и размеров свай.

Минус набивных свай – необходимость приостанавливать строительство на 28 дней, чтоб дать возможность бетону набрать марочную прочность.

### 4.5.1 Определение несущей способности буронабивной сваи

Сопротивление сваи по материалу вычисляется по формуле для расчета соответствующих строительных конструкций как для элемента, работающего на сжатие, без учета продольного изгиба. Так, для железобетонной сваи расчетная нагрузка по материалу определяется по формуле

$$F = R_b \cdot A + R_{sc} \cdot A_s, \quad (4.26)$$

где  $R_b$  – расчетное сопротивление осевому сжатию бетона сваи (класс бетона В20), равное  $11,5 \text{ МПа} \cdot \gamma'_{cb} = 10,35 \text{ МПа}$  или  $10\,3500 \text{ кН}$ ;

Изн. № подл.	Подп. и дата	Взам. Изн. №	Изн. №	Изн. № дубл.	Подп. и дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
							138
Изн. № подл.	Изн. № подл.						
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата			

$\gamma'_{cb}$  – коэффициент условия работы, учитывающего влияние способа производства работ при наличии в скважине воды и извлекаемых обсадных труб, равный 0,9;

$R_{sc}$  – расчетное сопротивление осевому сжатию арматуры сваи (класс арматуры А300), равное 280 МПа = 280 000 кН;

$A$  – площадь железобетона в поперечном сечении сваи  $d = 300$  мм, равное  $0.071 \text{ м}^2$ ;

$A_s$  – площадь сечения арматуры в поперечном сечении (8d16 А300), равное  $16,08 \text{ см}^2 = 0,00161 \text{ м}^2$ .

$$F = 10\,350 \cdot 0,071 + 280\,000 \cdot 0,00161 = 1185,6 \text{ кН.}$$

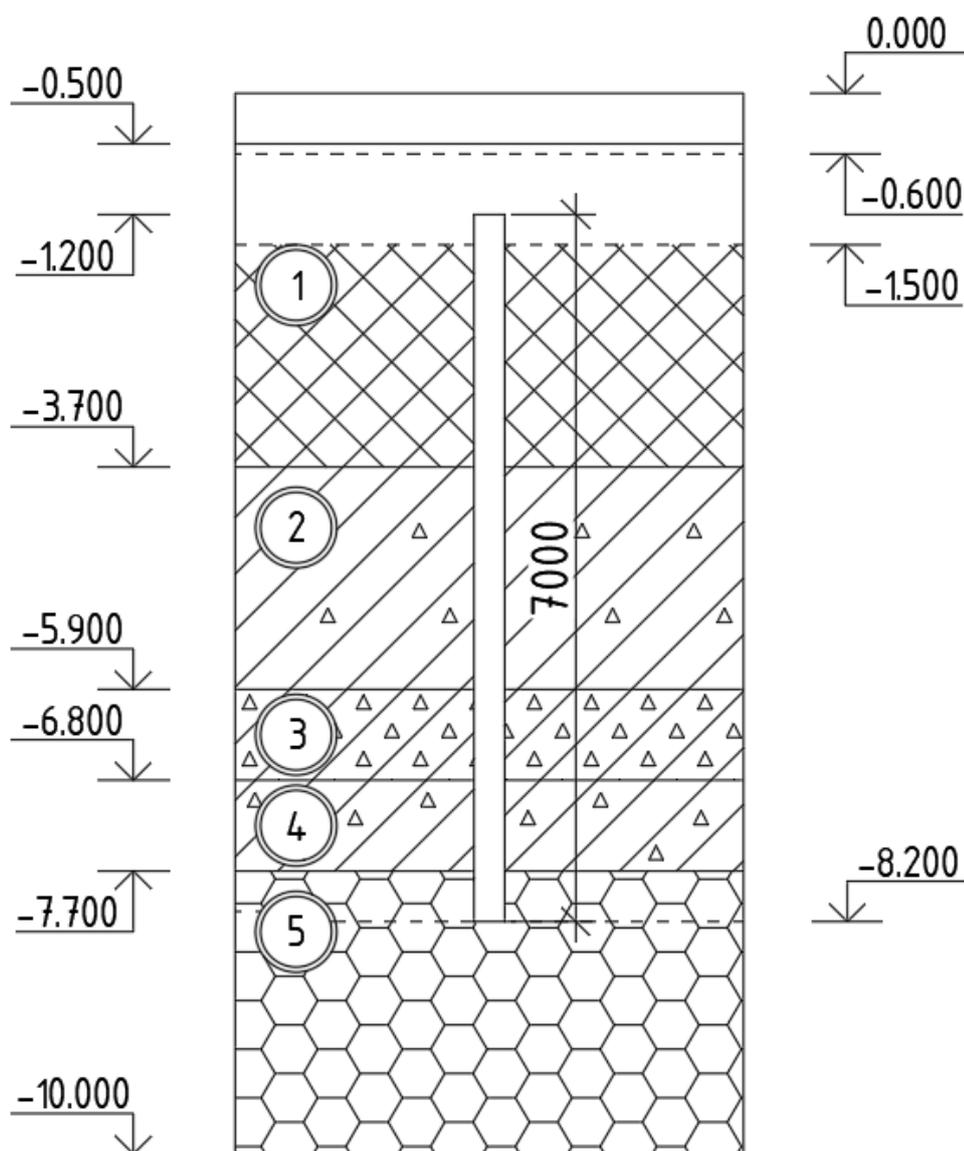


Рисунок 4.9 - Инженерно-геологическая колонка к определению длины сваи

Инв. № полл.	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Инв. №	Подп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

Несущую способность буронабивной сваи, работающей на сжимающую нагрузку, определяем по формуле (4.14)

$$F_d = \gamma_c \cdot \gamma_{cR} \cdot R \cdot A,$$

где  $\gamma_c$  – коэффициент условия работы сваи в грунте, равный 1,0;

$\gamma_{cR}$  – коэффициент условия работы под нижним концом сваи, учитывающий способ погружения и принимаемый при погружении свай марок С равным 0,9;

$R$  – расчетное сопротивление грунта под концом сваи, равно 20 МПа = 20 000 кН, однако, для обеспечения запаса прочности, примем пониженное значение расчетного сопротивления грунта – 12 000 кН;

$A$  – тоже, что и формуле (4.26).

$$F_d = 1,0 \cdot 0,9 \cdot 12\,000 \cdot 0,071 = 766,8 \text{ кН.}$$

Сравнивая сопротивление сваи по материалу и по грунту, меньшее из них принимаем как расчетную несущую способность сваи  $F_d = 766,8$  кН.

Для определения числа свай в фундаменте необходимо назначить допускаемую нагрузку на сваю. Её значение определяем по формуле (4.15)

$$N_{св.} = \frac{\gamma_0 \cdot F_d}{\gamma_n \cdot \gamma_k},$$

где  $\gamma_0$  – коэффициент условий работы, принимаемый равным 1,15 при кустовом расположении свай;

$\gamma_n$  – коэффициент надежности, принимаемый равным 1,2 для сооружений с I уровнем ответственности;

$\gamma_k$  – коэффициент надежности, зависит от способа определения несущей способности сваи, принимаемый равным 1,4.

$$N_{св.} = \frac{1,15 \cdot 766,8}{1,2 \cdot 1,4} = 524,9 \text{ кН.}$$

Допускаемая нагрузка на сваю равна 524 кН.

Инв. № подл.	Подп. и дата
	Взам. Инв. №
	Инв. № дубл.
Инв. № подл.	Подп. и дата
	Взам. Инв. №
Инв. № подл.	Подп. и дата

					ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата		140

#### 4.5.2 Определение числа буронабивных свай в фундаменте и конструирование ростверка

Количество свай в фундаменте устанавливается исходя из условия максимального использования их несущей способности. При определении числа максимальную расчётную вертикальную нагрузку на сваю приравнивают к допускаемой нагрузке на сваю, расчет ведут по формуле (4.16)

$$n = \frac{N_i}{F_{dp} - \bar{A} \cdot d_p \cdot \gamma_{mt} - 1,1 \cdot 9,81 \cdot g_{св.}}$$

где  $N_i$  – максимальная сумма расчетных вертикальных нагрузок, действующих на обресе ростверка, кН;

$\bar{A}$  – площадь ростверка, приходящаяся на одну сваю,  $0,071 \text{ м}^2$ ;

$d_p$  – глубина заложения ростверка, 1 м;

$\gamma_{mt}$  – усреднённый удельный вес фундамента и грунта на его обресах, принимаем равный  $20 \text{ кН/м}^3$ ;

$g_{св.}$  – масса свай, равная 1,22 т.

Сумму максимальных вертикальных нагрузок определяем, как сумму вертикальной реакции на опоре арки и веса колонн

$$N_{i.1} = N_{0.K1} + P_{K1} = 2186,3 + 434,3 = 2620,6 \text{ кН};$$

$$N_{i.2} = N_{0.K2} + N_{0.K3} + P = 1013,8 + 432 + 963,6 = 2410 \text{ кН}.$$

Количество свай под колонну К1:

$$n = \frac{2620,6}{524 - 0,071 \cdot 1,0 \cdot 20 - 1,1 \cdot 9,81 \cdot 1,22} = \frac{2620,6}{509,4} = 5,14 \text{ шт} \approx 6 \text{ шт}.$$

Количество свай под колонны К2 и К3:

$$n = \frac{2410}{524 - 0,071 \cdot 1,0 \cdot 20 - 1,1 \cdot 9,81 \cdot 1,22} = \frac{2410}{509,4} = 4,73 \text{ шт} \approx 5 \text{ шт}.$$

Конструирование начинаем с размещения свай и определения размеров ростверка в плане. Расстояние между сваями в ряду принимаем в пределах от  $3d$  до  $6d$ , где  $d$  – диаметр круглого, сторона квадратного, или большая сторона прямоугольного поперечного сечения ствола свай. Размеры монолитного ростверка должны быть кратны 300 мм, а по высоте 150 мм.

Инв. № подл.	Подп. и дата
	Взам. Инв. №
	Инв. № дубл.

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
						141





$$N_{CB} = 319,1 \text{ кН} \leq 1\,262,3 \text{ кН.}$$

Условие выполняется.

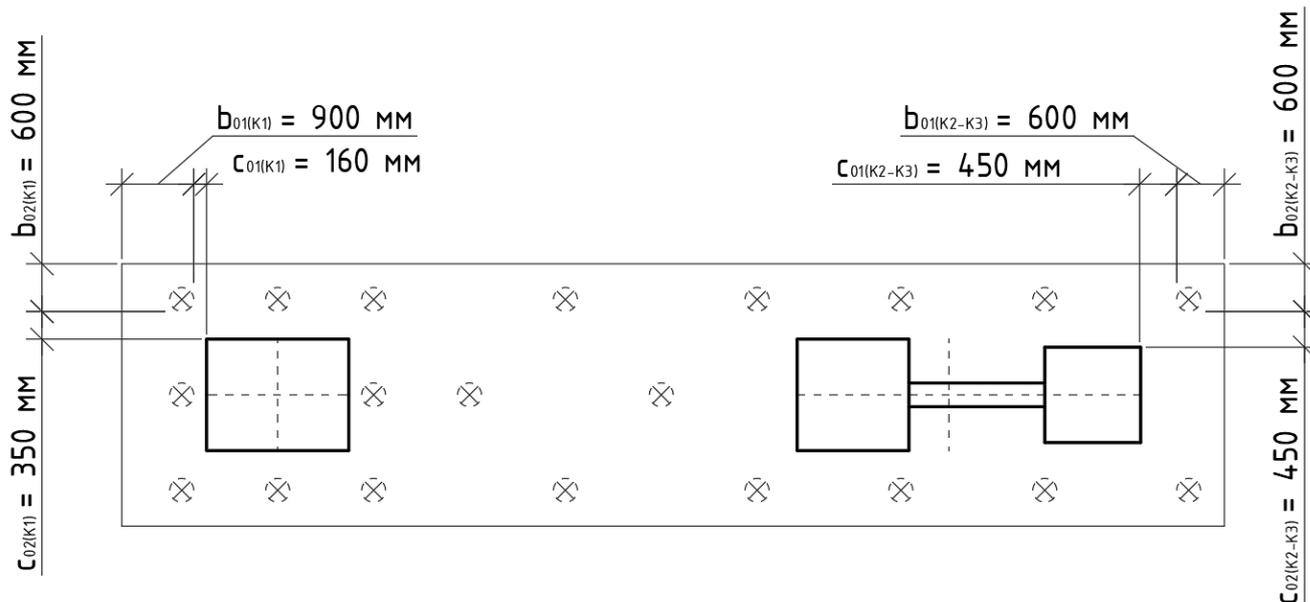


Рисунок 4.12 – Схема продавливания угловой сваей ростверка

#### 4.5.5 Расчет плиты ростверка на изгиб

Моменты в сечениях ростверка под колонну K1, изображенных на рисунке 4.8, а, определяем по формулам (4.22) и (4.23)

$$M_{1-1} = (N_{CB}^1 + N_{CB}^4 + N_{CB}^7) \cdot 0,5 = (595 + 332,4 + 595) \cdot 0,5 = 761,1 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{2-2} = (N_{CB}^1 + N_{CB}^2 + N_{CB}^3) \cdot 0,31 = (595 + 595 + 595) \cdot 0,31 = 553,4 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

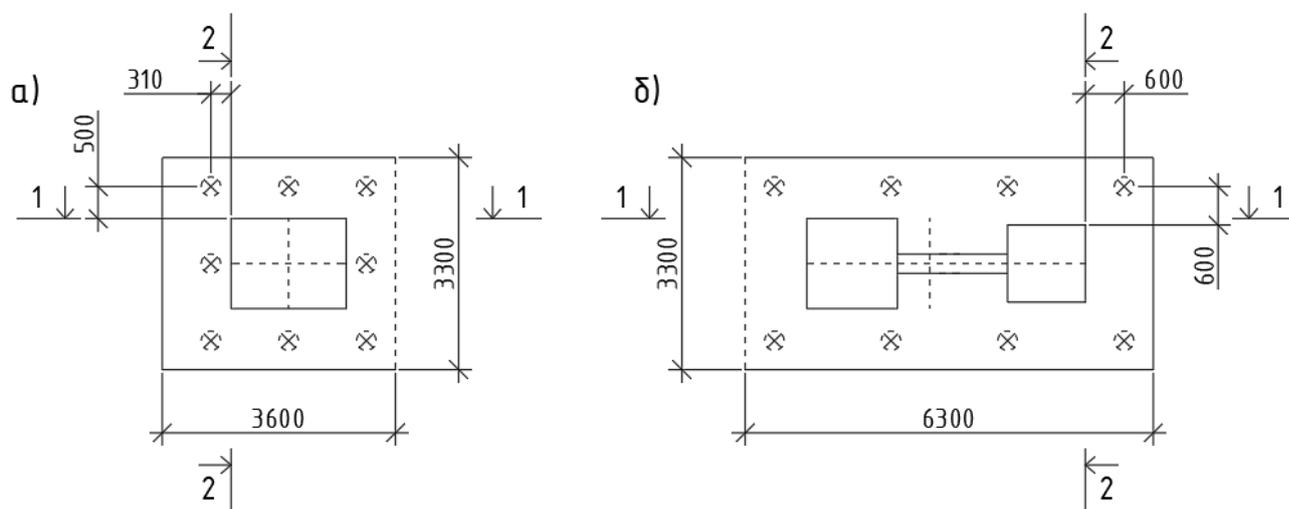


Рисунок 4.13 – Расчетная схема для определения арматуры

Инв. № подл.	Попп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Попп. и дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист

Коэффициент  $\alpha_m$  по формуле (4.25) при ширине сжатой зоны  $b_i$ : сечение 1-1 – 3,6 м; сечение 2-2 – 3,3 м:

$$\alpha_{m1} = \frac{761,1}{3,6 \cdot 0,85^2 \cdot 11,5 \cdot 10^3} = 0,0254;$$

$$\alpha_{m2} = \frac{553,4}{3,3 \cdot 0,85^2 \cdot 11,5 \cdot 10^3} = 0,0201.$$

Коэффициент  $\xi_1 = 0,988$  при  $\alpha_{m1} = 0,254$ , а  $\xi_2 = 0,990$  при  $\alpha_{m2} = 0,0201$ .

Площадь рабочей арматуры по формуле (4.24)

$$A_{s1} = \frac{761,1}{0,988 \cdot 0,85 \cdot 355 \cdot 10^3} = 0,00255 \text{ м}^2 = 25,5 \text{ см}^2;$$

$$A_{s2} = \frac{553,4}{0,990 \cdot 0,85 \cdot 355 \cdot 10^3} = 0,00185 \text{ м}^2 = 18,5 \text{ см}^2.$$

Моменты в сечениях ростверка под опорную конструкцию К2-К3, изображенных на рисунке 4.8, б, определяем по формулам (4.22) и (4.23)

$$M_{1-1} = (N_{CB}^1 + N_{CB}^4 + N_{CB}^7 + N_{CB}^{10}) \cdot 0,6 = (319,1 \cdot 2 + 288,4 \cdot 2) \cdot 0,6;$$

$$M_{1-1} = 729 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{2-2} = (N_{CB}^{10} + N_{CB}^{11}) \cdot 0,6 = (319,1 + 319,1) \cdot 0,6 = 382,9 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Коэффициент  $\alpha_m$  по формуле (4.25) при ширине сжатой зоны  $b_i$ : сечение 1-1 – 6,3 м; сечение 2-2 – 3,3 м:

$$\alpha_{m1} = \frac{729}{6,3 \cdot 0,85^2 \cdot 11,5 \cdot 10^3} = 0,0139;$$

$$\alpha_{m2} = \frac{382,9}{3,3 \cdot 0,85^2 \cdot 11,5 \cdot 10^3} = 0,0140.$$

Коэффициент  $\xi_1 = 0,994$  при  $\alpha_{m1} = 0,0139$ , а  $\xi_2 = 0,993$  при  $\alpha_{m2} = 0,014$ .

Площадь рабочей арматуры по формуле (4.24)

$$A_{s1} = \frac{729}{0,994 \cdot 0,85 \cdot 355 \cdot 10^3} = 0,00243 \text{ м}^2 = 24,3 \text{ см}^2;$$

$$A_{s2} = \frac{382,9}{0,993 \cdot 0,85 \cdot 355 \cdot 10^3} = 0,00127 \text{ м}^2 = 12,7 \text{ см}^2.$$

Инв. № подл.	Подп. и дата				ДП 08.05.01 ПЗ	Лист 145
	Взам. Инв. №					
	Инв. № дубл.					
	Подп. и дата					
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата		

Конструктивно для сетки С-1 принимаем шаг арматуры в обоих направлениях 200 мм, таким образом сетка С-1 имеет по стороне  $l = 13\,800$  мм 69 арматурных стержня 14А-III с  $A_s = 106,26$  см<sup>2</sup> [34], по стороне  $b = 3\,300$  мм 16 арматурных стержня 14А-III с  $A_s = 27,72$  см<sup>2</sup> [34].

#### 4.5.6 Подсчет объемов и стоимость работ

Таблица 4.4 – Стоимость и трудоемкость возведения свайного фундамента на забивных сваях

Номер расценок	Наименование работ и затрат	Единица измерения	Объем	Стоимость, руб.		Трудоемкость, чел.ч	
				Единицы	Всего	Единицы	Всего
ТЕР5-01-055-1	Бурение скважин	м	168	78,92	13 258,7	0,61	102,5
СМЦ 204-0025	Арматура свай	т	0,284	10 927	3 103,3	-	-
ТЕР5-01-061-1	Установка арматурного каркаса	скважина	24	471,8	11 323,2	3,55	78,0
ТЕР5-01-062-1	Бетонирование свай	м <sup>3</sup>	11,92	243,95	2909,8	0,64	7,63
ГЭСН 06-01-001-01	Устройство подготовки из бетона В7.5	100 м <sup>3</sup>	0,09	5 554	4 998,6	180	37,8
ГЭСН 06-01-001-04	Устройство монолитного ростверка	100 м <sup>3</sup>	0,41	8 057	3 303,4	610,6	18,3
СЦМ 204-0025	Арматура ростверка	т	1,172	10 927	12 803,12	-	-
Итого					51 700,1	-	244,2

#### 4.6 Сравнение фундамента на забивных и буронабивных сваях

Таблица 4.5 – ТЭП фундаментов

Показатель	Фундамент на забивных сваях	Фундамент на буронабивных сваях
Стоимость об.ед.	43 110,4	51 700,1
Трудоемкость чел-час	136,8	244,2

В результате сравнения устройства фундамента на забивных и буронабивных сваях наиболее выгодным и менее трудоемким является фундамент на забивных сваях.

Ивл. № полл. Подп. и дата  
Взам. Инв. № Инв. № дубл. Подп. и дата

Ростверк имеет высоту равную 900 мм, а в плане длина и ширина ростверка равны, соответственно, 13800 х 3300 мм. Количество свай равно 24 шт С70.30 (рисунок 4.13).

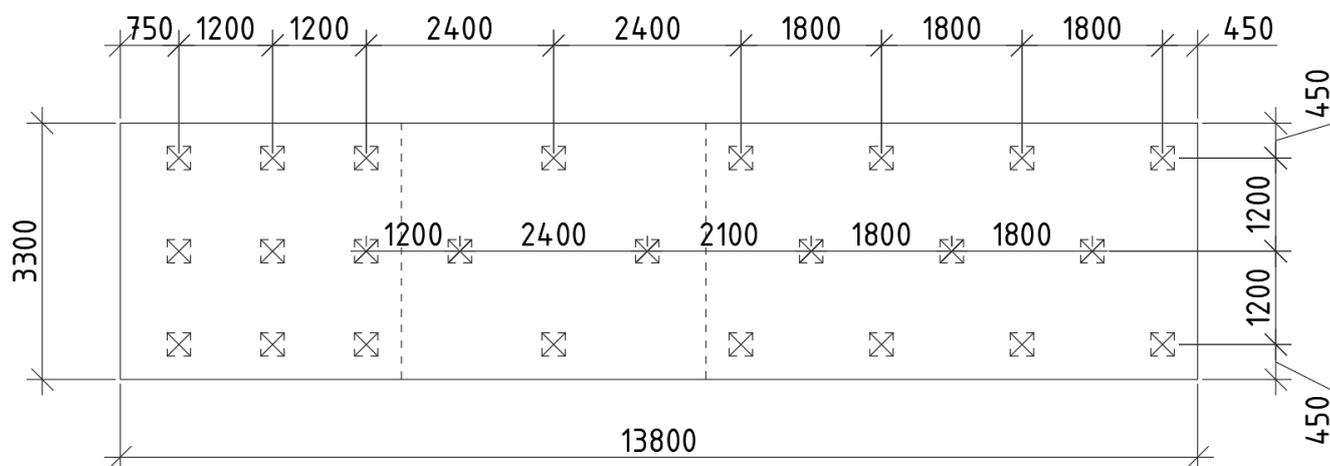


Рисунок 4.14 – Схема ростверка с расположением свай

Конструктивно для сетки С-1 принимаем шаг арматуры в обоих направлениях 200 мм, таким образом сетка С-1 имеет по стороне  $l = 13\ 800$  мм 69 арматурных стержня 14А-III с  $A_s = 106,26$  см<sup>2</sup> [34], по стороне  $b = 3\ 300$  мм 16 арматурных стержня 14А-III с  $A_s = 27,72$  см<sup>2</sup> [34].

Для компенсации деформации в поперечном направлении устраиваем сетку С-2 в верхней части ростверка. Шаг арматуры принимаем в обоих направлениях 200 мм, а арматурные стержни 14 диаметра класса А-III.

Фундамент на забивных сваях смотреть на листе 12, ДП 08.05.01 КР.

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата	ДП 08.05.01 ПЗ				Лист
										147
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата						

## 5. Технологическая карта на возведение основных несущих деревянных конструкций арочного покрытия

### 5.1 Область применения

Технологическая карта разработана на возведение основных несущих элементов арочного деревянного покрытия футбольного манежа.

В технологической карте рассматривается порядок и правила подготовки и монтажа элементов покрытия: основных клееных деревянных арок и ферм. Арка имеет следующие размеры: пролет конструкции – 100 м (по верхнему поясу), 98 м (по нижнему поясу); стрела подъема – 25 м; сечение арки высотой – 4,33 м. Ферма выполняют функцию прогона. Длина фермы – 11,3 м, а высота – 4,38 м

Площадка строительства находится в г. Санкт-Петербург, климатический район ПВ. Работы выполняются в теплое время года.

Монтажные работы ведутся в две смены, в летний период в течение 77 дней при помощи самоходного крана Liebherr LTM 1200 на пневмоколесном ходу на временную центральную опору.

В состав работ, рассматриваемой карты входят:

- разгрузка и сортировка элементов монтажа;
- монтаж временных опор их металлических конструкций;
- монтаж элементов клееной деревянной арки;
- монтаж ферм – прогонов.

Данная технологическая карта предназначена для нового строительства.

### 5.2 Общие положения

Работы должны выполняться по рабочим чертежам проекта и ППР.

Выполнение работ должны осуществлять специализированные организации, имеющие допуск к монтажу объектов пролетом 100 м и более, под техническим руководством и контролем ответственного исполнителя работ.

Данная технологическая карта разрабатывается в соответствии с:

- МДС 12–29.2006 «Методические рекомендации по разработке и оформлению технологической карты» [35];
- СНиП 12-03-2001 «Безопасность труда в строительстве. Часть 1. Общие требования» [36];
- СП 48.13330.2019. «Свод правил. Организация строительства» [37];
- СП 64.13330.2017 «Деревянные конструкции» [38];

Изн. № подл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата			

- СТО НОСТРОЙ 2.11.88-2013 «Строительные конструкции деревянные. Сборка и монтаж конструкций деревянных клееных. Правила, контроль выполнения и требования к результатам работ» [39];
- СП 28.13330.2017 «Защита строительных конструкций от коррозии» [40];
- ГОСТ 20850–2014 «Конструкции деревянные клееные несущие. Общие технические условия» [41].

### 5.3 Организации и технология выполнения работ

Основные работы по возведению арочного покрытия из клееных деревянных конструкций относятся к основному периоду строительства и делятся на подготовительные, основные и заключительные.

#### 5.3.1 Работы подготовительного периода

В соответствии с [37] до начала выполнения строительно-монтажных работ на объекте Подрядчик обязан в установленном порядке получить у Заказчика проектную документацию и разрешение (ордер) на выполнение строительно-монтажных работ. Выполнение работ без разрешения (ордера) запрещается.

Основанием для начала работ по монтажу конструкций покрытия здания служит завершенность бетонных работ по устройству монолитных железобетонных колонн под арки покрытия.

До монтажа конструкций покрытия выполняются следующие подготовительные работы:

- выполнена подготовка площадки для складирования конструкций, инвентаря, оснастки и работы крана;

- осуществлена доставка к складам на строительной площадке и к местам укрупнительной сборки при монтаже внутренней части здания конструкции с заводов поставщиков с последующим прохождением входного контроля качества. После прохождения входного контроля конструкции сортируются и раскладываются в порядке удобном для укрупнительной сборки и последовательности монтажа здания;

- осуществлена доставка в зону монтажа необходимые монтажные приспособления, оснастка и инструмент, в места согласно строительному генеральному плану;

- выполнена детальная геодезическая разбивка с выносом главных осей и осей устанавливаемых элементов на обноску, а также закрепление вертикальных отметок на временных реперах;

Инв. № подл.	Подп. и дата
	Взам. Инв. №
	Инв. № дубл.
	Подп. и дата

					ДП 08.05.01 ПЗ	Лист 149
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата		

- установлены временны опоры под монтируемые элементы арки;
- осмотрены, налажены и приняты монтажные механизмы приспособления и оборудования.

При поставке комплекта конструкций обеспечена упаковка и маркировка конструкций в соответствии с указаниями в проекте КДК. Марка КДК должна быть доступной для осмотра и содержать следующую информацию: наименование производителя, номер и обозначения КДК, дату изготовления.

Конструкции, имеющие или получившие дефекты и повреждения, устранение которых в условиях стройплощадки не допускается (например, расслоение клеевых соединений, сквозные трещины и т. д.), запрещается монтировать до заключения проектной организации разработчика.

После приемки перечисленных работ можно приступать к монтажу арочного покрытия здания согласно технологической карте, представленной на листе 13 графической части.

### 5.3.2 Работы основного периода

Монтаж деревянных конструкций осуществляется в соответствии с требованиями СП 70.13330.2012 [41], рабочего проекта инструкции заводов изготовителей. Замена предусмотренных проектной конструкции материалов допускается только по согласованию с проектной организацией и заказчиком. Во время производства работ на границах опасной зоны установить предупредительные знаки.

#### Этап I – Укрупнительная сборка элементов арки

Элементы, составляющие арку покрытия, фермы и прогоны в готовом исполнении доставляются на строительную площадку с завода изготовителя.

Укрупнительная сборка подразумевает под собой процесс присоединения металлических закладных деталей – деталь Д1 и деталь Д2 (лист 10, ДП 08.05.01 КР), служащих опорой при монтаже и несущим элементом ферм и прогонов. Металлические закладные детали присоединяются непосредственно к телу арки при помощи самонарезающих винтов ( $d = 20$  мм) и стальных нагелей ( $d = 20$  мм).

Опорный узел – «металлический башмак», присоединен к поясам ферм на заводе изготовителе. Требуется провести осмотр на соответствие и качество изготовления конструкции.

Металлические конструкции и детали, применяемые для КДК, дополнительно защищают антикоррозионным покрытием, крепежные элементы, применяемые для КДК, дополнительно защищают цинковым покрытием,

Ив. № полл.	Подп. и дата	Взам. Ив. №	Ив. № дубл.	Подп. и дата

					ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата		
						150

металлические связи и другие открытые металлические элементы, находящиеся внутри помещения, защищают огнезащитным покрытием в соответствии с требованиями [39] и рабочей документации.

Монтируемые конструкции проходят процесс антисептирования и процессы, нанесения защитных покрытий, на заводе изготовителе.

1) Грунтовый антисептик «Биоцид УСМ» наносится в 2 слоя методом "мокрый по мокрому". Второй слой наносится после впитывания первого через 1-2 часа. Общий расход не менее 110-120 г/м<sup>2</sup>.

Финишное покрытие - защитно-декоративный состав «Eurotex Аквалазурь палисандр». Наносится в 2 слоя после высыхания грунтовочного слоя с межслойной сушкой 4-6 часов. Расход 120-150 г/м<sup>2</sup>.

2) Огнезащита – «PIRILAX-SPECIAL» наносится до монтажа конструкций; Антипирены наносят на готовые изделия, которые не будут подвергаться дальнейшей механической обработке. Влажность древесины не должна превышать 15%. Обработка производится при температуре не ниже +5, и влажности воздуха не более 70%. Состав должен быть нанесен ровным слоем, без наплывов и пропусков.

3) После защитных составов нанести лак Swiss Lake. Лакируемая поверхность должна быть сухой и чистой. Температура воздуха, поверхности и лака должна быть не ниже 5°С и относительная влажность воздуха — не выше 80%. Расход 8–10 м<sup>2</sup>/л.

К монтажу конструкций в сборных элементах следует приступать только после подтяжки всех металлических соединений и устранения дефектов, возникающих при транспортировании и хранении, разметки мест установки прогонов, распорок и др.

Укрупнительная сборка осуществляется в вертикальном положении с использованием легко самоходного крана КС-5571.

## Этап II – Монтаж конструкций покрытия

Подъем и перемещение элементов арки производится при помощи траверсы ПК Стальмонтаж, 1950–53 (L = 8 м; m =0,99 т; грузоподъемностью 16,5 т.), перемещение ферм - траверса, КБ Главмосстроя, 7016–17 (L = 6 м; m =0,48 т; грузоподъемностью 15 т.) Для строповки применять текстильные стропы во избежание деформаций, смятия и скалывания углов конструкций.

Монтируемые конструкции следует поднимать плавно, без рывков, раскачивания и вращения, с применением оттяжек. При подъеме вертикально расположенных конструкций используют одну оттяжку. При подъеме горизонтальных элементов и блоков – не менее двух.

Инв. № подл.	Подп. и дата
	Взам. Инв. №
	Инв. № дубл.
	Подп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист 151

В первую очередь конструкцию поднимают на высоту 30 см для проверки надежности строповки и равномерности натяжения канатов. Затем подается команда на основной подъем и перемещение к месту установки. Монтажники с помощью оттяжек удерживают арку от раскачивания.

Так как процесс монтажа арки покрытия проходит поэлементно, то опорами будут являться временные передвижные опоры.

На высоте около 0,6 м над местами опирания элемент арки принимают монтажники, находящиеся по обе стороны от конструкции на монтажных площадках. Монтажники наводят конструкцию по осевым рискам и устанавливают в проектное положение. Опирание нижнего пояса фермы осуществляется на выравнивающий брус и винтовой домкрат. Между выравнивающим брусом и низом конструкции подстилается прокладка.

Проверка вертикальности конструкции в продольных и поперечных плоскостях производится с помощью 2-х теодолитов, установленных в створах продольный поперечный разбивочных осей совмещая положение нижних и верхних резцах на элементе с вертикальной визирною осью теодолита.

Проводится монтаж расчалок не менее 6 штук для обеспечения устойчивости элемента арки от действий ветровых нагрузок.

Соединение элементов арки выполнено на вклеенных стержнях (лист 9, графической части). На вклеены арматурные стержни нанизывают металлическую пластину (толщиной 40 мм) и уголки, которые привариваются к пластине. Арматуру фиксируют гайками поверх металлических уголков. Для фиксации гайкой на конце арматуры предусмотрена резьба.

После монтажа второй арки выполняется монтаж ферм и прогонов, для образования связевого блока.

Отклонение смонтированных деревянных конструкций от проектного положения не должно превышать значение указанных в ГОСТ 58942-2020 [42].

После монтажа связевого блока произвести демонтаж временных оттяжек.

При монтаже конструкций должны быть приняты меры по предохранению их от атмосферных воздействий. Время между установкой конструкций и устройством кровли должно быть по возможности минимальным.

### 5.3.3 Требования к организации хранения и монтажа КДК

Важнейшим фактором, влияющим на качество конструкции и склеенной древесины является соблюдение определённых температурно-влажностных условий при транспортировке, хранении и монтаже. При переменном увлажнении и высыхании возникают внутренние напряжения, вызывающие появление таких

Ив. № подл.	Подп. и дата
	Взам. Ив. №
	Ив. № дубл.
	Подп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист 152



конструкций на место и устройством кровли должно быть по возможности минимальным. Защиту верхних граней ребер от попадания осадков рекомендуется выполнять с помощью ленточного герметика.

б) При длительном хранении КДК на торцы и боровые поверхности следует нанести лакокрасочное покрытие.

### 5.3.4 Работы заключительного периода

После основных работ очистить строительную площадку от строительного мусора, снять ограждения, предупредительные знаки опасных зон. Убрать с территории технологическое оборудование, оснастку и инструменты.

Передать подрядчику исполнительную техническую документацию на выполненные работы.

### 5.4 Требования к качеству работ

Контроль и оценку качества работ при монтаже конструкций выполняем в соответствии с требованиями нормативных документов:

- СП 48.13330.2019 «Организация строительства» [37];
- СП 70.13330.2012 «Несущие и ограждающие конструкции» [41];
- ГОСТ 58942-2020 «Система обеспечения точности геометрических параметров в строительстве. Технологические допуски» [42].

Монтажно-сборочные работы должны подвергаться контролю на всех стадиях их выполнения. Производственный контроль подразделяется на входной, операционный (технологический), инспекционный и приемочный. Контроль качества выполняемых работ должен осуществляться специалистами или специальными службами, оснащенными техническими средствами, обеспечивающими необходимую достоверность и полноту контроля, и возлагается на руководителя производственного подразделения, выполняющего монтажные работы.

Деревянные конструкции, поступающие на объект, должны отвечать требованиям соответствующих стандартов, технических условий на их изготовление и рабочих чертежей.

До проведения монтажных работ деревянные конструкции, соединительные детали и средства крепления, поступившие на объект, должны быть подвергнуты входному контролю. Количество изделий и материалов, подлежащих входному контролю, должно соответствовать нормам, приведенным в технических условиях

Изн. № подл.	Изн. № инв.	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата

Изн. № подл.	Изн. № инв.	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист 154
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата		

и стандартах. Этот контроль проводится с целью выявления отклонений от этих требований.

Входной контроль поступающих осуществляется внешним осмотром и путем проверки их основных геометрических размеров, наличие закладных деталей, фиксирующих и строповочных устройств. Каждое изделие должно иметь маркировку, выполненную несмываемой краской.

Деревянные конструкции, детали, а также средства крепления, поступившие на объект, должны иметь сопроводительный документ, в котором указываются наименование конструкции, ее марка, масса, дата изготовления. Паспорт является документом, подтверждающим соответствие конструкций рабочим чертежам, действующим ГОСТам или ТУ.

Результаты входного контроля оформляются Актом и заносятся в Журнал учета входного контроля материалов и конструкций.

В процессе монтажа необходимо проводить операционный контроль качества работ. Контроль проводится под руководством мастера, прораба, в соответствии со Схемой операционного контроля качества монтажа деревянных конструкций.

При операционном контроле надлежит проверять соответствие выполнения основных производственных операций по монтажу требованиям, установленным строительными нормами и правилами, рабочим проектом и нормативными документами.

Перед установкой деревянных ребер тщательно проверяют качество опорных поверхностей, их высотные отметки. Выверка ребер купола заключается в проверке правильности их установки в плане и по высоте. При выверке необходимо проверить вертикальность плоскости ребер теодолитом.

Не допускается применение не предусмотренных проектом подкладок для выравнивания монтируемых элементов по отметкам без согласования с проектной организацией.

Результаты операционного контроля должны быть зарегистрированы в Журнале работ по монтажу строительных конструкций.

По окончании монтажа выполненные работы принимают по акту, к которому прилагают:

- рабочие чертежи деревянных конструкций;
- журнал работ по монтажу строительных конструкций;
- акты приемки скрытых работ;
- акты промежуточной приемки смонтированных конструкций;

Изнв. № полл.	Изнв. № дубл.	Изнв. №	Изнв. №	Изнв. №
Изнв. № полл.	Изнв. № дубл.	Изнв. №	Изнв. №	Изнв. №
Изнв. № полл.	Изнв. № дубл.	Изнв. №	Изнв. №	Изнв. №
Изнв. № полл.	Изнв. № дубл.	Изнв. №	Изнв. №	Изнв. №

Изнв. № полл.	Изнв. № дубл.	Изнв. №	Изнв. №	Изнв. №
Изнв. № полл.	Изнв. № дубл.	Изнв. №	Изнв. №	Изнв. №
Изнв. № полл.	Изнв. № дубл.	Изнв. №	Изнв. №	Изнв. №
Изнв. № полл.	Изнв. № дубл.	Изнв. №	Изнв. №	Изнв. №

- исполнительные схемы инструментальной проверки смонтированных конструкций с нанесением на них отклонений от проекта, допущенных в процессе монтажа;

- паспорта на деревянные конструкции.

Качество производства работ обеспечивается выполнением требований к соблюдению необходимой технологической последовательности при выполнении взаимосвязанных работ и техническим контролем за ходом работ, изложенным в Проекте организации строительства и Проекте производства работ, а также в Схеме операционного контроля качества работ.

Контроль качества монтажа ведут с момента поступления конструкций на строительную площадку и заканчивают при сдаче объекта в эксплуатацию.

Допуски и отклонения, характеризующие точность строительных и монтажных работ, регламентируются в ППР в зависимости от заданного класса точности (определяемого функциональными, конструктивными, технологическими и экономическими требованиями, видом ограждающих конструкций) и определяются по ГОСТ 58942-2020 [42]. Остальные предельные отклонения не должны превышать значений указанных в таблице 5.1.

Таблица 5.1 – Операционный контроль качества

Наименование технологического процесса	Контролируемый параметр	Допускаемое значение параметра	Метод контроля
Отметки опорных узлов	Отклонение верха опорного узла от проектного	$\pm 5$ мм	Уровень, нивелир
Укрупнительная сборка элементов	Отклонение в расстояниях между центрами рабочих болтов, нагелей, шпонок в соединениях; для входных отверстий; для выходных отверстий поперек волокон; для выходных отверстий вдоль волокон	$\pm 2$ мм; 2% толщины пакета, но не более 5 мм; 4% толщины пакета, но не более 10 м	Измерительный, выборочный
Монтаж арок	Смещение осей арок относительно разбивочных осей опорных конструкций	$\pm 5$ мм	Теодолит, линейка, нивелир
Монтаж ферм	Расстояние между фермами	$\pm 5$ мм	Рулетка, теодолит

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	Изм. № подл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата

## 5.5 Потребность в материально-технических ресурсах, машинах и технологическом оборудовании, технологической оснастке, инструменте, инвентаре и приспособлении

Механизация строительных и специальных строительных работ должна быть комплексной и осуществляться комплектами строительных машин, оборудования, средств малой механизации, необходимой монтажной оснастки, инвентаря и приспособлений.

Средства малой механизации, оборудование, инструмент и технологическая оснастка, необходимые для выполнения монтажных работ, должны быть скомплектованы в нормокомплекты в соответствии с технологией выполняемых работ.

Перечень технологической оснастки инструмента инвентаря и приспособлений для производства монтажных работ приведен в таблице 5.2 и на листе 13 графической части.

Перечень технологической оснастки, инструмента, инвентаря и приспособлений для производства монтажных работ приведен в таблице 5.3.

Таблица 5.2 – Машины и технологическое оборудование

Наименование технологического процесса и его операций	Наименование машины, технологического оборудования, тип, марка	Основная техническая характеристика, параметр	Количество
Выгрузка и подача материалов, подача элементов при укрупнительной сборке	КС-55713	$Q_k = 25$ т	1
Монтаж элементов	Liebherr LTM 1200	$Q_{max} = 200$ т; $L_C = 78$ м; $H_C = 80$ м	1
Соединение элементов	Сварочный агрегат АДД 4005	40-400А	1

Таблица 5.3 – Технологическая оснастка, инструмент, инвентарь (начало)

Наименование технологического процесса и его операций	Наименование технологической оснастки, инструмента, инвентаря, тип, марка	Основная техническая характеристика, параметр	Количество
1	2	3	4
Грузозахватные устройства	Строп текстильный СТП	Грузоподъемность 6 т.	4
	Траверса, ПК Стальмонтаж, 1950–53	$L = 8$ м; $m = 0,99$ т; грузоподъемностью 16,5 т.	1
	Траверса, КБ Главмосстроя, 7016–17	$L = 6$ м; $m = 0,48$ т; грузоподъемностью 15 т.	1

Изн. № подл.	Пош. и дата	Взам. Инв. №	Инв. №	Инв. № дубл.	Пош. и дата	ДП 08.05.01 ПЗ				Лист
										157
						Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

Таблица 5.3 – Технологическая оснастка, инструмент, инвентарь (окончание)

1	2	3	4
Монтаж конструкций покрытия	Оттяжки из пенькового каната Ф19-1		4
	Расчалки	Тип РА-2	30
	Теодолит 2Т-30П	Горизонтальн. точность: 20"; Вертикальная точность: 30"; Наименьшее расстояние визирования: 1,2 м; Увеличение: 20Х.	1
	Нивелир 2Н-КЛ	СКО погрешности определения превышения на 1 км двойного хода — 5 мм; Увеличение зрительной трубы — 21,5х; Угол поля зрения — 1°20'.	1
	Ключи гаечные		2
	Площадка монтажная навесная		5
	Передвижные временные опоры		5
Укрупнительная сборка	Сварочные электроды Э60 УОНИ-13/65	Коэффициент наплавки, г/Ач – 9,5; Расход электродов на 1 кг наплавленного металла, кг – 1,6.	
	Отправочные элементы	С1, С2, С3, Ф1, Ф2, Д2 (листы 9, 10, 11; графической части)	
	Металлические детали	Деталь Д1. Деталь Д2 (Лист 10, графической части)	132 шт. 110 шт.
	Болты с гайками и шайбами строительные		
	Нагели из арматурной стали		
	Самонарезающие винты		
	Антисептические и огнезащитные растворы		
	Рулетка		4
	Уровень строительный УС6-1	Масса 0,7 кг, длина 600 мм	4
	Ключи гаечные		3
	Отвертки слесарно-монтажны		3
	Шуруповерт		3
	Сверла для шуруповерта		3
Влагомер ADA ZFM 100-4		1	
Обеспечение безопасности	Каска строительная		20
	Пояс монтажный	ГОСТ 12.4.089-80	10
	Канат страховочный	ГОСТ 12.4.089-80	10
	Жилеты оранжевой		20

Инав. № подл.	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

ДП 08.05.01 ПЗ

## Подбор самоходного крана по техническим параметрам

В зависимости от высоты здания и условий строительства для монтажа арочного покрытия футбольного манежа принимаем самоходный кран.

Подбираем кран по наиболее тяжелому элементу – наиболее тяжелый сегмент арки С2 (см. лист 8, графической части) – 16,1 тонн.

Монтажную массу  $M_M$  определяем по формуле

$$M_M = M_Э + M_Г, \quad (5.1)$$

где  $M_Э$  – масса элемента равная т.;

$M_Г$  – масса грузозахватного устройства, т.

В качестве грузозахватного устройства принимаем траверсу ПИ 1950-53, масса которой составляет 0,99 тонн. Строп – СТП, грузоподъемностью 6 т.

$$M_M = 16,1 + 0,46 = 17,2 \text{ т} \approx 17,5 \text{ т.}$$

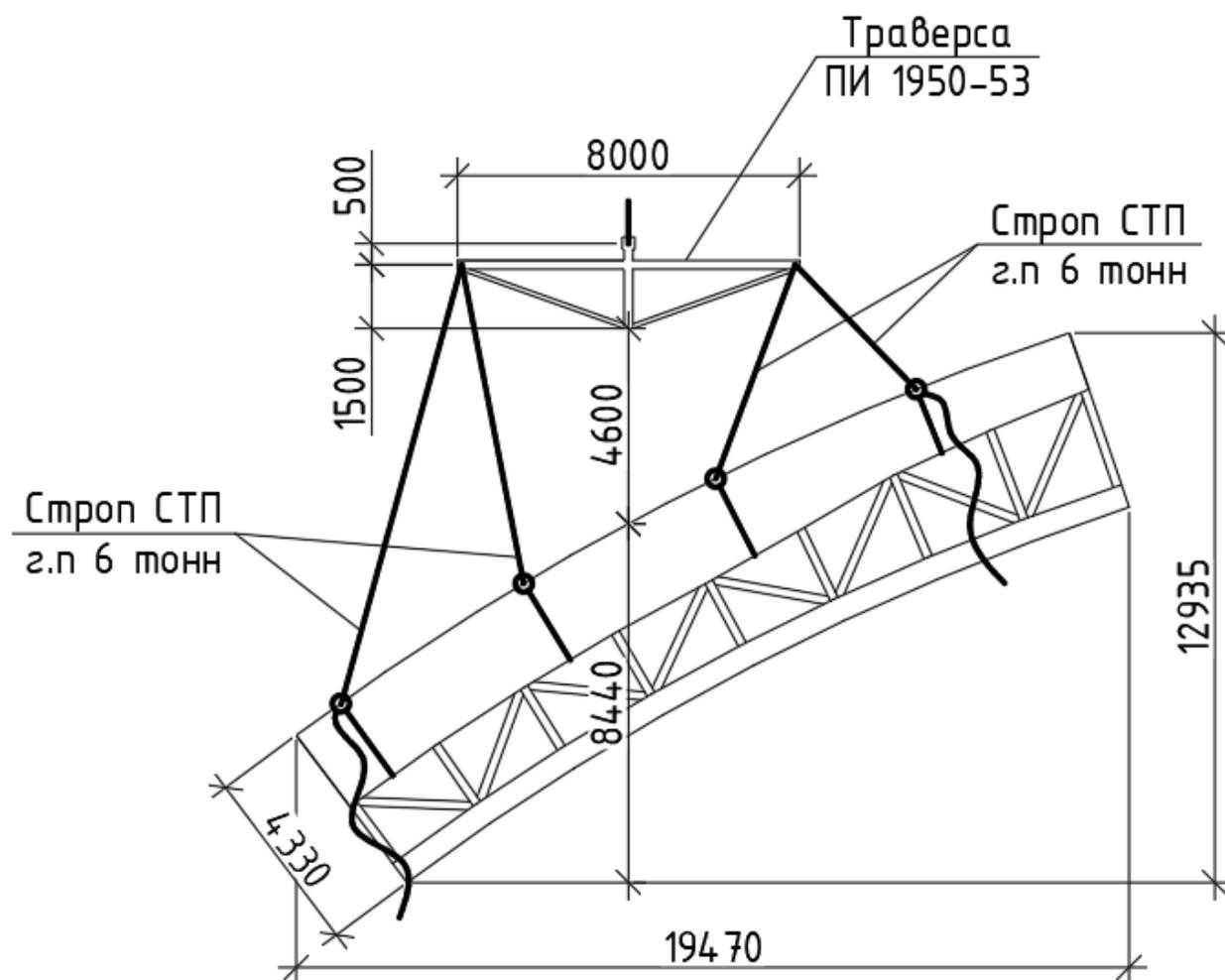


Рисунок 5.1 – Строповка сегмента С2

Инв. № подл.	Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Инв. №	Подп. и дата	Подп. и дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист

Высоту подъема грузового крюка определяем по формуле

$$H_K = h_0 + h_3 + h_Э + h_Г + h_H, \quad (5.2)$$

где  $h_0$  – высота от уровня стоянки крана до опоры монтируемого элемента, равная 18,86 м;

$h_3$  – высота подъема элемента над опорой, равная 0,5 м;

$h_Э$  – высота элемента в положении подъема, равная 13,04 м;

$h_Г$  – высота грузозахватного устройства, равная 1,5 м;

$h_H$  – высота полиспада в стянутом состоянии, равная 2 м.

$$H_K = 18,86 + 0,5 + 13,04 + 1,5 + 2,0 = 35,9 \text{ м} \approx 40 \text{ м}.$$

Для определения вылета крюка и длины стрелы используем графический метод. Требуемая длина стрелы  $L_C = 44,6$  м, вылет крюка  $L = 23,8$  м.

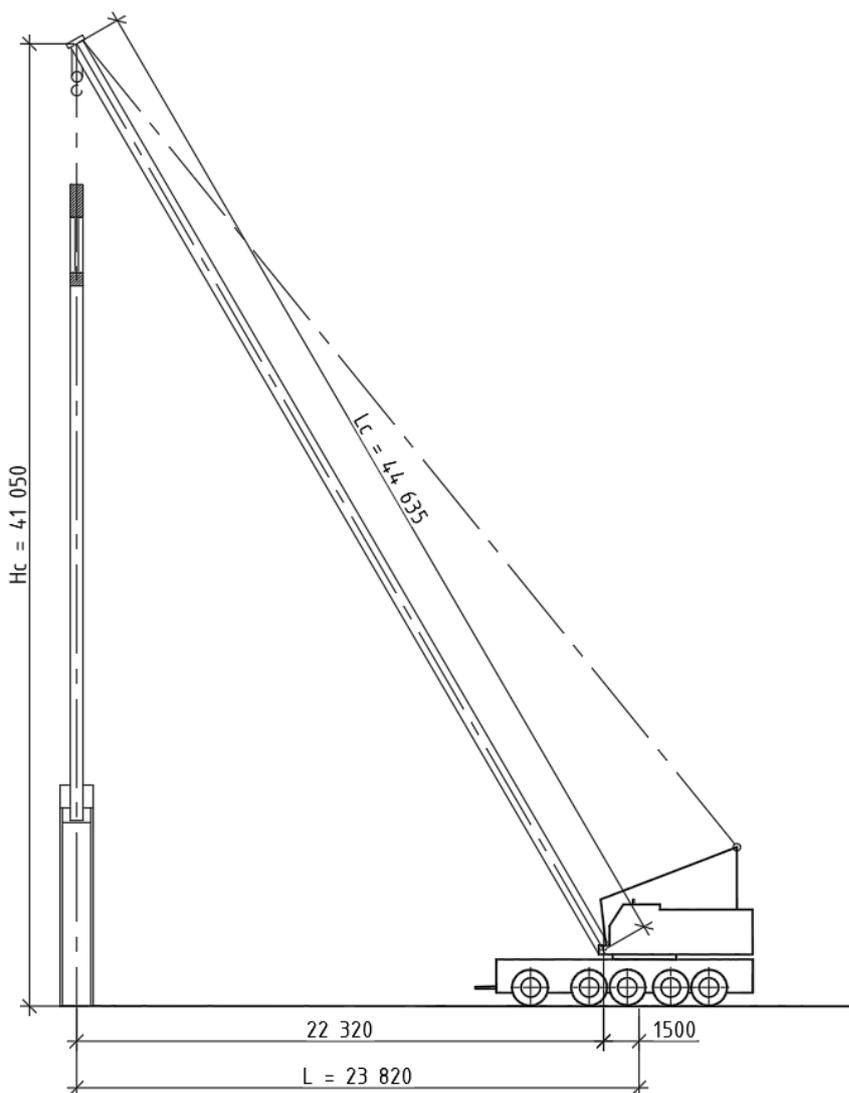


Рисунок 5.2 – Определение параметров стрелового крана графическим методом

Инв. № подл.	Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
Попп. и дага	Взам. Инв. №	Инв. №	Инв. №	Инв. №	Инв. №
Попп. и дага	Инв. №	Инв. №	Инв. №	Инв. №	Инв. №
Попп. и дага	Инв. №	Инв. №	Инв. №	Инв. №	Инв. №

Исходя из монтажной массы наиболее тяжелого элемента, высоты подъема и требуемого вылета стрелы, выбираем самоходный кран Liebherr LTM 1200 со следующими техническими характеристиками: максимальная грузоподъемность 200 т., длина стрелы 72 м. Технические характеристики представлены на рисунке 5.3.

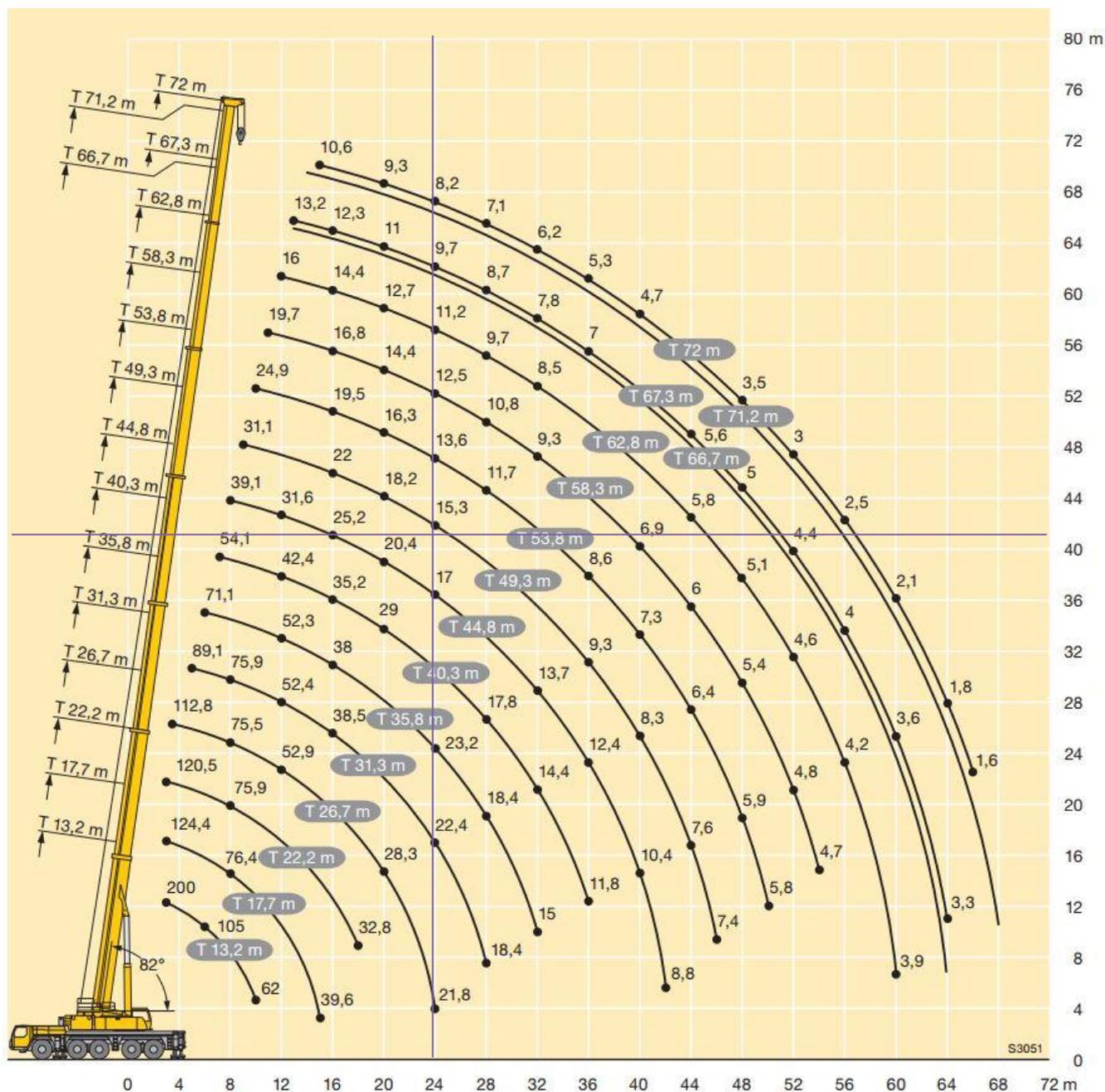


Рисунок 5.3 – Характеристика крана Liebherr LTM 1200

По рисунку 5.3 видно, что при вылете крюка 24 м и необходимой высоте подъема, кран может поднять вес 15,3 тонны, что удовлетворяет необходимым требованиям (вес элемента арки СЗ, монтируемого на отметку +30.080, составляет 11 тонн).

Изм. Лист	№ докум.	Подп.	Дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата
				Инв. №	Инв. №	Подп. и дата

## 5.6 Вычисление объемов работ

Потребность в материалах и изделиях представлена в таблице 5.4.

Таблица 5.4 – Потребность в материалах и изделиях

Марка позиция	Обозначение	Наименование	Кол-во	Масса элемента, т	Общая масса, т
C1	ДП-08.05.01 КР, Лист 9	Элемент С1 клеено-деревянной арки: высота 4330 мм; длина 16900 мм	22	15,13	332,9
C2	ДП-08.05.01 КР, Лист 9	Элемент С2 клеено-деревянной арки: высота 4330 мм; длина 20500 мм	22	16,13	354,9
C3	ДП-08.05.01 КР, Лист 9	Элемент С3 клеено-деревянной арки: высота 4330 мм; длина 20400 мм	22	10,93	240,5
Ф1	ДП-08.05.01 КР, Лист 10	Прогон-ферма Ф1: высота 4380 мм; длина 11460 мм	100	1,84	184,0
Ф2	ДП-08.05.01 КР, Лист 10	Прогон-ферма Ф2: высота 4380 мм; длина 11300 мм	120	1,85	185,0
Д1		Прогон Д1: 11300x560x280	20	0,84	16,80

## 5.7 Техника безопасности и охрана труда

### Общие требования

При работе на объекте строительства нескольких организаций необходимо предусмотреть мероприятия по безопасности труда в соответствии с «Положением о взаимоотношениях организаций - генеральных подрядчиков и субподрядных организаций».

Все вновь поступающие рабочие могут быть допущены к работе только после прохождения вводного инструктажа и первичного инструктажа на рабочем месте по охране труда независимо от характера и степени опасности производства. Все виды инструктажа и обучения по безопасности труда следует проводить и регистрировать в соответствии с ГОСТ 12.0.004–2015 «Организация обучения безопасности труда» [43].

Ив. № подл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист 162

Рабочие, руководители, специалисты и служащие должны быть обеспечены спецодеждой, спецобувью и другими средствами индивидуальной защиты, соответствующими ГОСТ 12.4.011–89 [44].

Рабочие места и подходы к ним должны быть освещены в соответствии с требованиями ГОСТ 12.1.046–2014 [45].

В случае возникновения угрозы безопасности и здоровью работников ответственные лица обязаны прекратить работы и принять меры по устранению опасности, а при необходимости - обеспечить эвакуацию людей в безопасное место.

### **Техника безопасности при выполнении монтажных работ**

К самостоятельным верхолазным работам допускаются лица не моложе 18 лет, имеющие профессиональную подготовку, прошедшие вводный инструктаж и на рабочем месте по охране труда, медицинский осмотр и признанные годными по состоянию здоровья к данным видам работ, имеющие стаж верхолазных работ не менее 1 года и тарифный разряд не ниже 3-го.

Не допускается выполнять монтажные работы на высоте на открытых местах при скорости ветра 15 м/с и более, при гололедице, грозе или тумане, исключаяющем видимость в пределах фронта работ.

С организацией рабочего места, разработанных в технологических картах, ознакомить всех работающих, согласно профилю выполняемых работ, под роспись.

При производстве строительно-монтажных работ соблюдать требования ГОСТ 12.3.002–2014 [46] и предусматривать технологическую последовательность производственных операций так, чтобы предыдущая операция не являлась источником производственной опасности при выполнении последующих.

Грузозахватные приспособления, стропы и прочий инвентарь должны быть снабжены бирками с указанием грузоподъемности. Их испытывают на двойную нагрузку не менее двух раз в год, по результатам освидетельствования выдают специальные паспорта.

На строительной площадке должны быть вывешены предупредительные плакаты и установлено сигнальное и рабочее освещение. Все рабочие места должны быть освещены в вечерние и ночные часы.

Для движения людей на строительной площадке ширина проходов должна быть не менее 1 м, если по этим проходам не переносят грузы, и не менее 2 м, если переносят грузы. В проходах, расположенных на откосах или косогорах с

Изн. № подл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата
--------------	--------------	--------------	--------------	--------------

Изн.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
------	------	----------	-------	------

уклоном более 20°, устанавливаются лестницы или стремянки шириной не менее 0,3 м с односторонними прочными перилами высотой 1 м.

Все проходы и проезды необходимо постоянно очищать от мусора и строительных материалов, а зимой от снега и льда и посыпать песком, шлаком или золой.

Площадки для складирования материалов должны быть тщательно спланированы и выровнены, а в зимнее время очищены от снега и льда. Для удаления поверхностных вод необходимо устраивать водоотводы.

Укладывать и разбирать штабеля следует механизированным способом.

### **Требования безопасности перед началом работы**

Осмотреть и надеть спецодежду, спец. обувь, каску, средства индивидуальной защиты, предохранительный пояс.

Проверить состояние рабочего места, наличие средств подмащивания, исправность грузозахватных приспособлений, их соответствие проекту производства работ, наличие и исправность инструмента.

Убедиться в наличии знаков безопасности (сигнального ограждения), указывающих опасные зоны у здания и опасные зоны вблизи мест перемещения грузов кранами в соответствии с ППР.

Провести инструктаж с записью в журнале проведения инструктажей, выполнить требования ГОСТ Р 58752–2019 «Средства подмащивания. Общие технические условия» [47] и ГОСТ Р 12.3.053–2020 «ССБТ. Строительство. Ограждения защитные инвентарные. Общие технические условия» [48].

### **Требования безопасности при выполнении работы**

На участке, где ведутся монтажные работы, не допускается выполнение других работ и нахождение посторонних лиц.

Строповку КДК следует производить в соответствии с проектом производства работ грузозахватными средствами.

Несущие ребра во время перемещения должны удерживаться от раскачивания и вращения гибкими оттяжками.

На монтажной площадке должен быть установлен порядок обмена условными сигналами между лицом, руководящим подъемом, и машинистом крана. В присутствии стропальщика проверяется исправность приборов безопасности крана. Все сигналы подаются только одним лицом - бригадиром монтажной бригады, звеньевым или стропальщиком. Сигнал «Стоп» подается любым работником, заметившим опасность. Машинист крана должен быть осведомлен, чьим командам он подчиняется.

Ив. № подл.	Ив. № дубл.	Взам. Ив. №	Ив. №	Ив. №
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

				ДП 08.05.01 ПЗ		Лист
						164

## Обеспечение экологической безопасности

Все мероприятия по охране окружающей среды проводятся в соответствии с Федеральным законом от 10 января 2002 г. № 7-ФЗ «Об охране окружающей среды» [49].

Для предупреждения от запыления окружающих строительную площадку территорий следует систематически вывозить строительный мусор и отходы. Складеировать строительный мусор следует только в специально предназначенных для этого мусорных контейнерах.

Запрещается сжигание всех сторающих отходов, чтобы не загрязнять воздушное пространство.

Чистота воздуха рабочей зоны производственных помещений и контроль за состоянием воздуха рабочей зоны по ГОСТ 12.1.005–88 [50].

## Обеспечение пожарной безопасности

При производстве монтажных работ следует соблюдать требования СП 112.13330.2011 «Пожарная безопасность зданий и сооружений» [51] и ППБ 01–03 2016 «Правила пожарной безопасности в Российской Федерации».

Места производства работ должны быть обеспечены средствами пожаротушения - огнетушителями, бочками с водой, ящиками с песком, ломами, топорами, лопатами, баграми, ведрами.

Каждый рабочий должен знать свои обязанности при возникновении пожара и его тушении, уметь пользоваться средствами пожаротушения, быстро оповещать пожарную команду, пользуясь средствами связи.

Противопожарное оборудование должно содержаться в исправном, работоспособном состоянии. Проходы к противопожарному оборудованию должны быть всегда свободны и обозначены соответствующими знаками.

Все электротехнические установки по окончании работ необходимо выключать, а кабели и провода обесточивать.

Сушка одежды и обуви должна производиться в специально приспособленных для этих целей помещениях, зданиях или сооружениях с центральным водяным отоплением либо с применением водяных калориферов. Устройство сушилок в тамбурах и других помещениях, располагающихся у выходов из зданий, не допускается.

Не разрешается накапливать на строительных площадках горючие вещества (жирные масляные тряпки, отходы пластмасс и др.), их следует хранить в закрытых металлических контейнерах в безопасном месте.

Для курения должны быть отведены специальные места, оборудованные урнами, бочками с водой, ящиками с песком.

Ивн. № подл.	Ивн. №	Ивн. №	Ивн. №	Ивн. №
Подп. и дата	Взам. Ивн. №	Ивн. №	Ивн. №	Ивн. №
Подп. и дата	Ивн. №	Ивн. №	Ивн. №	Ивн. №
Подп. и дата	Ивн. №	Ивн. №	Ивн. №	Ивн. №

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист 165

Для предупреждения пожаров необходимо строго соблюдать требования противопожарной безопасности и регулярно проводить инструктаж работающих.

### **Обеспечение электробезопасности**

При выполнении работ на производственной территории должны соблюдаться требования ГОСТ 12.1.019–2017 «ССБТ. Электробезопасность» [52] и ГОСТ 12.1.030 «Система стандартов безопасности труда. Электробезопасность. защитное заземление / зануление» [53].

Устройство и техническое обслуживание временных и постоянных электрических сетей на производственной территории следует осуществлять силами электротехнического персонала, имеющего соответствующую квалификационную группу по электробезопасности.

Светильники общего освещения напряжением 127 и 220 В должны устанавливаться на высоте не менее 2,5 м от пола. При высоте подвески менее 2,5 м необходимо применять светильники специальной конструкции или использовать напряжение не выше 42 В. Питание светильников напряжением до 42 В должно осуществляться от понижающих трансформаторов, машинных преобразователей, аккумуляторных батарей. Применять для указанных целей автотрансформаторы, дроссели и реостаты запрещается. Корпуса понижающих трансформаторов и их вторичные обмотки должны быть заземлены.

Применять стационарные светильники в качестве ручных запрещается. Следует пользоваться ручными светильниками только промышленного изготовления.

Штепсельные розетки и вилки, применяемые в сетях напряжением до 42 В, должны иметь конструкцию, отличную от конструкции розеток и вилок напряжением более 42 В.

### **5.8 Технико-экономические показатели**

Технико-экономические показатели проекта по устройству деревянного арочного покрытия приведены на листе 13 графической части.

Ив. № полл.	Подп. и дата	Взам. Ив. №	Ив. № дубл.	Подп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист 166

## 6. Организация строительного производства

### 6.1 Описание и обоснование метод производства общестроительных работ, в том числе объемов работ

Объёмы строительно-монтажных работ представлены в таблице 6.1. Калькуляция затрат труда и машинного времени приведена в приложении Б.

Таблица 6.1 – Объемы строительно-монтажных работ (начало)

№	Наименование работ	Ед. изм.	Кол-во
1	2	3	4
Работы нулевого цикла			
1	Срезка растительного слоя бульдозером	1000 м <sup>2</sup>	17,35
2	Разработка грунта экскаватором с погрузкой в автосамосвалы	100 м <sup>3</sup>	202,67
3	Разработка грунта вручную под ростверк	100 м <sup>2</sup>	60,00
4	Забивка свай, срубка оголовков	шт.	1189
5	Устройство бетонной подготовки под ростверк	м <sup>3</sup>	138,1
6	Устройство ростверка	м <sup>3</sup>	1118,1
	в том числе арматуры	т	167,4
7	Засыпка траншей и котлованов	100 м <sup>3</sup>	131,73
8	Уплотнение грунта	1000 м <sup>2</sup>	8,68
Возведение надземной части здания			
9	Устройство опорных конструкций под арки	м <sup>3</sup>	1690
	в том числе арматура	1 каркас	22
10	Устройство монолитных колонн 500x500 мм	м <sup>3</sup>	372,64
	в том числе арматура	1 каркас	251
11	Устройство монолитных стен (толщиной 200 мм)	м <sup>3</sup>	337,3
	в том числе арматура	1 каркас	24
12	Устройство перекрытий 2-го и 3-го этажей	м <sup>3</sup>	1734,48
	в том числе арматура	1 каркас	292
13	Устройство подстилающего слоя 1-го этажа	м <sup>3</sup>	2493
	в том числе арматура	1 каркас	400
14	Кладка кирпичных стен	м <sup>3</sup>	2795,56
	в том числе перемычки	шт.	496
15	Монтаж арочного покрытия	шт.	306
	- элементы арки	шт.	66
	- фермы и прогоны	шт.	240
16	Утепление наружных стен	м <sup>2</sup>	5624
17	Устройство вентилируемого фасада	100 м <sup>2</sup>	56,24
18	Укладка фанерных плит покрытия	шт.	1968
19	Устройство гидроизоляции	100 м <sup>2</sup>	150,55
20	Устройство фальцевой кровли	м <sup>2</sup>	15055
Внутренние и отделочные работы			
21	Установка оконных и дверных проемов	100 м <sup>2</sup>	74,75
22	Устройство цементной стяжки	100 м <sup>2</sup>	147,74
23	Устройство полов из керамической плитки	100 м <sup>2</sup>	147,74

Изн. № подл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата

ДП 08.05.01 ПЗ

Лист

167

Изм. Лист № докум. Подп. Дата

Таблица 6.1 – Объемы строительно-монтажных работ (окончание)

1	2	3	4
24	Штукатурная обработка	100 м <sup>2</sup>	236,97
25	Окрашивание внутренних поверхностей	100 м <sup>2</sup>	177,73
26	Облицовка внутренних поверхностей	100 м <sup>2</sup>	59,24
Специальные работы			
27	Внутренние санитарно-технические работы	%	10
28	Внутренние электромонтажные работы	%	8
29	Слаботочные работы	%	5
30	Наружные сети	%	10
31	Благоустройство территории	%	8

### Подготовительные работы

Подготовительные работы делятся на внутри- и внешнеплощадочные. К внутриплощадочным относят;

- инженерно-геологические изыскания;
- расчистка и планировка территории строительной площадки;
- отвод поверхностных и грунтовых вод;
- подготовка площадки к строительству и её обустройство.

Внешнеплощадочные работы включают в себя создание материально - технической базы, подводка дорог к строительной площадке и др.

Продолжительность подготовительного периода – 1 месяц.

### Земляные работы

Срезка растительного слоя осуществляется бульдозером ДЗ-18 на базе трактора Т-100. Толщина срезаемого слоя за один проход при отсутствии корней составляет 15 см.

Разработка котлована выполняется с помощью экскаватора обратная лопата Э-504 марки МА-205-2/6 ёмкостью ковша с зубьями 0,65 м<sup>3</sup>.

Обратная засыпка осуществляется с использованием ранее вынутого грунта с помощью бульдозера ДЗ-18 после возведения подземной части.

### Устройство свайных фундаментов

На стадионе запроектированы фундаменты свайные с монолитным ж.б. ростверком.

Сваи на стройплощадку доставлять с завода автомобильным транспортом. До начала погружения свай должны быть выполнены работы по планировке площадки, разработке котлована, доставке на площадку и раскладке свай у мест погружения. Перед погружением необходимо проверить разбивку осей свайных

Изн. № полл.	
Подп. и дата	
Взам. Изн. №	
Инв. № дубл.	
Подп. и дата	

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
------	------	----------	-------	------

рядов и мест погружения свай. К месту погружения сваи подавать гусеничным краном.

Забивку производить сваебойным агрегатом. К монтажу ростверков приступать после проверки положения свай, срубки голов и приёмки свайного поля по акту.

При устройстве свайных фундаментов руководствоваться СП 45.13330.2012 «Земляные сооружения, основания и фундаменты».

### Бетонные работы

Бетонирование монолитных железобетонных сооружений производят по технологическим картам, разработанным в проекте производства работ.

Возведение монолитных ж.б. сооружений осуществляется поточно с разбивкой работ по захваткам, участкам.

Бетонная смесь (независимо от метода бетонирования) доставляется непосредственно к месту укладки автосамосвалами, из которых перегружается в вибропитатель или бадьи (при подаче бетона кранами). Бетон в опалубку укладывать с использованием монтажного крана и автобетононасоса Putzmeister M31-5. При подаче бетонной смеси кранами в бадах разгрузка бадей производится на весу. Бетонирование ведётся слоями в 20-40 см с перекрытием каждого слоя последующим не позднее срока схватывания бетона (2-6 час.).

Бетонирование монолитных конструкций вести в соответствии с СП 70.13330.2012 «Несущие и ограждающие конструкции». При отрицательных температурах наружного воздуха применять электропрогрев «греющим» проводом».

Заготовку товарной арматуры выполнять на производственной базе с доставкой на объект автотранспортом. При бетонировании с применением кранов и бадей подъём щитов опалубки и пакетов арматуры производится тем же краном. Разборка опалубки должна производиться после достижения бетоном заданной прочности. При применении разборно-переставной опалубки она собирается из заранее заготовленных щитов и элементов креплений и по мере бетонирования переставляется на новые участки для повторного её использования.

### Монтаж большепролетных деревянных конструкций

При монтаже рекомендуется соблюдать требования СТО НОСТРОЙ 2.11.88-2013 «Строительные конструкции деревянные. Сборка и монтаж конструкций деревянных клееных. Правила, контроль выполнения и требования к результатам работ» [38] и СП 70.13330.2012 «Несущие и ограждающие

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

конструкции» [41]. Технологическая карта на монтаж деревянных конструкций арочного покрытия приведена в разделе 5.

### Сварочные работы

Следует производить по утвержденному проекту производства сварочных работ или другой технологической документации. Сварку и прихватку должны выполнять электросварщики, имеющие удостоверение на право производства сварочных работ, выданное в соответствии с утвержденными Правилами аттестации сварщиков.

### Электроснабжение

Работы и подключение к существующим сетям выполняется на основании технических условий. При необходимости отключения существующих сетей, точное время и продолжительность отключения определяется в ППР, исходя из фактического наличия материалов, оборудования, машин, механизмов и специалистов, занятых в строительстве.

### Устройство кровли

Кровельные работы выполнять в соответствии с рабочими чертежами, в которых указаны конструкции, уклоны, примыкания, виды и марки кровельных материалов.

Подача фанерных плит покрытия, рулонных материалов и оцинкованной стали предусматривается с помощью грузоподъемных механизмов, предусмотренных для производства работ надземного цикла.

Работы выполнять в соответствии с СП 17.13330.2017 «Кровли» [54].

### Отделочные работы

До начала отделочных работ должны быть произведены следующие работы:

- выполнена защита отделяемых помещений от атмосферных осадков;
- устроены гидроизоляция, тепло- и звукоизоляция и выравнивающие стяжки по перекрытиям;
- загерметизированы швы между блоками и панелями;
- заделаны и изолированы места сопряжений оконных, дверных блоков;
- остеклены световые проемы;
- организован тепловой контур, обеспечивающий температуру внутри помещений не ниже 100С и влажность воздуха не более 60 %.

Ив. № подл.	Ив. №	Ив. №	Ив. №	Ив. №
Подп. и дата	Взам. Ив. №	Ив. №	Ив. №	Ив. №
Ив. № дубл.	Ив. №	Ив. №	Ив. №	Ив. №
Подп. и дата	Ив. №	Ив. №	Ив. №	Ив. №

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
						170

Оштукатуривание и облицовку (по проекту) поверхностей в местах установки изделий санитарно-технических систем необходимо выполнить до начала их монтажа.

Отделочные работы предусматривается выполнять с инвентарных шарнирно-панельных подмостей и подмостей по месту, устанавливаемых внутри здания.

#### Заполнение дверных проёмов

Дверные блоки для заполнения проёмов поставляются комплектами и состоят из каркаса с навешенными на петлях дверными полотнами. Дверные блоки хранятся внутри здания, что обеспечивает их защиту от механических повреждений и климатического воздействия.

Перед установкой двери должны быть осмотрены и очищены от загрязнений. Двери монтируют после устройства перегородок и их окраски и до устройства чистовых полов.

#### Благоустройство территории

К благоустройству территории относят работы по устройству проездов и дорог, созданию малых архитектурных форм, озеленение.

Во время и после завершения строительства на территории объекта убирается строительный мусор, ликвидируются ненужные выемки и насыпи.

После завершения планировочных работ на восстанавливаемую поверхность участка наносят из резерва почвенно-растительный слой мощностью не менее 10 см и проводят озеленение территории.

#### Сбор производственных отходов, строительного и бытового мусора

На строительной площадке предусматривается в строго отведенных местах, указанных подрядчиком при разработке ППР. Вывозка осуществляется автотранспортом по мере накопления в соответствии с требованиями действующих санитарных норм.

#### Сдача объекта

По завершении работ, предусмотренных договором строительного подряда, участники строительства с участием органов власти или самоуправления, органов государственного контроля, осуществляют завершающую оценку соответствия законченного строительства объекта в форме приёмки и ввода его в эксплуатацию.

Ивл. № полл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата

					ДП 08.05.01 ПЗ	Лист 171
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата		

## 6.2 Размещение кранового оборудования на строительной площадке и определение опасных зон

В пункте 5.5 произведено обоснование выбора крана. Для возведения арочного покрытия здания используем кран Liebherr LTM 1200.

При работе грузоподъемных машин на строительной площадке, согласно [55] необходимо выделить следующие зоны действия крана, опасные для людей: рабочая зона крана (зона обслуживания краном, опасная зона работы крана, монтажная зона.

Граница зоны обслуживания (рабочей зоны) стреловых кранов определяется максимальным вылетом крюка ( $R_{\max}$ ). Для крана Liebherr LTM 1200 -  $R_{\max} = 72$  м.

Опасной зоной действия крана при перемещении груза называется пространство, в пределах которого возможно падение груза при его перемещении с учётом вероятного рассеивания.

Опасную зону работы крана определяем по формуле

$$R_{\text{оп.}} = R_p + 0,5 \cdot B_{\Gamma} + L_{\Gamma} + X, \quad (6.1)$$

где  $R_p$  – максимальный требуемый вылет крюка крана, равный 24 м;

$B_{\Gamma}$  – наименьший габарит перемещаемого груза, равный 0,7 м;

$L_{\Gamma}$  – наибольший габарит перемещаемого груза, равный 14,5 м;

$X$  – минимальное расстояние отлета груза для отметки +17,500, равное 6,25 м.

$$R_{\text{оп.}} = 24 + 0,5 \cdot 0,7 + 14,5 + 6,25 = 45,1 \text{ м.}$$

Монтажной зоной является пространство, в котором возможно падение элемента со здания при его установке и временном закреплении.

Величину границы монтажной зоны принимаем от крайней точки стены здания с прибавлением наибольшего габаритного размера падающего груза и минимального расстояния отлета груза при его падении, определяем по формуле

$$R_{\text{монт.}} = L_{\Gamma} + X, \quad (6.2)$$

где  $L_{\Gamma}$  – наибольший габарит перемещаемого груза, равный 14,5 м;

$X$  – минимальное расстояние отлета груза, равное 6,125 м.

$$R_{\text{монт.}} = 14,5 + 6,125 = 20,625 \sim 20,7 \text{ м.}$$

Ивн. № полл.	Подп. и дата	Взам. Ивн. №	Ивн. № дубл.	Подп. и дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата		172

### 6.3 Проектирование внутрипостроечных дорог

Для внутрипостроечных перевозок применяется автомобильный транспорт. Проектирование дорог ведут в следующей последовательности:

- разработка схемы движения транспорта;
- расположение дорог на строительной площадке.

Схема движения транспорта и расположение дорог в плане обеспечивает проезд в сторону действия монтажного механизма, к складам и бытовым помещениям.

Внутрипостроечные дороги выполнены по кольцевой схеме с двумя въездами и выездами. Дорога однополосная, ширина проезжей части – 3,5 м. В зоне поворотов предусмотрен радиус поворота не менее 12 м.

На въезде на стройплощадку ширина ворот составляет 7 м.

У въездов на строительную площадку устанавливается информационный щит, на котором показана схема движения транспорта, средства пожаротушения и связи.

На въезде на строительную площадку имеется знак ограничения скорости движения, не более 10 км/ч, а также на поворотах 5 км/ч.

Каждый въезд оборудован пунктом очистки колёс автотранспорта.

При трассировке дорог соблюдать следующие расстояния:

- между дорогой и складской площадкой - 4 м;
- между дорогой и забором, ограждающим строительную площадку - минимум 13 м;
- между дорогой и пожарными гидрантами – 2 м.

Внутрипостроечные дороги выполняют с отсыпкой гравием (с последующим уплотнением катком).

### 6.4 Проектирование складов

Приобъектный склад каждого строящегося здания проектируется из расчета хранения на нём нормативного запаса материалов  $P$  по формуле

$$P_{\text{скл}} = \frac{P_{\text{общ}}}{T} \cdot T_{\text{н}} \cdot K_1 \cdot K_2, \quad (6.3)$$

где  $P_{\text{общ}}$  – количество материалов, деталей и конструкций, требуемых для выполнения плана строительства на расчетный период;

$T$  – продолжительность расчетного периода, дн.;

$T_{\text{н}}$  – норма запаса материала, дн.;

Изн. № подл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
							173
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата			



## 6.5 Проектирование временных зданий и сооружений

Площади помещений бытового городка зависят от количества рабочих, которые задействованы на строительной площадке.

Принимаем: рабочие – 84%, ИТР – 11%, служащие – 3,5%, ПСО – 1,5%.

В том числе в первую смену рабочих – 70 %, остальных категорий – 80%.

Площадь бытового помещения определяется по формуле

$$F_{\text{тр.}} = N \cdot F_{\text{н.}}, \quad (6.6)$$

где  $N$  – общая численность рабочих, чел.; при подсчете площади гардеробных - списочный состав рабочих во все смены суток; при расчете площади медпункта, красного уголка, столовой - общая численность рабочих на стройке, включая ИТР, служащих ПСО и др.; для всех других помещений - максимальное количество рабочих, занятых в наиболее загруженную смену;

$F_{\text{н.}}$  – норма площади, м<sup>2</sup>, на одного рабочего.

Согласно графику движения кадров, составим таблицу 6.3.

Требуемые площади временных помещений приведены в таблице 6.4.

Таблица 6.3 – Количество работающих по категориям

Категория работающих	Всего		В первую смену	
	Удельный вес, %	Количество, чел.	Удельный вес, %	Количество, чел.
Рабочие	79,30	46	70	34
ИТР	10,35	6	80	5
Служащие	6,90	4	80	3
ПСО	3,45	2	80	2
Итого:	100	58		44

Таблица 6.4 – Требуемые площади временных помещений (начало)

Временные здания	Кол-во человек	Площадь, м <sup>2</sup>		Тип помещения	Площадь, м <sup>2</sup>		Кол-во зданий
		На 1 чел	Расчет.		Одного	Всех	
1	2	3	4	5	6	7	8
Санитарно-бытовые помещения							
Гардеробная	46	0,9	41,4	ГК-10 (10x3,2)	32	64	2
Душевая (умывальня)	34	0,43	14,62	Д-6 (3x9)	27	27	1
Уборная	44	0,07	2,38	ГД-15 (3x6)	18	18	1
Помещение для обогрева и отдыха	34	1,2	40,8	1129-024 (3x6)	18	54	3
Столовая	58	0,6	34,8	ИЗКТС-Б (10,8x6,3)	68	68	1

ДП 08.05.01 ПЗ

Лист

175

Инв. № полл. | Подп. и дата | Инв. № дубл. | Подп. и дата | Взам. Инв. № | Инв. № | Подп. и дата

Изм. | Лист | № докум. | Подп. | Дата

Таблица 6.4 – Требуемые площади временных помещений (окончание)

1	2	3	4	5	6	7	8
Медпункт	58	20 на 300 чел.	20	ГОССМЦ (9x3)	27	27	1
Служебные помещения							
Прорабская	6	24 на 5 чел.	24	ГОСС-11-3(3x9)	27	27	1
Диспетчерская	1	7	7	ПД (3x9)	27	27	1
КПП	2	7	14	ИК37-5 (3x3)	9	18	2
Производственные мастерские							
Ремонтно-механическая	-	20	20	РММ	24,5	24,5	1
Авторемонтная	-	67	70	10x7	70	70	1
Пункт укрупнит. сборки	-	45	55	25x10	250	250	1
Итого:						674,5	16

Согласно расчету, устанавливаем 16 временных сооружений общей площадью 674,5 м<sup>2</sup> без учета проходов.

Все инвентарные здания и сооружения административного и санитарно-бытового назначения должны обеспечиваться электроэнергией, водой, теплом, канализацией, телефонной связью.

Для обеспечения водоснабжения и водоотведения предусматривается временное подключение к существующим сетям.

Обеспечение на период строительства электроэнергией предусматривается от существующих сетей электроснабжения, от точек, определяемых временными техническими условиями владельцев сетей.

Питьевую воду на строительной площадке использовать из привозных баков, расположенные не далее 75 м от рабочих мест.

## 6.6 Потребность в основных строительных машинах и механизмах

Требуемые машины и механизмы представлены в таблице 6.5.

Таблица 6.5 – Требуемые машины и механизмы

Наименование машины	Основная техническая характеристика, параметр	Количество
КС-55713	$Q_k = 25$ т	1
Liebherr LTM 1200	$Q_{max} = 200$ т; $L_C = 78$ м; $H_C = 80$ м	1
Бетононасос Putzmeister		1
Бульдозер ДЗ-18	Мощность 160 л.с.	1
Экскаватор Э-504	Объем ковша 0,5 м <sup>3</sup>	1

Инва. № подл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист 176

## 6.7 Электроснабжение строительной площадки

Для обеспечения строительной площадки электричеством в необходимом количестве, решено установить временную трансформаторную подстанцию. К потребителям электричества относятся: силовое оборудование, наружное и внутреннее освещение, технологические нужды.

Рассчитаем мощность, кВт, необходимую для обеспечения строительной площадки электричеством по формуле

$$P = \alpha \cdot \left( \sum \frac{K_1 \cdot P_c}{\cos \varphi} + \sum \frac{K_2 \cdot P_m}{\cos \varphi} + \sum K_3 \cdot P_{\text{осв}} \right), \quad (6.7)$$

где  $\alpha$  – коэффициент, учитывающий потери мощности в сети и зависящий от её протяженности (1,05 – 1,1);

$K_1, K_2, K_3$  – коэффициенты спроса, определяемые числом потребителей и несовпадением времени их работы;

$P_c$  – мощность силовых потребителей, кВт;

$P_m$  – мощность, требуемая для технологических нужд, кВт;

$P_{\text{осв}}$  – мощность, требуемая для наружного освещения, кВт;

$\cos \varphi$  – коэффициент мощности в сети, зависящий от характера нагрузки и числа потребителей.

Все результаты расчета сведем в таблицу 6.6.

Таблица 6.6 – Определение нагрузок по условленной мощности электроприемников

Вид потребит.	Наименование потребителя	Ед. изм.	Кол-во	$P_{c/т/осв}$ , кВт	$K_c$	$\cos \varphi$	$P$ , кВт
Силовые потребители	КС-55713	шт.	1	40	0,2	0,5	16
	Liebherr LTM 1200	шт.	1	40	0,2	0,5	16
	Бетононасос Putzmeister	шт.	1	20	0,2	0,7	5,7
Итого:							37,7
Внутреннее освещение	Отделочные работы	м <sup>2</sup>	23697	0,015	0,8	1	444,3
	Канторские и бытовые помещения	м <sup>2</sup>	675,5	0,015	0,8	1	12,7
	Душевые и уборные	м <sup>2</sup>	45	0,003	0,8	1	0,2
	Открытые склады	м <sup>2</sup>	2200	0,003	0,8	1	8,3
Итого:							465,5
Наружное освещение	Территория строительства	м <sup>2</sup>	48 745	0,0002	1	1	9,8
	Проходы и проезды	км	0,853	5	1	1	4,3
	Охранное освещение	км	0,862	1,5	1	1	1,3
Итого:							15,4

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата

Согласно данным таблицы 6.6 получаем по формуле (6.7)

$$P = 1,1 \cdot (37,7 + 465,5 + 15,4) = 570,5 \text{ кВт.}$$

Согласно расчету, была подобрана закрытая трансформаторная подстанция СКТП-750 мощностью 750 кВт размерами в плане 3,2 x 2,5 м.

Требуемое количество прожекторов для строительной площадки определим по формуле

$$n = \frac{P \cdot E \cdot S}{P_{\text{л}}}, \quad (6.8)$$

где  $P$  – удельная мощность, Вт/м<sup>2</sup> (для освещения используются прожекторы типа ПЗС-45);

$E$  – освещенность, лк;

$S$  – площадь подлежащая освещению, м<sup>2</sup>;

$P_{\text{л}}$  – мощность лампы прожектора, Вт.

$$n = \frac{0,3 \cdot 1,5 \cdot 48750}{1500} = 14,6 \sim 15 \text{ шт.}$$

Таким образом, для освещения строительной площадки требуется 15 прожектор типа ПЗС-45.

Источником электроснабжения в проекте являются районные сети высокого напряжения. В подготовительный период строительства сооружают ответвление от существующей высоковольтной сети на площадку трансформаторную подстанцию. Разводящую сеть на строительной площадке устраиваем по смешанной схеме. Электроснабжение от внешних источников производится по воздушным линиям электропередач.

### 6.8 Водоснабжение строительной площадки

Общий расход воды, л/с, находят по формуле

$$Q_{\text{общ.}} = Q_{\text{пож.}} + 0,5 \cdot (Q_{\text{пр.}} + Q_{\text{маш.}} + Q_{\text{хоз.-быт}}), \quad (6.9)$$

где  $Q_{\text{пож.}}$  – расход воды на пожарные нужды, л/с;

$Q_{\text{пр.}}$  – расход воды на производство, л/с;

$Q_{\text{маш.}}$  – расход воды на охлаждение двигателей строительных машин, л/с;

Изн. № подл.	Подп. и дата	Взам. Изн. №	Изн. №	Изн. № дубл.	Подп. и дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
							178
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата			

$Q_{\text{хоз.-быт}}$  – расход воды хозяйственно-бытовые нужды, л/с.

Расход на производственные нужды находим по формуле

$$Q_{\text{пр.}} = \frac{1,2 \cdot \sum V \cdot q_1 \cdot K_{\text{ч}}}{3600 \cdot t}, \quad (6.10)$$

где 1,2 - коэффициент, учитывающий потери воды;

$V$  – объём строительно-монтажных работ;

$q_1$  – норма удельного расхода воды на единицу потребителя, л;

$K_{\text{ч}}$  – коэффициент часовой неравномерности потребления воды в течение смены (суток) для данной группы потребителей;

$t$  - количество часов потребления в смену (сутки).

Расход воды на производство представлен в таблице 6.7.

Таблица 6.7 – расход воды на производственные нужды

Наименование нужды	Ед. изм.	$q_1$ , л	$K_{\text{ч}}$	$V$	$Q_{\text{пр.}}$ , л/с
Приготовление ЦПР	$\text{м}^3$	200	1,6	1275,2	8,5
Поливка бетона	$\text{м}^3$	300	1,6	6886,2	68,9
Итого:					77,4

Расход воды на охлаждение двигателей строительных машин определяем по формуле

$$Q_{\text{маш.}} = \frac{W \cdot q_2 \cdot K_{\text{ч}}}{3600}, \quad (6.11)$$

где  $W$  – количество машин;

$q_2$  – норма удельного расхода воды, л, на соответствующий измеритель;

$K_{\text{ч}}$  – коэффициент часовой неравномерности потребления воды в течение смены (суток) для данной группы потребителей.

$$Q_{\text{маш.}} = \frac{4 \cdot 500 \cdot 2}{3600} = 1,11 \text{ л/с.}$$

Расход воды на хозяйственно бытовые нужды определяется по формуле

$$Q_{\text{хоз.-быт}} = Q_{\text{хоз.-пит}} + Q_{\text{душ}}, \quad (6.12)$$

Хозяйственно-питьевые потребности  $Q_{\text{хоз.-пит.}}$ , л/с, определяем по формуле

Ивн. № полл.	Полп. и дата					ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
	Взам. Ивн. №	Ивн. № дубл.			179		
	Полп. и дата	Изм.	Лист	№ докум.	Подп.		Дата

$$Q_{\text{хоз.-пит}} = \frac{N_{\text{max}}^{\text{см}} \cdot q_3 \cdot K_{\text{ч}}}{8 \cdot 3600} = \frac{34 \cdot 25 \cdot 2}{8 \cdot 3600} = 0,06 \text{ л/с}, \quad (6.13)$$

где  $N_{\text{max}}^{\text{см}}$  – максимальное количество рабочих в смену, равное 34 чел.;

$q_3$  – норма потребления воды на 1 человека в смену, равная 25 л;

$K_{\text{ч}}$  – коэффициент часовой неравномерности потребления воды в течение смены (суток) для данной группы потребителей, равный 2.

Расход воды на душевые установки  $Q_{\text{душ}}$ , л/с, определяем по формуле

$$Q_{\text{душ}} = \frac{N_{\text{max}}^{\text{см}} \cdot q_4 \cdot K_{\text{н}}}{t_{\text{душ}} \cdot 3600} = \frac{34 \cdot 30 \cdot 0,4}{0,6 \cdot 3600} = 0,19 \text{ л/с}, \quad (6.14)$$

где  $N_{\text{max}}^{\text{см}}$  – максимальное количество рабочих в смену, равное 34 чел.;

$q_4$  – норма потребления воды на 1 человека в смену, равная 30 л;

$K_{\text{н}}$  – коэффициент, учитывающий число пользующихся душем, равный 0,4;

$t_{\text{душ}}$  – продолжительность пользования душем, равная 0,6 ч.

Расход воды на хозяйственно бытовые нужды по формуле (6.12)

$$Q_{\text{хоз.-быт}} = 0,06 + 0,19 = 0,25 \text{ л/с}.$$

Расход воды на пожарные нужды примем 20 л/с, опираясь на то, что площадь строительной площадки до 10 Га.

Подставляя найденные значения в формулу (6.9), получим

$$Q_{\text{общ.}} = 20 + 0,5 \cdot (77,4 + 1,11 + 0,25) = 59,4 \text{ л/с}.$$

Диаметр, мм, магистрального вода определяем по формуле

$$D = 63,25 \cdot \sqrt{Q_{\text{общ.}} / (\pi \cdot v)}, \quad (6.15)$$

где  $v$  – скорость движения воды по трубам, равная 2 м/с.

$$D = 63,25 \cdot \sqrt{63,25 / (3,14 \cdot 2)} = 201,4 \text{ мм}.$$

Принимаем диаметр магистрального ввода временного водопровода  $D = 219$  мм по ГОСТ 10704-91 «Трубы стальные электросварные прямошовные» [57].

Источниками водоснабжения являются существующие водопроводы с устройством дополнительных временных сооружений, постоянные водопроводы,

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата	ДП 08.05.01 ПЗ				Лист
										180
										Изм.

сооружаемые в подготовительный период, и самостоятельные временные источники водоснабжения. Временное водоснабжение представляет собой объединенную систему, удовлетворяющую производственные, хозяйственные, противопожарные нужды, в отдельных случаях выделяют питьевой водой.

При создании временной сети обязательен учет возможности последовательного наращивания и перекладки трубопроводов по мере развития строительства. Сети временного водопровода устраиваем по тупиковой схеме.

### 6.9 Расчет потребности в сжатом воздухе, кислороде и ацетилене

Сжатый воздух используется на строительной площадке для обеспечения перфорационного инструмента (при шпатлёвке и окраске перегородок).

Кислород и ацетилен применяются для выполнения сварочных работ.

Потребность в сжатом воздухе определяем по формуле

$$Q = 1,1 \cdot \sum k \cdot q \cdot n, \quad (6.16)$$

где 1,1 – коэффициент, учитывающий потери воздуха в трубопроводах (от неплотности соединений и от охлаждения в зимнее время), а также расход воздуха на продувку;

$k$  – коэффициент, учитывающий одновременность работы однородных механизмов;

$q$  – расход сжатого воздуха соответствующими механизмами, м<sup>3</sup>/мин;

$n$  – число однородных механизмов.

$$Q = 1,1 \cdot \sum 0,8 \cdot 0,44 \cdot 6 = 2,3 \text{ м}^3/\text{мин}.$$

Принимаем один компрессор Crossair CA/D(OS)-5.0/8 производительностью 5 м<sup>3</sup>/мин.

Кислород и ацетилен поставляют в стальных баллонах и хранят в закрытых складах.

### 6.10 Мероприятия по охране труда и пожарной безопасности

В данном проекте на генеральном плане предусмотрено безопасное передвижение пешеходов и автомобильного транспорта. Все дороги, попадающие в опасную зону, штрихуются согласно РД 11-06-2007 [55]. Все временные здания бытового городка размещены вне опасной зоны работы монтажного крана.

Ивн. № полл.	Подп. и дата
	Взам. Ивн. №
	Ивн. № дубл.

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
						181

Размещение туалетов предусмотрено на расстоянии не более 200 м от самого удалённого места вне здания, а питьевые установки на расстоянии не более 75 м от рабочих мест.

Предусмотрено освещение строительной площадки, пешеходных дорожек, временных автодорог и рабочих мест. Для освещения территории строительной площадки предусмотрен 15 прожектор типа ПЗС-45.

Для ограждения строительной площадки от остальной части территории предусмотрено временное ограждение с козырьком, которое обеспечивает максимальную сохранность деревьев, кустарников и почвенно-растительного слоя.

Временные дороги запроектированы так, что движение строительной техники и автотранспорта происходит организованно, исключается повреждение растительности и инвентаря территории строительства. На поворотах и выездах со стройплощадки располагаются мусоросборные контейнеры.

Бетонная смесь и строительные растворы хранятся в специальных ёмкостях возле складов вблизи зоны действия крана (в бетонных и растворных узлах).

Рядом со въездом на строительную площадку и рядом со складами размещены пожарные посты. Каждый пост оборудован противопожарным инвентарём.

Обеспечение пожарной безопасности на строительной площадке сводится к следующему:

- в процессе производства работ выполняются требования органов государственного пожарного надзора;
- предусмотрены следующие первичные средств пожаротушения: ящики с песком, огнетушители, бочки с водой, ломы, лопаты, ведра для песка;
- в бытовых помещениях размещены порошковые огнетушители из расчета 1 огнетушитель на 200 м<sup>2</sup> помещения;
- площадка обеспечена мобильной связью для своевременного вызова пожарных;
- у въездов на строительную площадку вывешены планы пожарной защиты со всеми нанесённые временными и постоянными зданиями, с указанием пожарных гидрантов, первичных средств пожаротушения и пожарных постов. В бытовых помещениях и мастерских вывешены противопожарные инструкции и телефон пожарной охраны. Имеются графические плакаты о мерах пожарной безопасности, которые учитывают этих помещений, средств и мер тушения, а также эвакуацию людей;
- все бытовые помещения оборудованы автоматической пожарной сигнализацией. По бытовым и производственным помещениям главный инженер

Инв. № подл.	Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата	Инв. №	Инв. №
	Инв. №	Инв. №	Подп. и дата	Инв. №	Инв. №
	Инв. №	Инв. №	Подп. и дата	Инв. №	Инв. №
	Инв. №	Инв. №	Подп. и дата	Инв. №	Инв. №

назначает ответственных за пожарную безопасность, а также проводит инструктаж всех задействованных в строительстве кадров с регистрацией в специальном журнале;

- обеспечен свободный подъезд пожарных машин к зданиям и пожарным гидрантам;

- регулярно вывозится строительный мусор (особое внимание уделено легко воспламеняемому). Сжигание мусора на строительной площадке строго запрещено;

- для отопления временных зданий использованы проверенные электронагреватели заводского изготовления;

- регулярно проверяется противопожарное состояние помещений и территории строительства, наличие, содержание и готовность к использованию средств пожаротушения.

- после окончания рабочей смены дежурный производит отключение всей системы электроснабжения строительной площадки. Освещёнными остаются только дежурное и охранное освещение.

### 6.11 Мероприятия по охране окружающей среды

ППР разработан с учетом требований Федерального Закона РФ «Об охране окружающей природной среды».

Удаление бытовых отходов и отходов строительства выполняется согласно требованиям СП 42.13330.2011 [57].

При планировке территории почвенно-растительный слой необходимо предварительно снять и складировать в специально отведенных местах. Его потом можно использовать при благоустройстве территории настоящей площадки или же благоустройстве других объектов строительства.

Проезды, проходы, рабочие места необходимо регулярно очищать от строительного мусора и отходов и не загромождать. В летнее время для предотвращения поднимания пыли с дорог их необходимо поливать водой с использованием поливочных машин или шлангов.

На поворотах и выездах со стройплощадки располагаются закрывающиеся мусоросборные металлические контейнеры. По мере заполнения контейнеров отходами и мусором происходит их вывоз на полигон.

Складирование строительного мусора, кроме мусоросборных контейнеров, запрещается. Так же запрещается захоронение строительных отходов на территории строительства.

Изн. № подл.	Подп. и дата	Взам. Изн. №	Изн. № дубл.	Подп. и дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
						183
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата		

Складирование конструкций, материалов и изделий, движение машин и монтажных кранов осуществляется согласно генеральному плану строительства.

При производстве строительного-монтажных работ запрещается:

- работа машин и механизмов с выбросом выхлопных газов не соответствующих нормативным значениям;
- подача машинами ложных звуковых сигналов;
- работа машин с неисправным глушителем;
- выбрасывать на почву обтирочный и бракованный материал;
- сжигать строительные отходы на территории строительства;
- применение открытого огня;
- наезд на деревья и необоснованная их вырубка вблизи площадки строительства.

Стирка и чистка специальной одежды рабочих на территории строительной площадки не предусматривается. Для этого необходимо организовать стирку в городских прачечных два раза в месяц.

На территории строительства можно производить только мелкий ремонт инвентаря. Заправка механизмов и строительных машин горюче-смазочными материалами производится на стационарных городских АЗС. Для исключения лишнего выброса выхлопных газов запрещается простой машин и механизмов с рабочим двигателем.

Все поверхностные воды с территории строительства отводятся с использованием организованного водоотвода.

Перед началом работ производится обязательный осмотр топливной системы строительной техники на наличие герметичности топливного бака и подтёков топлива.

Песок, гравий, бетон, лакокрасочные материалы и другие строительные материалы должны иметь санитарно-эпидемиологическое заключение.

Уровень шумовых и вибрационных нагрузок, тепловое воздействие, воздействие электрического тока, пыли и газов при строительного-монтажных работах соответствует действующими стандартами и санитарным нормам на работающих и окружающих.

Для уменьшения неблагоприятных последствий воздействия строительства на окружающую среду предусматривается:

- организация канализации на строительной площадке;
- уборка территории строительства после окончания строительного-монтажных работ;
- осуществление озеленения и благоустройства территории после окончания строительного-монтажных работ;

Изн. № подл.	Подп. и дата	Взам. Изн. №	Изн. № дубл.	Подп. и дата
--------------	--------------	--------------	--------------	--------------

Изн.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
------	------	----------	-------	------

- организация сбора отходов, строительного мусора в процессе строительства объекта и вывоз его на ТБО;
- проверка строительных машин и механизмов на исправность перед началом работ на объекте в соответствии с техническими инструкциями;
- на выездах со строительных площадок необходимо предусмотрены места для мойки колес автотранспорта;
- предусмотрено временное ограждение строительной площадки, которое обеспечивает максимальную сохранность деревьев, кустарников и почвенно-растительного слоя.

### 6.12 Технико-экономические показатели

Технико-экономические показатели проекта приведены на листе 15 графической части.

Инв. № подл.	Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата	Инв. № дубл.	Подп. и дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
												185

## 7. Экономический раздел

### 7.1 Социально-экономическое обоснование строительства футбольного манежа

Роль физической культуры и спорта становится не только все более заметным социальным, но и политическим фактором в современном мире. Вовлечение широких масс населения в физическую культуру, а также успехи на международных состязаниях являются бесспорным доказательством жизнеспособности страны.

Данные ежегодного федерального государственного статистического наблюдения за развитием физической культуры и спорта в г. Санкт-Петербурге за последние годы характеризуются положительной динамикой по увеличению численности населения, систематически занимающегося физической культурой и спортом, в том числе детей и подростков, занимающихся в спортивных школах, численности работников отрасли, ростом количества спортивных сооружений.

Сравнительный анализ за 2020-2022 годы фактических значений основного показателя развития физической культуры и спорта в Санкт-Петербурге «Численность жителей Санкт-Петербурга в возрасте от 3 до 79 лет, систематически занимающихся физической культурой и спортом» - количество человек (доля от числа жителей Санкт-Петербурга в возрасте от 3 до 79 лет, %):

- 2020 год - 2 млн. 203 тыс. 443 чел. (44,4 %);
- 2021 год - 2 млн. 341 тыс. 169 чел. (48,6 %);
- 2022 год – 2 млн. 775 тыс. 306 чел. (57,8 %).

В целях привлечения населения к регулярным занятиям физической культурой и спортом, популяризации и пропаганды здорового образа жизни среди жителей Санкт-Петербурга, в том числе лиц с ограниченными возможностями здоровья и инвалидов, АР ежегодно проводятся спортивно-массовые мероприятия для различных слоев населения: детей дошкольного возраста, школьников, учащейся молодежи, трудящихся, лиц с ограниченными возможностями здоровья, ветеранов.

Наряду с соревнованиями по отдельным видам спорта проводятся комплексные спортивные мероприятия, спартакиады, чемпионаты, спортивные фестивали.

В северной столице насчитывается почти две тысячи крупных спортивных точечных объектов, в том числе 13 стадионов с трибунами на 1500 мест и более. Среди них сосредоточены крупнейшие спортивные комплексы страны, такие как

Ив. № подл.	Подп. и дата	Взам. Ив. №	Ив. № дубл.	Подп. и дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
						186
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата		

стадион «Крестовский», дворец спорта «Юбилейный», Ледовый дворец, Зимний стадион, Сибур Арена и прочие.

Изучив рынок г. Санкт-Петербурга, я обнаружила, что в таком крупном населенном пункте всего шесть крытых футбольных манежа, причем только в трех габариты позволяют проводить игры в футбол (остальные – в мини-футбол). Это подтолкнуло к выводу, что возведение сооружения будет отличным капиталовложением.

Проектом выбрано крытое сооружение, что позволяет не зависеть ни от погодных условий, ни от времени года, что в спорте немаловажно.

С целью обоснования целесообразности строительства важно иметь полное представление и о самом месте застройки. Санкт-Петербург расположен у восточной оконечности Финского залива Балтийского моря. Географические координаты центра города – 59° 57’ северной широты и 30° 19’ восточной долготы. Город занимает площадь 1439 км<sup>2</sup>, из них территория высокоплотной, почти сплошной застройки составляет 650 км<sup>2</sup>.

В условиях экономического развития России значительная роль принадлежит г. Санкт-Петербургу как крупнейшему промышленному, научному и культурному центру мирового значения.

Население северной столицы по данным Росстат на 2023 год составляет более пяти миллионов человек (точнее 5 598 486 человек).

Санкт-Петербург, находящийся в центре пересечения морских, речных путей и наземных магистралей, является европейскими воротами России, ее стратегическим центром, наиболее приближенным к странам Европейского Сообщества.

Санкт-Петербург – второй по величине город Российской Федерации. Здесь находятся представительства международных организаций, консульства зарубежных государств, территориальные органы федеральных министерств и ведомств.

Участок, выбранный для строительства проектируемого здания – футбольного манежа, располагается г. Санкт-Петербург по адресу: проспект Тореза, участок 16.

На участке строительства отсутствуют объекты строительства, следовательно, не требуются мероприятия по сносу существующих объектов, что снижает затраты на подготовку территории для застройки. Участок строительства показан на рисунке 7.1.

Согласно кадастровой карте участок строительства предназначен для размещения административно-управленческих и общественных объектов (Кадастровый номер 78:36:0005357:14). В соответствии с Правилами

Инв. № подл.	Подп. и дата
	Инв. № дубл.
	Взам. Инв. №
	Инв. №
	Подп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист 187

землепользования и застройки г. Санкт - Петербург, строительство футбольного манежа относится к разрешенному виду использования в части спорта.

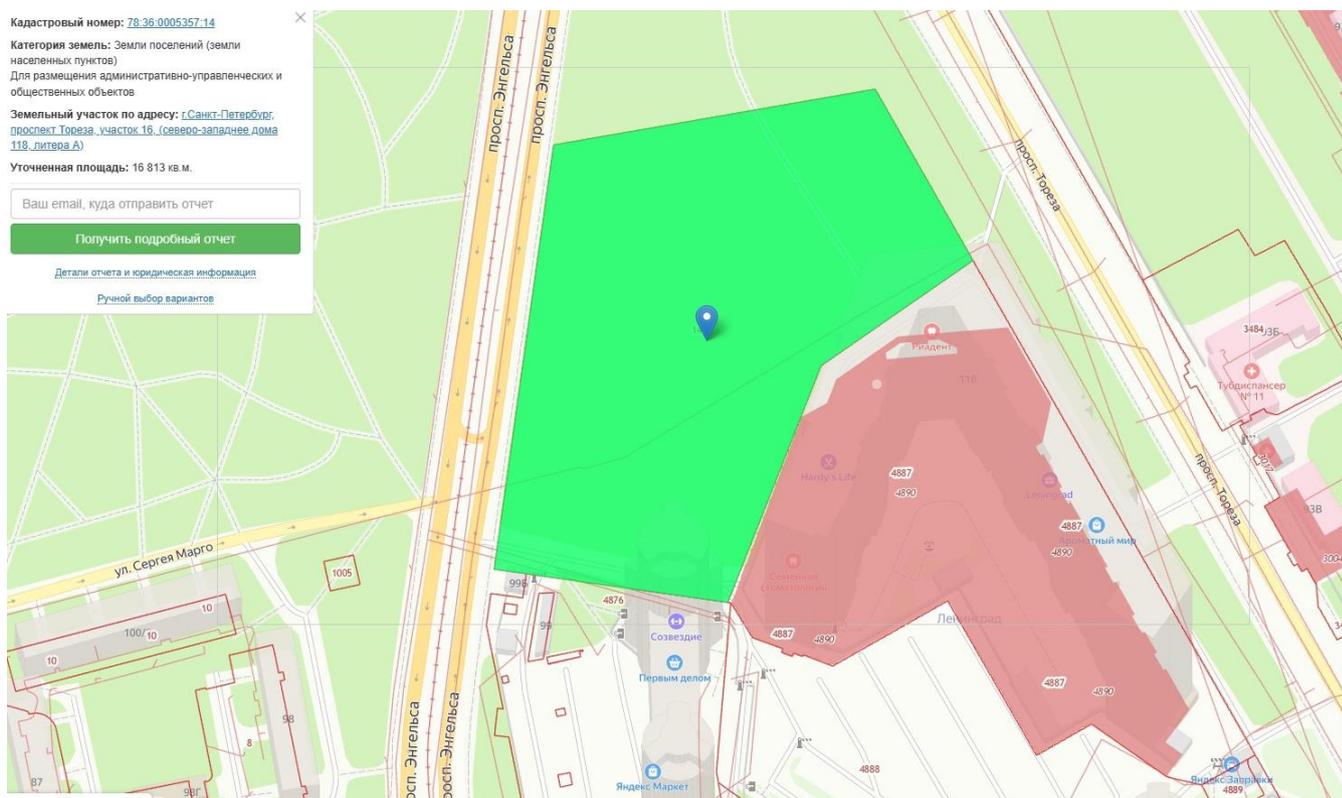


Рисунок 7.1 – Участок для строительства футбольного манежа

Подводя итог всему вышесказанному, можно сделать вывод о том, что одной из основных задач строительства футбольного манежа с арочным покрытием создание условий, обеспечивающих возможность горожан вести здоровый образ жизни, систематически заниматься физкультурой и спортом, получить доступ к развитой спортивной инфраструктуре, а также повысить конкурентоспособность российского спорта.

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист

## 7.2 Составление и анализ структуры локального сметного расчета на устройство арочного покрытия

В рамках выпускной квалификационной работы выполнен локальный сметный расчет строительно-монтажных работ на возведение арочного покрытия футбольного манежа.

Сметная стоимость строительства – это сумма денежных средств, необходимых для осуществления строительства, определенная в соответствии с проектными материалами.

Локальные сметы составляют на отдельные виды работ и затрат на основе физических объемов строительных работ, конструктивных чертежей элементов зданий, спецификаций и другой документации в строительстве и принятых методов производства работ.

Локальный сметный расчет составлен с применением базисно - индексного метода, суть которого заключается в том, что сметная стоимость определяется в базисных ценах на основе единичных расценок, а затем переводится в текущий уровень цен путем использования текущих индексов изменения сметной стоимости.

При составлении локального сметного расчета был использован базисно – индексный метод, сущность которого заключается в следующем: сметная стоимость определяется в базисных ценах на основе единичных расценок, привязанных к местным условиям строительства, а затем переводится в текущий уровень цен путем использования текущих индексов изменения сметной стоимости.

Для составления локального сметного расчета были использованы Федеральные Единичные расценки (ФЕР) на строительные и монтажные работы. Для составления сметы на устройство деревянного арочного покрытия применяются Федеральные единичные расценки ФЕР-2020 [4].

Сметная стоимость пересчитана в текущие цены на I квартал 2023 года с использованием индекса изменения сметной стоимости. Согласно Приказу Правительства Санкт-Петербурга «Об утверждении Индексов пересчета сметной стоимости строительства объекта на февраль 2023 года» от 31.01.2023 г. №8-р [5], индексы пересчета сметной стоимости для строительства деревянных зданий и сооружений, расположенного в г. Санкт-Петербург, принимаем:

- оплата труда – 34,783;
- эксплуатация машин и механизмов – 13,8;
- материалы, изделия и конструкции – 8,587.

Исходные данные для определения сметной стоимости СМР:

Индв. № подл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Индв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
							189
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата			

- размеры накладных расходов приняты по основным видам строительства в процентах от фонда оплаты труда (108 %) для деревянных конструкций в строительстве согласно [63, табл., п.10];

- размер сметной прибыли принят по основным видам строительства в процентах от фонда оплаты труда (55 %) для деревянных конструкций в строительстве согласно [64, табл., п.10].

Лимитированные затраты учтем по действующим нормам:

- затраты на строительство временных зданий и сооружений согласно [65, прил.1, п.50] – 1,8 %.

- дополнительные затраты при производстве работ в зимнее время (III температурная зона) по [66, прил.3, табл., п.10.1] – 1,5 %.

При этом не учитывается стоимость материальных ресурсов.

НДС определяем в размере 20% на общую сметную стоимость всех выполненных работ и затрат, включая лимитированные.

Сметная стоимость работ по устройству деревянного купола составила 261 985,42 тыс. рублей.

В таблице 7.1 представлена структура локального сметного расчета на устройство деревянного арочного покрытия по составным элементам.

Таблица 7.1 – Структура локального сметного расчета на устройство деревянного арочного покрытия по составным элементам

Элементы	Сумма, тыс.руб.	Удельный вес, %
Прямые затраты	187 627,52	71,6
в том числе:		
М (Материалы)	184 301,45	70,3
ЭМ (Эксплуатация машин)	784,32	0,3
ОЗП (Основная заработная плата)	2 541,75	1,0
Накладные расходы	2 952,23	1,1
Сметная прибыль	1 503,45	0,6
Лимитированные затраты	26 237,99	10,0
НДС	43 664,24	16,7
ИТОГО:	261 985,42	100,0

На рисунке 7.2 приведена структура локального сметного расчета на устройство деревянного арочного покрытия купола по составным элементам в виде круговой диаграммы.

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист 190
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата		
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата		

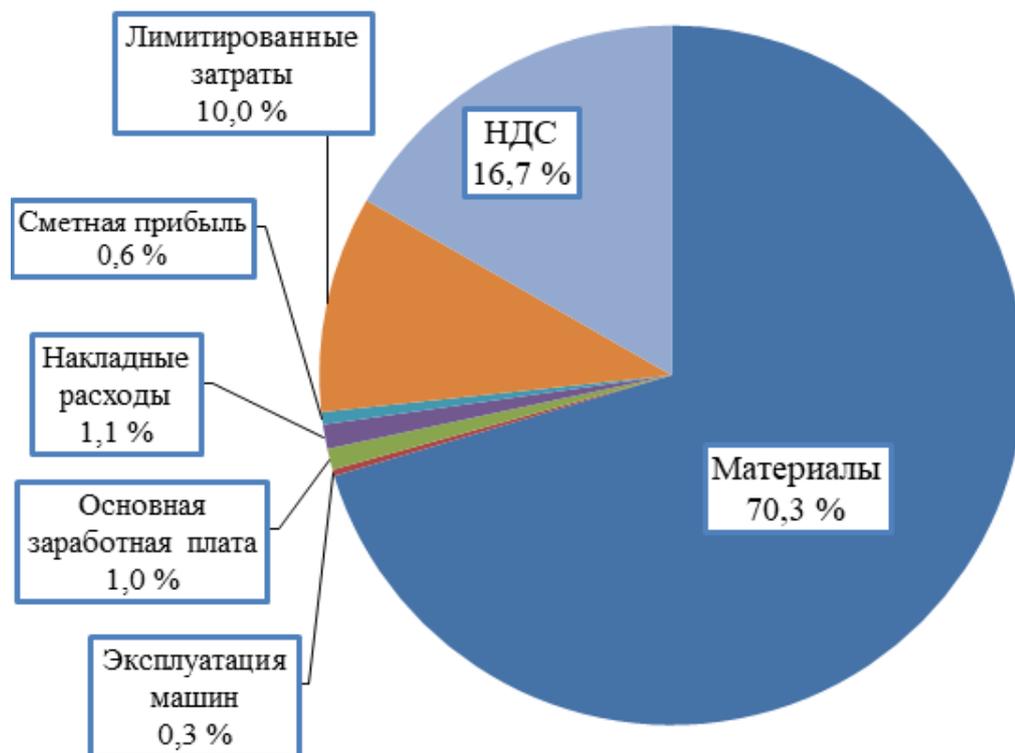


Рисунок 7.2 – Структура локального сметного расчета на устройство арочного покрытия по составным элементам

Из диаграммы видно, то наибольший удельный вес в общестроительных работах составляют материалы (70,3%), а наименьший - эксплуатация машин (0,3%).

### 7.3 Техничко-экономические показатели

Техничко-экономические показатели являются обоснованием технических, технологических, планировочных и конструктивных решений и составляют основу каждого проекта. Техничко-экономические показатели служат основание для решения вопроса о целесообразности строительства объекта при запроектированных параметрах и утверждения проектной документации для строительства.

Основные технико-экономические показатели приведены в таблице 7.2.

Планировочный коэффициент

$$K_{\text{ПЛ}} = \frac{S_{\text{раб.}}}{S_{\text{общ.}}} = \frac{15\,344}{20\,878,3} = 0,73 \quad (7.1)$$

где  $S_{\text{раб.}}$  – рабочая площадь здания,  $\text{м}^2$ ;

$S_{\text{общ.}}$  – общая площадь здания,  $\text{м}^2$ .

Инва. № подл.	Подп. и дата
Взам. Инв. №	Подп. и дата
Инв. № дубл.	Подп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
------	------	----------	-------	------

Таблица 7.2 – Техничко-экономические показатели

Показатель	Единицы измерения	Значение
1. Объемно-планировочные показатели		
Площадь застройки	м <sup>2</sup>	12 468,12
Этажность	эт.	3
Высота этажа:	м	
- первого (с отметки 0.000 по отметку +4.000)	м	3,88
- второго (с отметки +4.000 по отметку +7.500)	м	3,50
- третьего (с отметки +7.500)	м	~ 3,50
Строительный объем здания	м <sup>3</sup>	433 028,23
Общая площадь	м <sup>2</sup>	20 878,30
Рабочая площадь	м <sup>2</sup>	15 344,00
Планировочный коэффициент, K <sub>ПЛ</sub>		0,73
Объемный коэффициент, K <sub>ОБ</sub>		28,2
Объем клееной древесины на устройство арочного покрытия	м <sup>3</sup>	2 370,5
2. Стоимостные показатели		
Сметная стоимость работ по устройству деревянного арочного покрытия	руб.	261 985 419,5
Сметная стоимость по устройству арочного покрытия на 1 м <sup>3</sup> клееной древесины конструкций	руб.	91 465
Сметная рентабельность производства (затрат) работ по устройству арочного покрытия	%	0,69
3. Показатели трудовых затрат		
Трудоемкость работ по устройству деревянного купола	чел.-ч.	11 209,5
Трудоемкость работ по устройству деревянного купола на 1 м <sup>3</sup> клееной древесины конструкций купола	чел.-ч. / м <sup>3</sup>	4,73
Нормативная выработка на 1 чел.-ч.	руб. / чел.-ч.	103 072,9
4. Прочие показатели		
Продолжительность строительства всего здания	мес.	

Объёмный коэффициент определяем

$$K_{\text{ОБ}} = \frac{V_{\text{стр.}}}{S_{\text{раб.}}} = \frac{433\,028,23}{15\,334,3} = 28,2, \quad (7.2)$$

где  $V_{\text{стр.}}$  – строительный объем, м<sup>3</sup>.

Сметную себестоимость общестроительных работ, приходящуюся на 1 м<sup>3</sup> клееной древесины конструкций арочного покрытия, рассчитываем

$$\frac{\text{ПЗ} + \text{НР} + \text{ЛЗ}}{V_{\text{др.}}} = \frac{187\,627,52 + 2\,982,23 + 26\,237,99}{2\,370,5} = 91\,465, \quad (7.3)$$

где ПЗ – прямые затраты, руб.;

НР – накладные расходы, руб.;

Ивл. № полл. Подп. и дата Взам. Ивл. № дубл. Ивл. № дубл. Подп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
------	------	----------	-------	------

ДП 08.05.01 ПЗ

Лист

192

ЛР – лимитированные расходы, руб.;

$V_{др.}$  – объем древесины конструкций покрытия, равный 2 370,5 м<sup>3</sup>.

Сметную рентабельность производства (затрат) строительных работ определяем по формуле

$$R_3 = \frac{СП}{ПЗ+НР+ЛЗ} = \frac{1\,503,45}{187\,627,52+2\,982,23+26\,237,99} \cdot 100\% = 0,69\%, \quad (7.4)$$

где СП – сметная прибыль, руб.

Нормативную выработку на 1 чел.-ч. вычисляем по формуле

$$B = \frac{C_{СМР}}{ТЗО_{СМР}} = \frac{261\,985\,419,5}{2\,541,75} = 103\,072,9 \text{ руб. / чел.-ч.}, \quad (7.5)$$

где  $C_{СМР}$  – стоимость строительно-монтажных работ по итогам сметы, руб.;

$ТЗО_{СМР}$  – затраты труда основных рабочих по смете, чел.-ч.

Полученные значения технико-экономических показателей свидетельствуют о целесообразности строительства.

Инов. № подл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
						193
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата		

## СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\*. – Введ. 04.06.2017. – Москва: Минстрой России, 2017 - 127 с.;
2. Федеральный закон от 09.12.2009 № 384 – ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений». – Москва: Государственная Дума, 2009. – 23 с.;
3. СП 50.13330.2012 Тепловая защита зданий. Актуализированная редакция СНиП 23-02-2003. – Введ. 07.01.2013. – Москва: Минрегион РФ, 2012. – 139 с.;
4. СП 131.13330-2020 Строительная климатология. – Введ. 25.06.2021, – Москва: Минрегион РФ, 2013. – 153 с.;
5. СП 2.13130.2020 Системы противопожарной защиты. Обеспечение огнестойкости объектов защиты. – Введ. 12.03.2020, – Москва: ФГБУ ВНИИПО МЧС России, 2020 - 45 с.;
6. СП 118.13330.2012 Общественные здания и сооружения. Актуализированная редакция СНиП 31-06-2009. – Введ. 01.01.2013, – Москва: Минрегион РФ, 2012. – 79 с.;
7. СП 285.1325800.2016. Свод правил. Стадионы футбольные. Правила проектирования. – Введ. 17.06.2017, - Москва: Минстрой России, 2016. – 64 с.;
8. СП 59.13330.2016 Доступность зданий и сооружений для маломобильных групп населения. Актуализированная редакция СНиП 35-01-2001. – Введ. 05.15.2017. – Москва: Стандартинформ, 2017 – 32 с.;
9. СП 52.13330.2011 Естественное и искусственное освещение. Актуализированная редакция СНиП 23-05-95\*. – Введ. 20.05.2011. – Москва: Минрегион России, 2013. – 120 с.;
10. СП 50.13330.2012 Тепловая защита зданий. Актуализированная редакция СНиП 23-02-2003. – Введ. 07.01.2013. – Москва : Минрегион РФ, 2012. – 139 с.;
11. СП 23-103-2003 Проектирование звукоизоляции ограждающих конструкций жилых и общественных зданий. – Введ. 25.12.2003, - Госстрой России, ФГУП ЦПП, 2004. – 38 с.;
12. СП 23-102-2003 Естественное освещение жилых и общественных зданий. – Введ. 18.06.2005, - Москва: НИИСФ РААСН, 2003. – 88 с.;
13. СП 51.13330.2011 Защита от шума. Актуализированная редакция. СНиП 23-03-2003. – Введ. 20.05.2001. – Москва : Минрегион РФ, 2011. – 46 с.;
14. Федеральный закон от 22.07.2008 № 123 – ФЗ «Технический регламент о требованиях пожарной безопасности». – Москва: Государственная Дума, 22.07.2008. – 60 с.;

Изн. № подл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист
						194
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата		

15. СП 29.13330.2011 Полы. Актуализированная редакция СНиП 2.03.13- 88. – Введ. 20.05.2011. – Москва: Минрегион России, 2011. – 53 с.;

16. ГОСТ 475-2016 Блоки дверные деревянные и комбинированные. Общие технические условия. – Введ. 01.07.2017. – Москва: Стандартинформ, 2017. – 39 с.;

17. ГОСТ 30970-2014 Блоки дверные из поливинилхлоридных профилей. Общие технические условия. – Введ. 05.12.2014, - Москва: Стандартинформ, 2015. – 35 с.;

18. ГОСТ 31173-2016 Блоки дверные стальные. Технические условия. – Введ. 25.10.2016, - Москва: Стандартинформ, 2016. – 44 с.;

19. ГОСТ 21519-2003 Блоки оконные из алюминиевых сплавов. Технические условия. – Введ. 14.05.2003, - Москва: Стандартинформ, 2004. – 35 с.;

20. ГОСТ 11539-2014 Фанера бакелизированная. Технические условия. – Введ. 01.01.2016, - Москва: Стандартинформ, 2016. – 11 с.;

21. ГОСТ 3916.1–2018 Фанера общего назначения с наружными слоями из шпона лиственных пород. Технические условия. – Введ. 01.04. 2019. – Москва: Стандартинформ, 2018. – 23 с.;

22. ГОСТ 9573 – 2012 Плиты минераловатной ваты на синтетическом связующем. – Введ. 01.06.2013, - Москва: Стандартинформ, 2013. – 12 с.;

23. СП 64.13330.2017. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. – Введ. 28.08.2017, - Минстрой России, 2017. – 105 с.;

24. СП 382.1325800.2017 Конструкции деревянные клееные на клеенных стержнях. – Введ. 21.06.2018, - Минстрой России, 2017. – 40 с.;

25. СП 16.13330.2017 Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81\* - Введ. 28.08.2017, - Минстрой России, 2017. – 151 с.;

26. ГОСТ 8732-78 Трубы стальные бесшовные горячедеформированные – Введ. 01.01.1979. – Издательство Стандартов, 1978 г, - 11 с.;

27. ГОСТ 9467-75 Электроды покрытые металлические для ручной дуговой сварки конструкционных и теплоустойчивых сталей – Введ. 01.01.1977 – Москва: Стандартинформ, 2008. – 7 с.;

28. СП 63.13330.2018 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения – Введ. 20.06.2019, - Минстрой России, 2019. – 138 с.;

29. СП 435.1325800.2018 Конструкции бетонные и железобетонные монолитные – Введ. 26.11.2018, - Москва: Стандартинформ, 2019. – 59 с.;

30. СП 22.13330.2011 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83\*. – 20.05.2011, - Москва, Минрегион России, 2011. – 166 с.;

Инов. № подл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата

					ДП 08.05.01 ПЗ	Лист 195
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата		

31. ГОСТ 19804-2012 Сваи железобетонные заводского изготовления. Общие технические условия. – Введ. 01.01.2014, - Москва: Стандартинформ, 2014. – 23 с.;

33. Преснов О.М. Основания и фундаменты в курсовом проектировании: учебно-методическое пособие. - Красноярск: СФУ, 2013.-75 с.;

34. ГОСТ 5781-82 Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций. Технические условия. – Введ. 01.07.1983, - Государственный Комитет СССР, 1982. – 14 с.;

35. МДС 12–29.2006 Методические рекомендации по разработке и оформлению технологической карты. МДС. – Введ. 12-29.2006, - Москва: ФГУП ЦПП, 2007. – 12 с.

36. СНиП 12-03-2001 Безопасность труда в строительстве. Часть 1. Общие требования. – Введ. 01.09.2001, - Москва: Госстрой России, 2001. – 57 с.;

37. СП 48.13330.2019. Свод правил. Организация строительства. СНиП 12-01-2004. – Введ. 25.06.2020, - Москва: Минстрой России, 2021. – 69 с.;

38. СТО НОСТРОЙ 2.11.88-2013 Сборка и монтаж конструкций деревянных клееных. Правила контроль выполнения и требования к результатам работ. – Введ. 15.03.2013, - Москва: Национального объединения строителей, 2013. – 69 с.;

39. СП 28.13330.2017 Защита строительных конструкций от коррозии Актуализированная редакция. СНиП 2.03.11-85. – Введ. 28.08.2017, - Москва: Минстрой России, 2017. – 118 с.;

40. ГОСТ 20850–2014 Конструкции деревянные клееные несущие. Общие технические условия. – Введ. 01.06.2014, - Москва: Стандартинформ, 2015. – 18 с.;

41. СП 70.13330.2012. Свод правил. Несущие и ограждающие конструкции. Актуализированная редакция СНиП 3.03.01-87. – Введ. 01.06..2013, - Москва: Госстрой России, 2013. – 230 с.;

42. ГОСТ 58942-2020 Система обеспечения точности геометрических параметров в строительстве. Технологические допуски. – Введ. 29.06.2020, - Москва: Стандартинформ, 2020. – 19 с.;

43. ГОСТ 12.0.004-2015 Система стандартов безопасности труда. Организация обучения безопасности труда. Общие положения. – Введ. 01.03.2017, - Москва: Стандартинформ, 2019. – 42 с.;

44. ГОСТ 12.4.011-89 Система стандартов безопасности труда. Средства защиты работающих. Общие требования и классификация. – Введ. 30.06.1990, - Москва: ИПК издательство стандартов, 2004. – 8 с.;

Ивн. № полл.	Подп. и дата	Взам. Ивн. №	Ивн. № дубл.	Подп. и дата

					ДП 08.05.01 ПЗ	Лист 196
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата		

45. ГОСТ 12.1.046-2014 Система стандартов безопасности труда. Строительство. Нормы освещения строительных площадок. – Введ. 01.07.2015, - Москва: Стандартиформ, 2015. – 23 с.;

46. ГОСТ 12.3.002-2014 Система стандартов безопасности труда. Процессы производственные. Общие требования безопасности. – введ. 01.07.2016, - Москва. – 12 с.;

47. ГОСТ Р 58752-2019 Средства подмазывания. Общие технические условия. - Введ. 12.12.2019, - Москва: Стандартиформ, 2020. – 15 с.;

48. ГОСТ Р 12.3.053-2020 Строительство. Ограждения предохранительные временные. Общие технические условия. – Введ. 01.03.2021, - Москва: Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии, 2020.-9с.;

49. Федеральный закон от 10.01.2002 №7 Об охране окружающей среды. – Одобрен Советом Федерации, 26.12.2001;

50. ГОСТ 12.1.005-88 Система стандартов безопасности труда. Общие санитарно-гигиенические требования к воздуху рабочей зоны. – Введ. 01.01.1989, - Москва: Госстандарт СССР, 1988. – 78 с.;

51. СП 112.13330.2011 Пожарная безопасность зданий и сооружений. – Введ. 01.01.1998, - Москва: Минстрой России, 1997.;

52. ГОСТ 12.1.019-2017 Система стандартов безопасности труда. Электробезопасность. Общие требования и номенклатура видов защиты. – Введ. 0.01.2019, - Москва: Стандартиформ, 2018. – 20 с.;

53. ГОСТ 12.1.030-81 Система стандартов безопасности труда. Электробезопасность. Защитное заземление, зануление. – Введ. 30.06.1982, - Москва: Государственный стандарт союза ССР, 1982. – 10 с.;

54. СП 17.13330.2017 Кровли. Актуализированная редакция – Введ. 01.12.2017, - Москва: Стандартиформ, 2021. – 60 с.;

55. РД-11-06-2007. Методические рекомендации о порядке разработки проектов производства работ грузоподъемными машинами и технологических карт погрузочно-разгрузочных работ. – Введ. 01.07.2007, - ОАО НТЦ «Промышленная безопасность», 2007. – 237 с.;

56. ГОСТ 10704-91 Трубы стальные электросварные прямошовные. Сортамент – Введ. 01.01.1993, - Министерством металлургии СССР, 1993 г. – 7 с.;

57. СП 42.13330.2016. Свод правил. Градостроительство. Планировка и застройка городских и сельских поселений. – Введ. 30.12.2016, - Москва: Минстрой России, 2021. – 125 с.;

58. Сайт администрации г. Санкт-Петербург [Электронный ресурс] – URL: <https://www.gov.spb.ru>;

Инов. № подл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата

					ДП 08.05.01 ПЗ	Лист 197
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата		

59. Приложение к постановлению правительства. Государственная программа Санкт-Петербурга «Развитие физической культуры и спорта в Санкт-Петербурге» от 28.02.2023 №136 и от 04.05.2023 № 395.;

60. Публичная кадастровая карта Санкт-Петербурга на 12.06.2023 – URL: <https://egrp365.org/map/?id=g2bOx9> [Электронный ресурс];

61. Приложение №10 к приказу Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 26 декабря 2019 г. №876/пр. Федеральные единичные расценки на строительные работы «ФЕР 81-02-06-2001». Сборник 10. Деревянные конструкции [Электронный ресурс];

62. Распоряжение Правительства Санкт-Петербурга «Об утверждении Индексов пересчета сметной стоимости строительства объекта на февраль 2023 года» от 31.01.2023 г. №8-р.;

63. Приказ Минстроя России от 21 декабря 2020 г. № 812/пр «Об утверждении методики по разработке и применению нормативов накладных расходов при определении сметной стоимости строительства, реконструкции, капитального ремонта, сноса объектов капитального строительства» // Электронный фонд нормативно-технической и нормативно-правовой информации Консорциума «Кодекс». – URL: <http://docs.cntd.ru.;>

64. Приказ Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 11.12.2020 № 774/пр «Об утверждении Методики по разработке и применению нормативов сметной прибыли при определении сметной стоимости строительства, реконструкции, капитального ремонта, сноса объектов капитального строительства» // Электронный фонд нормативно-технической и нормативно-правовой информации Консорциума «Кодекс». – URL: <http://docs.cntd.ru.;>

65. Приказ Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 19.06.2020 № 332/пр «Об утверждении Методики определения затрат на строительство временных зданий и сооружений, включаемых в сводный сметный расчет стоимости строительства объектов капитального строительства» // Электронный фонд нормативнотехнической и нормативно-правовой информации Консорциума «Кодекс». – URL: <http://docs.cntd.ru.;>

66. Приказ Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 25.05.2021 № 325/пр «Об утверждении Методики определения дополнительных затрат при производстве работ в зимнее время» // Электронный фонд нормативно-технической и нормативноправовой информации Консорциума «Кодекс». – URL: [http://docs.cntd.ru.](http://docs.cntd.ru.;)

Ив. № подл.	Ив. № дубл.	Взам. Ив. №	Ив. №	Ив. №	Ив. №
Подп. и дата					

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	ДП 08.05.01 ПЗ	Лист 198

## ПРИЛОЖЕНИЕ А

### Теплотехнический расчет наружных ограждающих конструкций

Расчёт проведён с учётом требований следующих нормативных документов: СП50.13330.2012, СП131.13330.2018.

Требуемое сопротивление теплопередаче  $R_0^{тр}$ , Вт/(м<sup>2</sup> · °С), ограждающих конструкций определяется по формуле

$$R_0^{тр} = \frac{n(t_B - t_H)}{\Delta t^H \cdot \alpha_B},$$

где  $n$  – коэффициент, принимаемый в зависимости от положения наружной поверхности ограждающих конструкций по отношению к наружному воздуху. Для покрытий с кровлей из рулонных материалов  $n$  равен 0,9;

$t_B$  – температура внутреннего воздуха равная +16°С;

$t_H$  – температура воздуха наиболее холодной пятидневки с обеспеченностью 0,92, равная - 24°С;

$\Delta t^H$  – нормативный температурный перепад между температурой внутреннего воздуха и температурой внутренней поверхности ограждающей конструкции, равный 4,0;

$\alpha_B$  – коэффициент теплоотдачи (для зимних условий) наружной поверхности ограждающей конструкции, Вт/(м<sup>2</sup> · °С), принимается равным 8,7.

$$R_0^{тр} = \frac{0,9 \cdot [16 - (-24)]}{4,0 \cdot 8,7} = 1,035 \text{ Вт/(м}^2 \cdot \text{°С)}.$$

Сопротивление теплопередаче по условиям энергосбережения  $R_0^{эн}$  принимается в зависимости от величины градусо-суток отопительного периода (ГСОП):

$$\text{ГСОП} = (t_B - t_{от.пер.}) \cdot Z_{от.пер.},$$

где  $t_B$  – то же, что в формуле 3.11;

$Z_{от.пер.}$  – продолжительность периода со среднесуточной температурой ниже 8°С равная 211 суток;

$t_{от.пер.}$  – среднегодовая температура со среднесуточной температурой ниже 8°С равная -1,2 °С.

Изн. № подл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата

					ДП 08.05.01 ПЗ	Лист 199
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата		

$$ГСОП = (16 - (-1,2)) \cdot 211 = 3629,2.$$

Интерполяцией определяем:  $R_0^{\text{ЭН}} = 3,53 \text{ (м}^2 \cdot \text{°C)/Вт}$ . Далее в расчетах будем принимать  $R_0^{\text{расч}}$  как максимальное из  $R_0^{\text{ТР}}$  и  $R_0^{\text{ЭН}}$ .

### 1) Определение утепляемого слоя наружной стеновой панели.

Состав и характеристика элементов стенового ограждения представлены в таблице Б1.

Таблица Б1 – Состав и характеристика элементов стенового ограждения

Наименование	Плотность $\rho$ , кг/м <sup>3</sup>	Толщина слоя $\delta$ , м	Теплопроводность $\lambda$ , Вт/м·°C
1) Стальной лист	7850	0,001	58
2) Минераловатная плита	35	X	0,037
3) Стальной лист	7850	0,001	58

Находим термическое сопротивление утеплителя  $R_{\text{ут.}}$ , (м<sup>2</sup> · °C)/Вт:

$$R_{\text{ут.}} = \left( R_0^{\text{расч}} - \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} - \sum R_{\text{к-ут}} - \frac{1}{\alpha_{\text{н}}} \right),$$

где  $R_{\text{к-ут}}$  – суммарное термическое сопротивление всех конструктивных слоев (всех слоев, кроме утеплителя), Вт/(м<sup>2</sup> · °C), определяемое по формуле:

$$\sum R_{\text{к-ут}} = \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} = \frac{0,001}{58} + \frac{0,001}{58} = 0,000035 \text{ (м}^2 \cdot \text{°C)/Вт},$$

где  $\delta_1$  и  $\delta_3$  – толщины стального листа равные 1 мм или 0,001 м;

$\lambda_1$  и  $\lambda_3$  – коэффициенты теплопроводности стального листа равный, 58 Вт/(м<sup>2</sup>·°C).

Термическое сопротивление утеплителя:

$$R_{\text{ут.}} = \left( R_0^{\text{расч}} - \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} - \sum R_{\text{к-ут}} - \frac{1}{\alpha_{\text{н}}} \right),$$

где  $\alpha_{\text{в}}$  – коэффициент теплоотдачи (для зимних условий) наружной поверхности ограждающей конструкции, Вт/(м<sup>2</sup> · °C), принимается равным 8,7;

$\alpha_{\text{н}}$  – коэффициент теплоотдачи (для зимних условий) наружной поверхности ограждающей конструкции, принимаемый равным 12.

Изн. № полл.	Изн. № докум.	Подп.	Дата
Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Инв. №	Инв. №
Подп. и дата	Подп. и дата	Подп. и дата	Подп. и дата

$$R_{ут} = \left( 3,53 - \frac{1}{8,7} - 0,000035 - \frac{1}{12} \right) = 3,33 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{°С}).$$

Тогда толщина утеплителя  $\delta_{ут}$ , м равна:

$$\delta_{ут} = \lambda_{ут} \cdot R_{ут},$$

где  $\lambda_{ут}$  – коэффициент теплопроводности утеплителя (минераловатная плита), равный  $0,037 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{°С})$ .

$$\delta_{ут} = 0,037 \cdot 3,33 = 0,1192 \text{ м} = 120 \text{ мм}.$$

Округляем толщину до 120 мм.

Сопротивление теплопередаче ограждающих конструкций  $R_0$  должно быть не менее требуемого сопротивления теплопередаче  $R_0^{тр}$ , определяемого из санитарно-гигиенических и комфортных условий, а также приведенного сопротивления теплопередаче сбережения  $R_0^{эп}$ .

$$R_0^{тр} \leq R_0 \leq R_0^{эп}.$$

Сопротивление теплопередаче ограждающей конструкции определяют по формуле

$$R_0 = \frac{1}{a_{в}} + \sum R_{к-ут} + \frac{1}{a_{н}} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,001}{58} + \frac{0,12}{0,037} + \frac{0,001}{58} + \frac{1}{12} = 3,44;$$

$$R_0 = 3,44 \text{ (м}^2 \cdot \text{°С)/Вт}.$$

Условие выполняется:  $1,035 \leq 3,44 \leq 3,53, \text{ (м}^2 \cdot \text{°С)/Вт}$ .

В качестве утеплителя приняты минераловатные плиты толщиной 120 мм по ГОСТ 9573 – 2012 [22].

## 2) Определение утепляемого слоя наружной кирпичной стены с навесным фасадом.

Состав и характеристика элементов стенового ограждения представлены в таблице Б2.

Суммарное термическое сопротивление:

Изн. № полл.	Подп. и дата	Взам. Инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

ДП 08.05.01 ПЗ

Лист  
201



## ПРИЛОЖЕНИЕ Б

### Калькуляция затрат труда и машинного времени

№	Обоснование	Наименование работ	Объем работ		Состав звена	На единицу измерения		На объем работ	
			Ед. изм.	Кол-во		Норма времени, чел.-час.	Норма времени, маш.-час.	Трудо-емкость, чел.-час	Машино-емкость, маш.-час.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
<b>Земельные работы</b>									
1	Е2-1-5 табл. 1 1 б	Срезка растительного слоя бульдозером ДЗ-8 (марка трактора Т-100), группа грунтов II	1000 м <sup>2</sup>	17,35	Машинист 6 разр. -1	–	1,8	–	31,24
2	Е2-1-11 табл. 3 4 а	Разработка грунта в котлованах одноковшовыми экскаваторами, оборудованными обратной лопатой с зубьями (Ковша = 0,5 м <sup>3</sup> ) с погрузкой в транспортное средство	100 м <sup>3</sup>	202,67	Машинист 6 разр. -1	–	3,5	–	709,33
3	Е2-1-60 табл. 1 7 б	Выравнивание поверхности естественной плотности	100 м <sup>2</sup>	60	Землекоп 2 разр.- 1; Землекоп 1 разр.- 1	6	–	360	–
4	Е2-1-34 табл. 1 2 б	Засыпка траншей и котлованов бульдозером ДЗ-8, группа грунта II	100 м <sup>3</sup>	131,73	Машинист 6 разр. -1	–	0,43	–	56,65

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	Е2-1-31 табл.3 1 в	Уплотнение грунта самоходным катком ДУ- 31А (Д-627А).	1000 м <sup>2</sup>	8,68	Машинист 6 разр. -1	–	0,79	–	6,85
<b>Фундамент</b>									
6	Е12-27 табл.1 2 з	Вертикальное погружение одиночных свай пневмоколесными копрами	1 свая	1189	Машинист 6 разр. -1; Копровщик 5 разр.-1	3,60	1,2	4280,40	1426,8
7	У6-1	Устройство бетонной подготовки	м <sup>3</sup>	138,1	Бетонщик 3 разр. -1; Бетонщик 2 разр. -1	1,70	18	234,77	24,86
8	Е12-39 табл.2 3 в	Срубка голов свай сечением 0,3 х 0,3 м, с длиной участка вырубаемого бетона 0,3 м	1 свая	1189	Бетонщик 3 разр. -2	0,76	–	903,64	–
9	Е4-1-34 табл.2 3 а	Установка деревянной опалубки	м <sup>2</sup>	1448,4	Плотник 4 разр. -1; Плотник 3 разр. - 1	0,40	–	579,36	–
10	Е4-1-34 табл.2 3 б	Разборка деревянной опалубки	м <sup>2</sup>	1448,4	Плотник 4 разр. -1; Плотник 3 разр. - 1	0,10	–	144,84	–
11	Е4-1-46 табл.2 1 г	Установка и вязка арматуры отдельными стержнями диаметром до 18 мм	т	167,4	Арматурщик 4 разр.-1; Арматурщик 2 разр. -1	8	–	1339,20	–
12	Е4-1-49 табл.1 4 а	Укладка бетонной смеси в конструкции объемом до 25 м <sup>3</sup>	м <sup>3</sup>	1118,1	Бетонщик 4 разр. -1; Бетонщик 2 разр. -1	0,26	18	290,71	201,26

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
<b>Надземная часть</b>									
13	Е4-1-34 табл.3 2 а	Установка деревянной опалубки опорной конструкции арки	м <sup>2</sup>	3980,2	Плотник 5 разр. -1; Плотник 3 разр. - 1	0,40	–	1592,08	–
14	Е4-1-34 табл.3 2 б	Разборка деревянной опалубки опорной конструкции арки	м <sup>2</sup>	3980,2	Плотник 5 разр. -1; Плотник 3 разр. - 1	0,15	–	597,03	–
15	Е4-1-44 табл.2 1 а	Установка сеток и каркасов опорной конструкции арки вручную	1 каркас	22	Арматурщик 3 разр.-1; Арматурщик 2 разр. -2	0,17	–	3,74	–
16	Е4-1-49 табл.2 5 а	Укладка бетонной смеси в опорную конструкцию арки	м <sup>3</sup>	1690	Машинист 4 разр. -1; Бетонщик 2 разр. -2	1,10	18	1859	304,20
17	Е4-1-34 табл.3 2 а	Установка деревянной опалубки колонн 500х500 мм	м <sup>2</sup>	3142,4	Плотник 5 разр. -1; Плотник 3 разр. - 1	0,40	–	1256,96	–
18	Е4-1-34 табл.3 2 б	Разборка деревянной опалубки колонн 500х500 мм	м <sup>2</sup>	3142,4	Плотник 5 разр. -1; Плотник 3 разр. - 1	0,15	–	471,36	–
19	Е4-1-44 табл.2 4 а	Установка сеток и каркасов колонн 500х500 мм вручную	1 каркас	251	Арматурщик 3 разр.-1; Арматурщик 2 разр. -2	0,17	–	42,67	–

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
20	Е4-1-49 табл.2 5 а	Укладка бетонной смеси в колонны 500х500 мм	м <sup>3</sup>	372,64	Машинист 4 разр. -1; Бетонщик 2 разр. -2	1,50	18	558,96	67,08
21	Е4-1-34 табл.6 3 а	Устройство опалубки стен толщиной до 200 мм	м <sup>2</sup>	3375,96	Плотник 5 разр. -1; Плотник 3 разр. - 1	0,25	–	843,99	–
22	Е4-1-34 табл.3 3 б	Разборка опалубки стен толщиной до 200 мм	м <sup>2</sup>	3375,96	Плотник 5 разр. -1; Плотник 3 разр. - 1	0,16	–	540,15	–
23	Е4-1-44 табл.2 4 а	Установка сеток и каркасов стен толщиной до 200 мм	1 каркас	24	Арматурщик 3 разр.-1; Арматурщик 2 разр. -2	0,17	–	4,08	–
24	Е4-1-49 табл.3 1 в	Укладка бетонной смеси стен толщиной до 200 мм	м <sup>3</sup>	337,3	Машинист 4 разр. -1; Бетонщик 2 разр. -2	1,60	18	539,68	60,714
25	Е4-1-35 табл.6 1 а	Устройство подвесной опалубки перекрытий	м <sup>2</sup>	8672,4	Плотник 5 разр. -1; Плотник 3 разр. - 1	0,59	–	5116,72	–
26	Е4-1-35 табл.6 1 б	Разборка подвесной опалубки перекрытий	м <sup>2</sup>	8672,4	Плотник 5 разр. -1; Плотник 3 разр. - 1	0,29	–	2515	–
27	Е4-1-44 табл.2 4 б	Установка сеток и каркасов плит перекрытия	1 каркас	292	Арматурщик 3 разр.-1; Арматурщик 2 разр. -2	0,24	–	70,08	–
28	Е4-1-49 табл.3 1 в	Укладка бетонной смеси плит перекрытия	м <sup>3</sup>	1734,48	Машинист 4 разр. -1; Бетонщик 2 разр. -2	1,60	18	2775,17	312,21

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
29	Е4-1-44 табл.2 4 б	Установка арматурных сеток подстилающего слоя	1 каркас	400	Арматурщик 3 разр.-1; Арматурщик 2 разр. -2	0,24	–	96	–
30	Е4-1-49 табл.3 1 в	Укладка бетонной смеси подстилающего слоя	м <sup>3</sup>	2493	Машинист 4 разр. -1; Бетонщик 2 разр. -2	1,60	18	3988,8	448,74
31	Е-1-9 табл.1 1 а б	Монтаж металлических колонн фахверка	1 констр.	38,00	Машинист 6 разр - 1; Монтажник 6 разр. -1; Монтажник 4 р. - 2; Монтажник 3 р. - 1	3,50	0,70	133	26,60
32	У8-36-В	Кладка внутренних стен из кирпича толщиной в 2,5 кирпича при высоте до 4 м	м <sup>3</sup>	1148,44	Каменщик 5 р. - 1, Каменщик 3 р. - 1, Такелажник 2 р. -1 .	3,20	–	3675,01	–
33	У8-36-В	Кладка внутренних стен из кирпича толщиной в 1 кирпича при высоте до 4 м	м <sup>3</sup>	308,32	Каменщик 5 р. - 1, Каменщик 3 р. - 1, Такелажник 2 р. -1 .	4,20	–	1294,94	–
34	У8-34-Л	Кладка сложных наружных стен из кирпича с совмещённым швом (в 3 кирпича и более)	м <sup>3</sup>	1338,80	Каменщик 5 р. - 1, Каменщик 3 р. - 1, Такелажник 2 р. -1 .	4,70	–	6292,36	–
35	У7-446	Укладка перемычек	шт.	496,00	Машинист 6 р. - 1; Монтажник 4 р. - 1; Монтажник 3 р. - 1; Монтажник 2 р. - 1.	0,57	–	282,72	–
36	Е11-41	Утепление наружных стен	м <sup>2</sup>	5624,00	Термоизол. 4 разр. -1; Термоизол. 3 разр. -1	0,48	–	2699,52	–

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
37	Е8-1-38 табл.1 1 а	Устройств вентилируемого фасада	100 м <sup>2</sup>	56,24	Облицовщик 4 разр.-1; Облицовщик 3 разр.-1	1,30	–	73,11	–
<b>Монтаж деревянного арочного покрытия</b>									
38	Е 1-5 табл.2 13 а,б	Выгрузка элемента С1 весом до 18 т стреловым самоходным краном	100 т	3,329	Машинист 6 разр. - 1; Такелажник 2 разр. - 2	3,36	1,68	11,19	5,59
39	Е 1-5 табл. 2 13 а,б	Выгрузка элемента С2 весом до 18 т стреловым самоходным краном	100 т	3,549	Машинист 6 разр. - 1; Такелажник 2 разр. - 2	3,36	1,68	11,92	5,96
40	Е1-5 табл. 2 12 а,б	Выгрузка элемента С3 весом до 13 т стреловым самоходным краном	100 т	2,405	Машинист 6 разр. - 1; Такелажник 2 разр. - 2	3,60	1,80	8,66	4,33
41	Е 1-5 табл. 2 4 а,б	Выгрузка элемента С3 весом до 2 т стреловым самоходным краном	100 т	1,840	Машинист 6 разр. - 1; Такелажник 2 разр. - 2	8,64	4,32	15,90	7,95
42	Е 1-5 табл. 2 4 а,б	Выгрузка элемента С1 весом до 2 т стреловым самоходным краном	100 т	1,850	Машинист 6 разр. - 1; Такелажник 2 разр. - 2	8,64	4,32	15,98	7,99
43	Е1-5 табл. 2 2 а,б	Выгрузка прогона Д1 весом до 1 т стреловым самоходным краном	100 т	0,168	Машинист 6 разр. - 1; Такелажник 2 разр. - 2	14,4	7,32	2,42	1,23
44	Е 5-1-1 табл.1 1,2	Сортировка конструкций	1 т.	1314,1	Машинист 6 разр. - 1; Монтажник 4 разр. - 1; Монтажник 3 разр. - 1	0,65	0,32	854,2	420,51
45	Е 5-1-2 табл. 1 4 а,б	Установка временных опор для монтажа элементов арки (с перестановкой)	шт.	5	Машинист 6 разр. - 1; Монтажник 4 разр. - 1; Монтажник 3 разр. - 1	0,29	0,17	1,44	0,84

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
46	Е 40-3-21 табл. 1 1 а	Укрупнительная сборка элемента С1	1 м элемента	125,45	Плотник 6 разр. - 1; Плотник 5 разр. - 2; Плотник 3 разр. - 3	0,30	–	37,63	–
47	Е 40-3-21 табл. 1 1 а	Укрупнительная сборка элемента С2	1 м элемента	176,21	Плотник 6 разр. - 1; Плотник 5 разр. - 2; Плотник 3 разр. - 3	0,30	–	52,86	–
48	Е 40-3-21 табл. 1 1 а	Укрупнительная сборка элемента С2	1 м элемента	196,87	Плотник 6 разр. - 1; Плотник 5 разр. - 2; Плотник 3 разр. - 3	0,30	–	59,06	–
49	Е 40-3-39 табл. 3 1 а	Нанесение антисептических и огнезащитных составов на поверхность древесины ручными гидропультами	100 м <sup>2</sup>	115,44	Плотник 3 разр. - 1; Плотник 2 разр. - 1; Разнорабочий - 1	1,80	–	207,79	–
50	Е 40-3-19 табл.2 1 и	Маркировка элементов покрытия	100 деталей	306	Плотник 5 разр. - 1	1,10	–	336,60	–
51	Е 6-9-В табл. 5 2 а,б	Монтаж элемента С1 пролетом до 20 м	1 м элемента	22	Машинист 6 разр. - 1; Плотник 6 разр. - 1; Плотник 4 разр. - 2; Плотник 3 разр. - 3	5,94	0,99	130,68	21,78
52	Е 6-9-В табл. 5 3 а,б	Монтаж элемента С2 пролетом свыше 20 м	1 м элемента	22	Машинист 6 разр. - 1; Плотник 6 разр. - 1; Плотник 4 разр. - 2; Плотник 3 разр. - 3	9,24	1,54	203,28	33,88
53	Е 6-9-В табл. 5 3 а,б	Монтаж элемента С1 пролетом свыше 20 м	1 м элемента	22	Машинист 6 разр. - 1; Плотник 6 разр. - 1; Плотник 4 разр. - 2; Плотник 3 разр. - 3	9,24	1,54	203,28	203,28

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
54	Е 6-9-В табл. 5 1 а,б	Монтаж прогонов-ферм пролетом до 15 м	1 м элемента	220	Машинист 6 разр. - 1; Плотник 5 разр. - 1; Плотник 4 разр. - 2; Плотник 3 разр. - 3	22	0,75	4840	164,56
55	Е 6-9-В табл. 4 1 а,б	Монтаж прогонов Д1	1 м элемента	20	Машинист 6 разр. - 1; Плотник 5 разр. - 1; Плотник 4 разр. - 2; Плотник 3 разр. - 3	3,70	0,62	73,92	12,32
56	Е 5-1-19 табл. 1 1 а	Постановка болтов в узлах стыка элементов арки	на 100 болтов	19,8	Монтажники 4 разр. - 1; Монтажник 3 разр. - 1	9,78	–	193,55	–
57	Е 22-1-3 табл. 1 1 п	Сварка стыковых соединений	на 10 м шва	66	Электросварщики 6 разр.-1; Электросварщики 5 разр.-1	14	–	924,	–
58	Е 5-1-19 табл. 1 1 а	Постановка болтов в узлах соединения прогонов-ферм с арками	на 100 болтов	158,4	Монтажники 4 разр. - 1; Монтажник 3 разр. - 1	9,78	–	1548,36	–
59	Е 5-1-19 табл. 1 1 а	Постановка болтов в узлах соединения прогона Д1 с аркой	на 100 болтов	7,2	Монтажники 4 разр. - 1; Монтажник 3 разр. - 1	9,78	–	70,38	–
60	Е 5-1-2 табл. 1 4 а,б	Демонтаж временных опор	шт.	5	Машинист 6 разр. - 1; Монтажник 4 разр. - 1; Монтажник 3 разр. - 1	0,19	0,11	0,96	0,56

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
<b>Устройство кровли</b>									
61	Е4-1-7 табл. 3 а б	Укладка фанерных плит покрытия	шт.	1968,00	Машинист 6 разр. - 1; Монтажник 3 разр. - 2; Монтажник 3 разр. - 2; Монтажник 2 разр. - 1	0,44	0,11	865,92	216,48
62	Е 11-40 табл. 1 1 а	Оклеечная гидроизоляция	100 м <sup>2</sup>	150,55	Гидроизолировщик 4 разр. -1; Гидроизолировщик 3 разр. -1; Гидроизолировщик 2 разр. -1;	6,70	–	1008,7	–
63	Е4-1-5 табл. 3 б	Покрытие кровли из рулонных и штучных материалов кровельной листовой сталью	м <sup>2</sup>	15055	Кровельщик 4 разр. - 1; Кровельщик 3 разр. - 1	0,17	–	2559,35	–
<b>Заполнение оконных и дверных проемов</b>									
64	Е6-13 табл.1 1 б	Установка оконных блоков	100 м <sup>2</sup>	64,25	Плотник 4 разр. -1; Плотник 3 разр. - 1	59	–	3790,92	–
65	Е6-13 табл.1 1 б	Установка дверных блоков	100 м <sup>2</sup>	10,50	Плотник 4 разр. -1; Плотник 3 разр. - 1	59	–	619,56	–
<b>Устройство полов</b>									
66	Е19-44 табл. 1 1 а	Устройство цементной стяжки с нанесением раствора растворомасосом	100 м <sup>2</sup>	147,74	Бетонщик 3 разр. - 2; Бетонщик 2 разр. - 1	23	–	3398,02	–
67	Е19-19 табл.4 3 е	Устройство полов из керамогранитных плиток 500 х 500 мм	м <sup>2</sup>	14774	Облицовщик - плиточник 4 разр.-1; Облицовщик - плиточник 3 разр.-1;	0,40	–	5909,6	–

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
<b>Отделочные работы</b>									
68	Е8-1-5 табл. 2 4 а	Штукатурная обработка бетонных поверхностей	м <sup>2</sup>	23697	Штукатур 3 разр. - 1	0,30	–	7109,1	–
69	Е8-1-15 табл. 5	Окрашивание поверхностей внутри помещений пистолетом- распылителем	100 м2	177,73	Маляр-строитель 5 разр. -1	3,20	–	568,73	–
70	Е8-1-35 табл.1 1 в	Облицовка внутренних поверхностей плитками при толщине шва 3-5 мм	м <sup>2</sup>	5924,2	Облицовщик - плиточник 4 разр.-1	1,60	–	9478,8	–
<b>Итого</b>								<b>92438,17</b>	<b>3445,75</b>
71	Неучтенные работы		%	10,00				9243,82	344,58
72	Внутренние электро. монтажные работы		%	8,00				7395,05	–
73	Внутренние сантех. монтажные работы		%	10,00				9243,82	–
74	Слаботочные работы		%	5,00				4621,91	–
75	Наружные инженерные сети работы		%	10,00				9243,82	344,58
76	Работы по благоустройству		%	8,00				7395,05	275,66
77	Сдача объекта		%	2,00				1848,76	–
<b>ИТОГО:</b>								<b>141430,41</b>	<b>4410,56</b>

## ПРИЛОЖЕНИЕ В

Футбольный манеж пролетом 100 м в г. Санкт-Петербург

### ЛОКАЛЬНЫЙ СМЕТНЫЙ РАСЧЕТ (СМЕТА) № 02-01-01

на возведение деревянного арочного покрытия футбольного манежа

Составлен базисно-индексным методом

Составлен(а) в текущем (базисном) уровне цен I кв. 2023

Основание: ДП 08.05.01 ТК

Сметная стоимость 261 985,2 тыс. руб.

Средства на оплату труда рабочих 2 733,5 тыс. руб.

№	Обоснование	Наименование работ и затрат	Ед. изм	Кол.	Сметная стоимость в базисном уровне цен, руб.			Индексы	Сметная стоимость в текущем уровне цен, руб.
					на един.	Коэф.	всего		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	ФЕР 10-01-001-02 (применительно)	Укрупнительная сборка и установка конструкций арок и ферм сегментных с металлической затяжкой пролетом: 24 м	шт.	44	1 137,32		51 395,96		885 281,02
	1	ОТ			300,14		13 206,16	34,783	459 349,86
	2	ЭМ			272,61		11 994,84	13,8	165 528,79
	3	в.т.ч ОТм			30,77		1 353,88	34,783	47 092,01
	4	М			564,57		24 841,08	8,587	213 310,35
	11.2.06.01	Конструкции клееные деревянные	м <sup>3</sup>	1140,4					
	11.1.03.03	Брус	м <sup>3</sup>	157,52					
	08.3.05.02	Элементы металлические	т	138,16					
		Итого по расценки			1 137,32		50 042,08		838 189,01
		ФОТ					14 560,04		506 441,87
	Приказ Минстроя России от 21 декабря 2020 г. №812/пр (табл., п.10)	Накладные расходы	%	108			15 724,84		546 957,22
	Приказ Минстроя России от 11 декабря 2020 г. №774/пр (табл., п.10)	Сметная стоимость	%	55			8 008,02		278 543,03
		<b>Всего по позиции</b>					<b>73 774,95</b>		<b>1 663 689,26</b>

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2	ФЕР 10-01-001-01 (применительно)	Укрупнительная сборка и установка конструкций арок и ферм сегментных с металлической затяжкой пролетом: 18 м	шт.	242	799,35		196 917,82		3 124 509,20
	1	ОТ			185,18		44 813,56	34,783	1 558 750,06
	2	ЭМ			133,65		32 343,30	13,8	446 337,54
	3	в.т.ч ОТм			14,36		3 475,12	34,783	120 875,10
	4	М			480,52		116 285,84	8,587	998 546,51
	11.2.06.01	Конструкции клееные деревянные	м <sup>3</sup>	1194,6					
	11.1.03.03	Брус	м <sup>3</sup>	294,47					
	08.3.05.02	Элементы металлические	т	384,88					
		Итого по расценки			799,35		193 442,70		3 003 634,11
		ФОТ					48 288,68		1 679 625,16
	Приказ Минстроя России от 21 декабря 2020 г. №812/пр (табл., п.10)	Накладные расходы	%	108			52 151,77		1 813 995,17
	Приказ Минстроя России от 11 декабря 2020 г. №774/пр (табл., п.10)	Сметная стоимость	%	55			26 558,77		923 793,84
		<b>Всего по позиции</b>					<b>272 153,25</b>		<b>5 741 423,11</b>

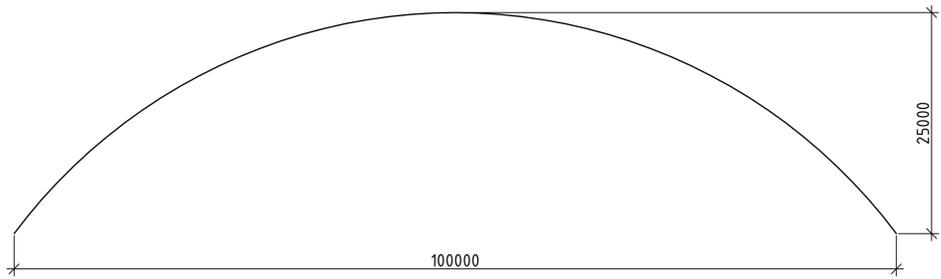
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
3	ФЕР 10-01-001-05	Установка балок пролетом: 12 м	1 конструкция	20	261,49		5 381,00		91 330,57	
	1	ОТ			60,96		1 219,20	34,783	42 407,43	
	2	ЭМ			88,48		1 769,60	13,8	24 420,48	
	3	в.т.ч ОТм			7,56		151,20	34,783	5 259,19	
	4	М			112,05		2 241,00	8,587	19 243,47	
	11.2.06.01	Конструкции клееные деревянные	м <sup>3</sup>	35,437						
	08.3.05.02	Элементы металлические	т	3,68						
		Итого по расценки			261,49		5 229,80		86 071,38	
		ФОТ					1 370,40		47 666,62	
		Приказ Минстроя России от 21 декабря 2020 г. №812/пр (табл., п.10)	Накладные расходы	%	108			1 480,03		51 479,95
		Приказ Минстроя России от 11 декабря 2020 г. №774/пр (табл., п.10)	Сметная стоимость	%	55			753,72		26 216,64
		<b>Всего по позиции</b>						<b>7 463,55</b>		<b>163 767,98</b>

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
4	ФЕР 10-01-091-01	Обработка деревянных конструкций антисептиком-антипиреном при помощи аппарата аэрозольно-капельного распыления	100 м <sup>2</sup>	288,6	86,94		25 624,79		652 381,97	
	1	ОТ			47,94		13 835,48	34,783	481 239,64	
	2	ЭМ			37,17		10 727,26	13,8	148 036,22	
	3	в.т.ч ОТм			1,85		533,91	34,783	18 570,99	
	4	М			1,83		528,14	8,587	4 535,12	
	11.2.06.02	Антисептик-антипирен	кг	7182,5						
		Итого по расценки			86,94		25 090,88		633 810,98	
		ФОТ					14 369,39		499 810,63	
		Приказ Минстроя России от 21 декабря 2020 г. №812/пр (табл., п.10)	Накладные расходы	%	108			15 518,95		539 795,48
		Приказ Минстроя России от 11 декабря 2020 г. №774/пр (табл., п.10)	Сметная стоимость	%	55			7 903,17		274 895,85
		<b>Всего по позиции</b>					48 513,00		<b>1 448 502,31</b>	
5	ФССЦ 11.2.06.01-0014	Конструкции гнуто-клееные деревянные постоянного сечения, тип клея ФРФ-50	м <sup>3</sup>	1786,7	7 130,30		12 739 920,92	8,587	<b>109 397 700,93</b>	
6	ФССЦ 11.2.06.02-0044	Конструкции прямолинейные клееные постоянного сечения, тип клея ФРФ-50	м <sup>3</sup>	583,74	5 000,00		2 918 685,00	8,587	<b>25 062 748,10</b>	

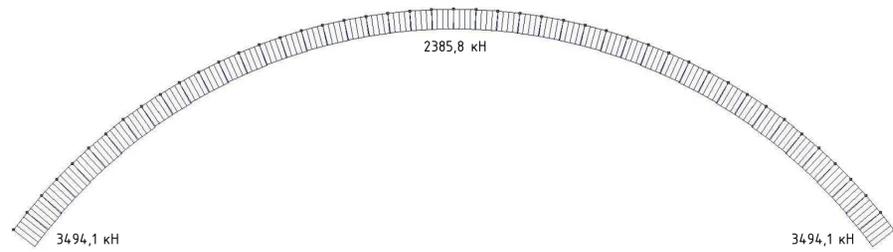
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
7	ФССЦ 11.1.03.03-0014	Брусья необрезные, хвойных пород, длина 4-6,5 м, все ширины, толщина 150 мм и более, сорт I	м <sup>3</sup>	451,99	1 662,22		751 313,47	8,587	<b>6 451 528,74</b>
8	ФССЦ 08.4.03.03-0013	Горячекатанная арматурная сталь класса А500 С, диаметром: 40 мм	т	164,74	5 457,78		899 114,68	8,587	<b>7 720 697,73</b>
9	ФССЦ 08.4.03.03-0010	Горячекатанная арматурная сталь класса А500 С, диаметром: 28 мм	т	22,31	5 488,60		122 450,67	8,587	<b>1 051 483,87</b>
10	ФССЦ 08.3.05.02-0004	Прокат толстолистовой горячекатаный в листах с обрезными кромками толщиной 9-12 мм, шириной от 1400 до 1500 мм, сталь: С345	т	526,72	6 642,23		3 498 608,67	8,587	<b>30 042 552,65</b>
11	ФССЦ 08.3.05.02-0103	Прокат толстолистовой горячекатаный в листах, толщина 30 мм, сталь: С345	т	38,115	5 681,30		216 542,75	8,587	<b>1 859 452,59</b>
12	ФССЦ 08.3.08.03-0005	Прокат угловой горячекатаный нормальной точности прокатки немерной длины из стали: С345	т	27,72	6 216,18		172 312,51	8,587	<b>1 479 647,52</b>
<b>Итого по смете</b>									
		Итого прямые затраты по смете					21 592 754,12		187 627 517,60
		в том числе:							
		ОТ (оплата труда)					73 074,40		2 541 746,99
		ЭМ (эксплуатация машин и механизмов)					56 835,00		784 323,03
		М (материальные ресурсы)					21 462 844,72		184 301 447,58
		Итого ФОТ					78 588,51		2 733 544,28
		Итого накладные ресурсы					84 875,60		2 952 227,83
		Итого сметная прибыль					43 223,68		1 503 449,36
		Итого по смете					21 720 853,40		<b>192 083 194,78</b>

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
	Приказ Минстроя России от 19 июня 2020 г. №332/пр (прил.1, п.50)	Временные здания и сооружения (1,8 %)						390 975,36		3 457 497,51
		<b>Итого с временными зданиями и сооружениями</b>						22 111 828,76		<b>195 540 692,29</b>
	Приказ Минстроя России от 25 мая 2021 г. №325/пр (прил.3, п.10.1)	Производство работ в зимнее время (1,5 %)						331 677,43		2 9333 100,38
		<b>Итого с зимним удорожанием</b>						22 443 506,19		<b>198 473 802,67</b>
	Приказ Минстроя России от 4 августа №421/пр (п.179)	Непредвиденные траты (10%)						2 244 350,62		19 847 380,27
		<b>Итого с непредвиденными затратами</b>						24 687 856,81		<b>218 321 182,94</b>
	НК РФ	НДС (20 %)						4 937 571,36		43 664 236,59
		<b>ВСЕГО ПО СМЕТЕ</b>						29 625 428,17		<b>261 985 419,52</b>

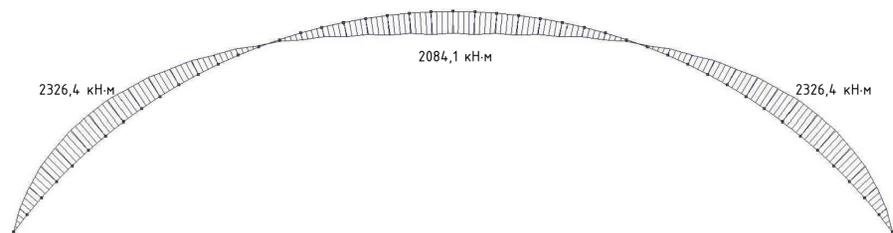
Геометрическая схема арки. Вариант I



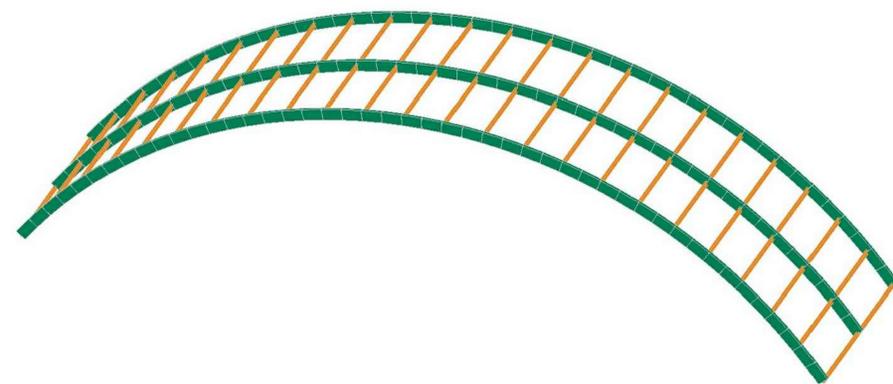
Эпюра усилий N<sub>max</sub>. Вариант I



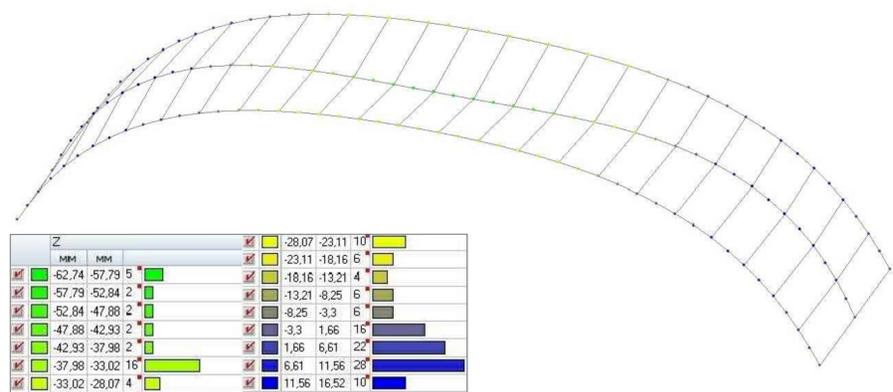
Эпюра усилий M<sub>max</sub>. Вариант I



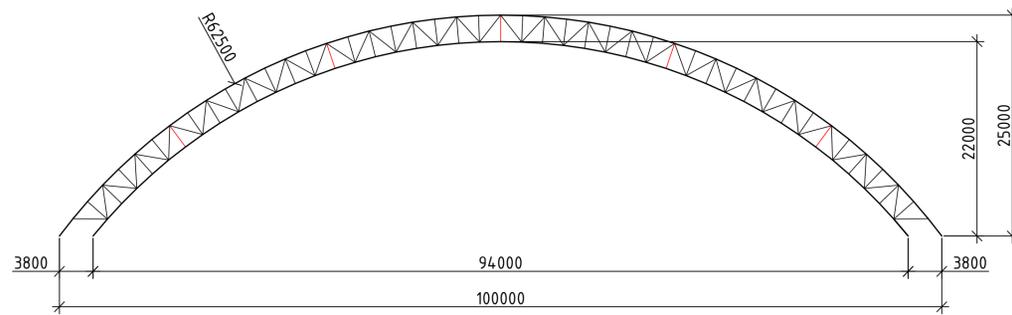
Фрагмент арочного покрытия. Вариант I



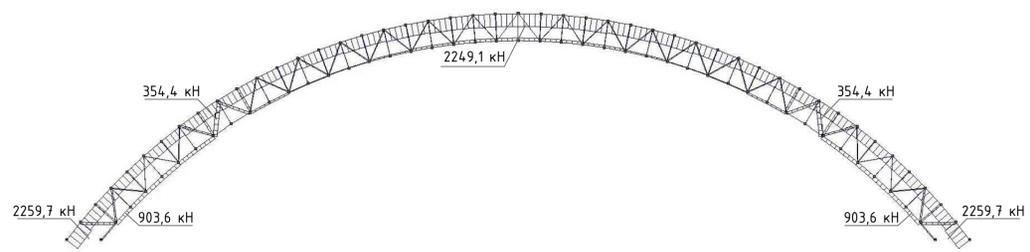
Перемещение по вертикали Z. Вариант I



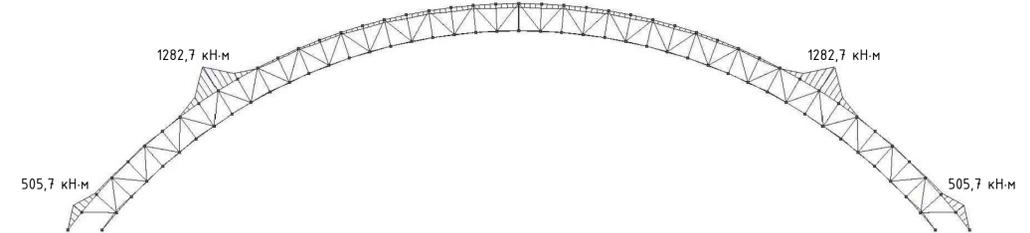
Геометрическая схема арки. Вариант II



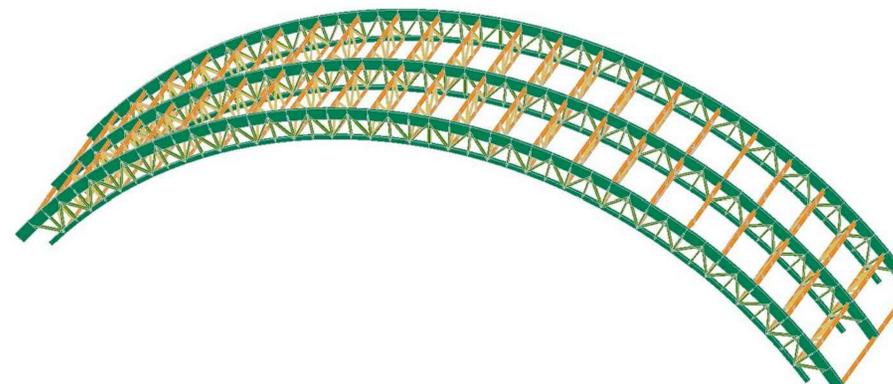
Эпюра усилий N<sub>max</sub>. Вариант II



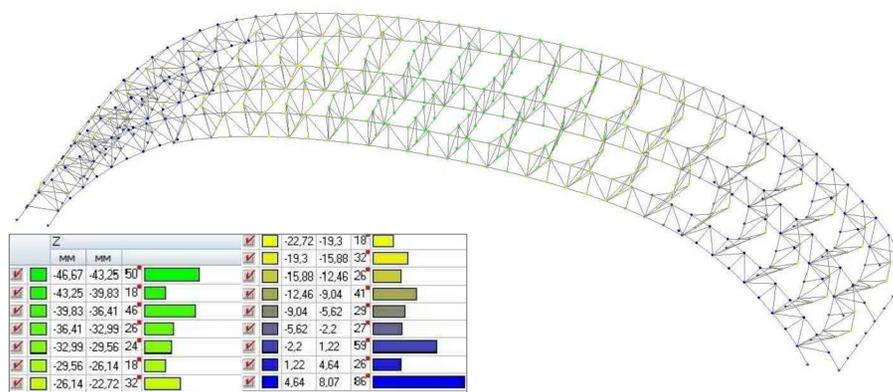
Эпюра усилий M<sub>max</sub>. Вариант II



Фрагмент арочного покрытия. Вариант II



Перемещение по вертикали Z. Вариант II



**Вариант I - Дощато-клееная арка сплошного сечения**

В качестве конструктивной схемы несущей конструкции покрытия футбольного манежа рассмотрим двухшарнирные арки из клееной древесины. Расстановку арок принять вдоль здания пролетом 100 м, шаг арок 12 м, количество равное 11 шт. Длина каркасной части здания 192 м. Материал - древесина из сосны I-го сорта.  
 В конструкции покрытия прогоны укладываются в виде однопролетных балок, расположенных поперек ската с шагом в 5 м. Прогон постоянного сечения.  
 Распорные усилия воспринимаются опорными нижележащими конструкциями, сопряжение шарнирное.

**Вариант II - Дощато-клееная арка сквозного сечения**

Рассмотрим в качестве несущей конструкции покрытия - двухшарнирную арку, представляющую собой большепролетную конструкцию криволинейного сечения. В пролете имеет решетчатый конструктив. Пролет 100 м, шаг арок 12, количество равное 11. Длина каркасной части здания 192 м. Материал - древесина из сосны I-го сорта.  
 В качестве прогонов выступают деревянные фермы, расположенные поперек ската с шагом в 5 м. Ферма имеет клеёные верхний и нижний пояса постоянного сечения. Решётка фермы  
 Распорные усилия воспринимаются опорными нижележащими конструкциями. Сопряжение верхнего и нижнего поясов с опорной конструкцией шарнирное. Опирание арки происходит, как на верхний, так и на нижний пояс.

Вариантное проектирование заключается в подборе несущей конструкции покрытия - двухшарнирной арки пролетом l = 100 м.  
 Нормативное ветровое давление составляет 0,23 кПа, II ветровой район.  
 Нормативное снеговое давление составляет 1,5 кПа, III снеговой район.

По полученным усилиям при помощи программы Декор выполняем подбор элементов арок.

**Усилия в элементах арки**

Наименование элемента	Усилия					
	N <sub>max</sub> , кН	M <sub>сооп.</sub> , кН·м	Q <sub>сооп.</sub> , кН	N <sub>сооп.</sub> , кН	M <sub>max</sub> , кН·м	Q <sub>сооп.</sub> , кН
Вариант I						
Верхний пояс	-3494.1	-1270.1	149.2	-2464.2	-2326.4	-11.5
Вариант II						
Верхний пояс	-2259.7	-287.4	116.9	-2152.3	-1282.7	381.5
Нижний пояс	-903.6	23.2	23.4	-519.6	-81.5	-28.6
Раскос	-354.4	0	0	0.7	0.7	0.8
Стойка	351.6	0	0	0.3	0.3	0

**Сечение элементов арки**

Наименование элемента	Сечение элементов арки		
	Ширина сечения, мм	Высота сечения, мм	Толщина ламели, мм
Вариант I			
Верхний пояс	640	2660	28
Вариант II			
Верхний пояс	640	2100	28
Нижний пояс	540	560	28
Раскос	200/200 (спаренный)	200	-
Стойка	200/200 (спаренный)	200	-

**Технико-экономическое сравнение конструктивных решений**

Одним из критериев выбора варианта покрытия является перемещение по вертикали Z, мм. Значение перемещения берем из ПК SCAD, предварительно меняя жесткости (сечения) элементов.  
 Согласно результатам расчета, максимальная величина вертикальных перемещений элементов (Вариант I) составляет 62,7 мм, что меньше 330 мм, составляющим 1/300 пролета.  
 Согласно результатам расчета, максимальная величина вертикальных перемещений элементов (Вариант II) составляет 46,67 мм, что меньше 330 мм, составляющим 1/300 пролета.

Стоимость клееной сухой древесины базируется на ФССЦ 11.2.06.01-0014 с учетом индексов на I кв. 2023 года.

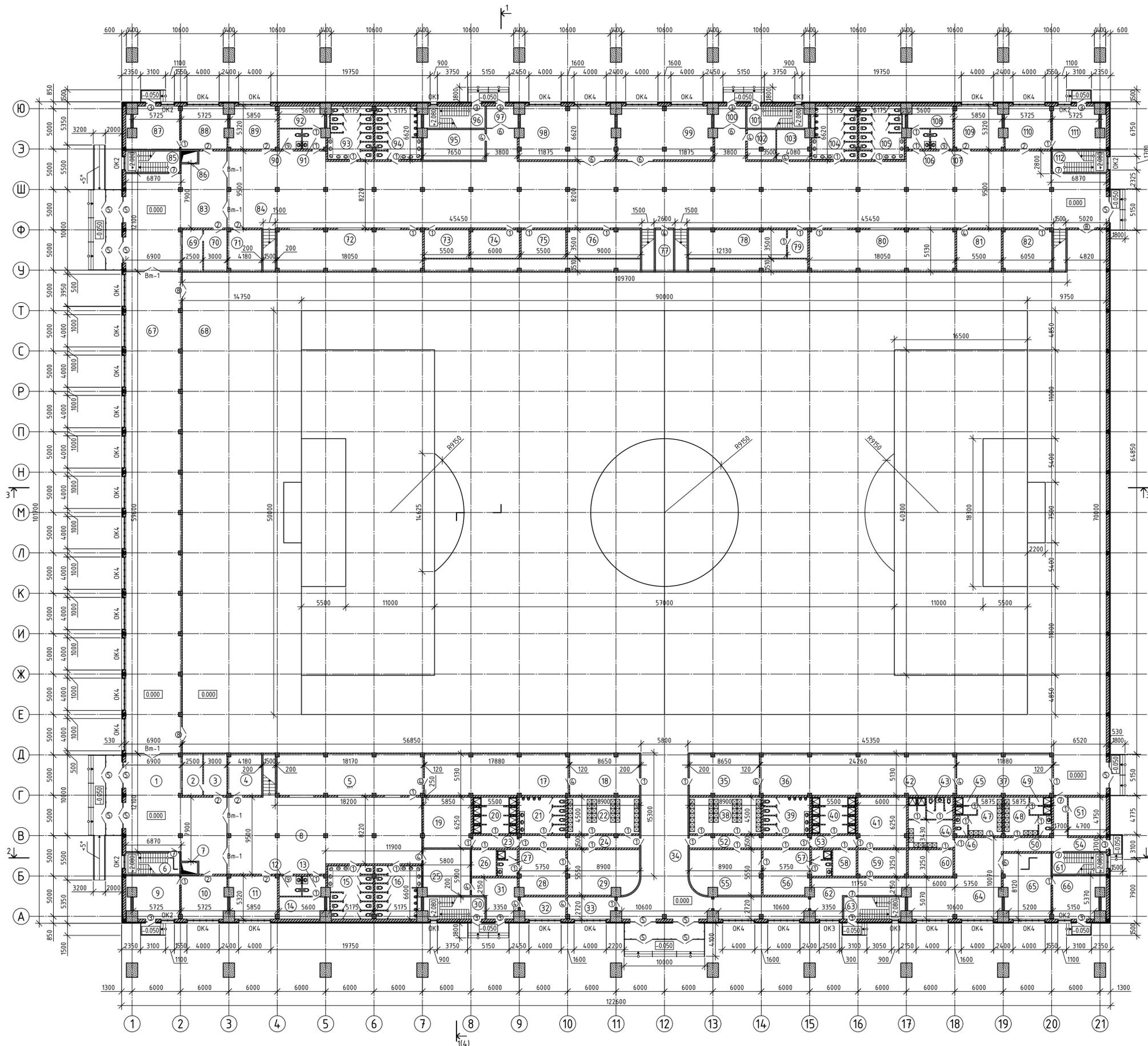
**Технико-экономическое сравнение вариантов**

Наименование показателя	Ед. изм.	Вариант I	Вариант II
Объем клееной древесины на 1 арку	м <sup>3</sup>	197.3	187.7
Объем клееной древесины с учетом отходов	м <sup>3</sup>	295.9	281.5
Стоимость 1-ой арки	тыс.руб	12 080.3	11 492.5
Перемещения по вертикали Z, мм	мм	62.7	46.7

Вывод: В результате технико-экономического сравнения вариантов принимаем для дальнейшей работы второй, как наиболее экономичный и эффективный.

ДП-08.05.01 КР					
ФГАОУ ВО "Сибирский федеральный университет" Инженерно-строительный институт					
Изм	Лист	№докум.	Подпись	Дата	
Разработал	Деордиев А С			Футбольный манеж пролетом 100 м в г.Санкт-Петербург	Страницы
Консультант	Максимов А В				Лист
Руководитель	Максимов А В			Вариантное проектирование	Листов
Ведущий инженер	Деордиев С В				15
				Кафедра СКУС	

План первого этажа на отметке 0.000



Экспликация помещеение первого этажа (начало)

Номер помещения	Наименование	Площадь кв. м	Кат.
1	Кассовый вестибюль	132.9	
2	Кассы продажи билетов	12.8	
3	Комната отдыха работников касс	14.8	
4	Комната охраны	21.2	
5	Гардеробная	89.9	
6	Лестничная клетка	17.7	
7	Лифт-подъемник для МГН	2.8	
8	Вестибюль	213.6	
9	Складское помещение	30.8	
10	Буфет	29.3	
11	Комната отдыха обслуж. персонала	29.9	
12	Уборная для МНГ	6.8	
13	Уборная для обслуж. персонала	6.4	
14	Подсобное помещение	14.7	
15	Женская уборная	35.6	
16	Мужская уборная	35.6	
17	Техническое помещение	90.9	
18	Инвентарная	44.1	
19	Массажный кабинет	36.5	
20	Душевая комната для спортсменов	24.7	
21	Уборная для спортсменов	25.8	
22	Раздевалка для спортсменов	40.0	
23	Преддушевая комната	8.2	
24	Коридор	22.2	
25	Вентиляционная камера	32.5	В4
26	Подсобное помещение	9.8	
27	Уборная для тренера	8.1	
28	Тренерская	31.6	
29	Комната отдыха спортсменов	47.4	
30	Лестничная клетка	20.1	
31	Техническое помещение	22.5	
32	Электрощитовая	14.7	
33	Комната охраны	15.2	
34	Холл	137	
35	Инвентарная	44.1	
36	Техническое помещение	122.4	
37	Складское помещение	60.4	
38	Раздевалка для спортсменов	40.0	
39	Уборная для спортсменов	25.8	
40	Душевая комната для спортсменов	24.7	
41	Массажный кабинет	37.5	
42	Душевая комната для судей	5.7	
43	Уборная для судей	8.7	
44	Судейская раздевалка	18.8	
45	Женская душевая для персонала	5.7	
46	Женская уборная для персонала	3.9	
47	Женская раздевалка для персонала	17.3	
48	Мужская раздевалка для персонала	17.3	
49	Мужская душевая для персонала	5.7	
50	Мужская уборная для персонала	3.9	
51	Инвентарная	22.3	
52	Коридор	22.2	
53	Преддушевая комната	8.2	
54	Коридор	30.6	
55	Комната отдыха спортсменов	47.4	
56	Тренерская	31.6	
57	Уборная для тренера	8.1	

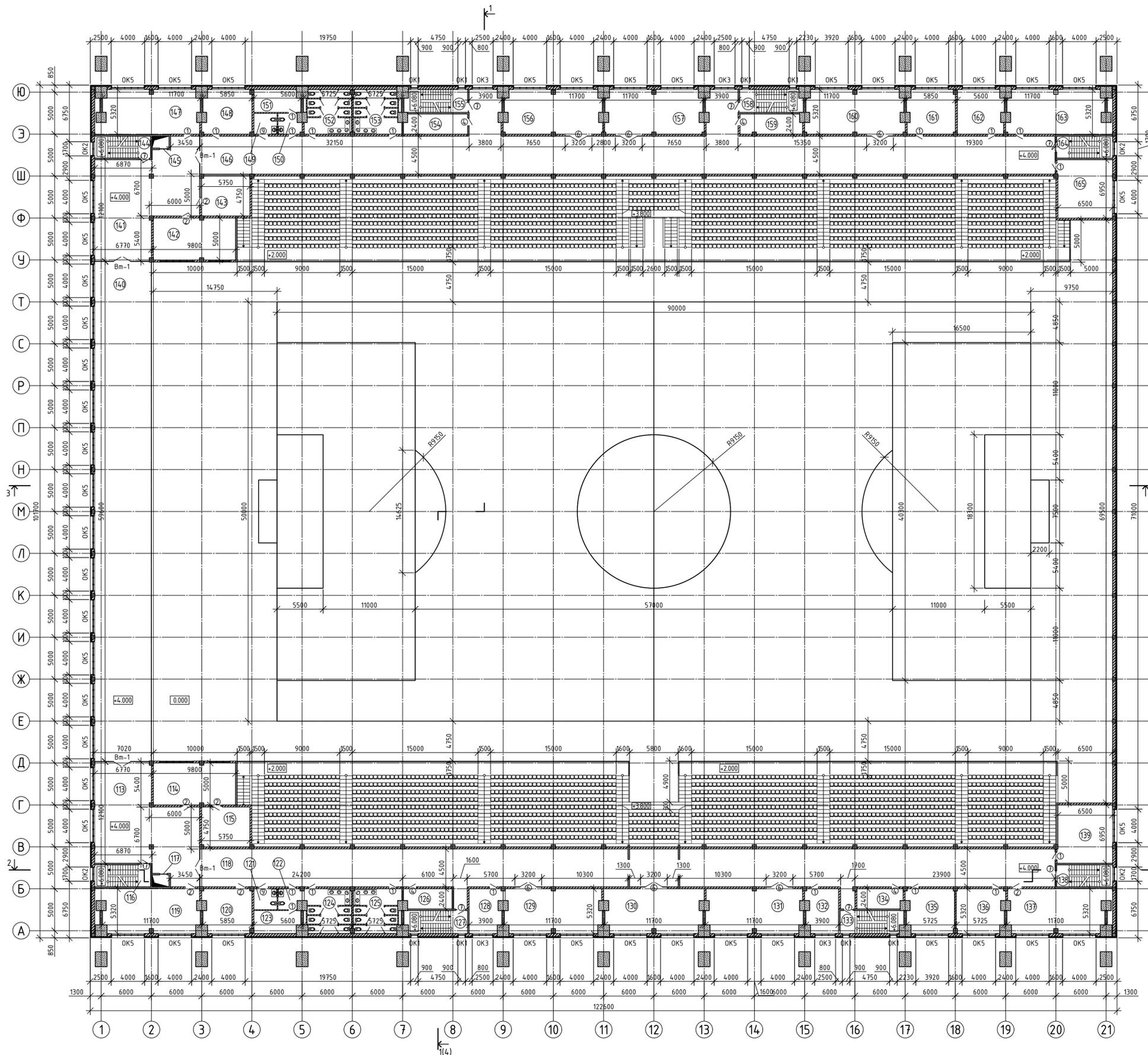
Экспликация помещеение первого этажа (окончание)

Номер помещения	Наименование	Площадь кв. м	Кат.
58	Подсобное помещение	9.4	
59	Медицинский пункт	19.5	
60	Комната отдыха судей	18.8	
61	Лестничная клетка	17.3	
62	Коридор	65.2	
63	Лестничная клетка	20.1	
64	Холл	85.2	
65	Буфет	46.2	
66	Складское помещение	30.6	
67	Вестибюль	40.8	
68	Спортивное ядро с футбольным полем размером 50х90 м	6782.8	
69	Кассы продажи билетов	12.8	
70	Комната отдыха работников касс	14.8	
71	Комната охраны	21.2	
72	Гардеробная	91.3	
73	Кабинет администратора	19.2	
74	Кабинет помощника администратора	21.0	
75	Кабинет начальника охраны	19.2	
76	Кабинет охраны труда	31.3	
77	Техническое помещение	11.3	
78	Медицинский пункт	42.1	
79	Приемная	8.7	
80	Гардеробная	91.3	
81	Мастерская	28.1	
82	Инвентарная	30.7	
83	Кассовый вестибюль	132.9	
84	Вестибюль	852.7	
85	Лестничная клетка	17.7	
86	Лифт-подъемник для МГН	2.8	
87	Складское помещение	30.8	
88	Буфет	29.3	
89	Комната отдыха охраны	29.9	
90	Уборная для МГН	6.8	
91	Уборная для обслуж. персонала	6.4	
92	Подсобное помещение	14.7	
93	Женская уборная	35.6	
94	Мужская уборная	35.6	
95	Вентиляционная камера	28.1	В4
96	Лестничная клетка	20.1	
97	Тамбур	10.0	
98	Магазин спортивного питания	75.5	
99	Магазин спорт. одежды и атрибутики	75.5	
100	Тамбур	10.0	
101	Лестничная клетка	20.1	
102	Электрощитовая	12.9	
103	Техническое помещение	14.5	
104	Мужская уборная	35.6	
105	Женская уборная	35.6	
106	Уборная для обслуж. персонала	6.4	
107	Уборная для МГН	6.8	
108	Подсобное помещение	14.7	
109	Комната отдыха обслуж. персонала	29.9	
110	Буфет	29.3	
111	Складское помещение	30.8	
112	Лестничная клетка	17.7	
Суммарная площадь помещений 1-ого этажа		11 114	

Примечание:  
1. За отметку 0.000 принята отметка чистого пола первого этажа.  
2. Смотреть совместно с листами 3,4 и 5.

				ДП 08.05.01 АР				
				ФГАУ ВО "Сибирский федеральный университет" Инженерно-строительный институт				
Изм	Лист	№ док.	Подпись	Дата	Футбольный манеж пролетом 100 м в г.Санкт-Петербург	Страницы	Лист	Листов
Разработал	Деордиева А.С.					П	2	
Консультант	Сергучева Е.М.				План первого этажа на отметке 0.000 Экспликация помещений первого этажа	Кафедра СКУС		
Руководитель	Максимов А.В.							
Н.Контроль	Максимов А.В.							
В.Ад.кафедры	Деордиев С.В.							

План второго этажа на отметке +4.000



Экспликация помещение второго этажа (начало)

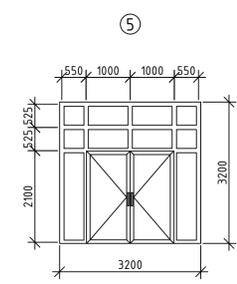
Номер помещения	Наименование	Площадь кв. м	Кат.
113	Холл	132.4	
114	Комната музыкантов	50.1	
115	Помещение хранения аппаратуры	27.3	
116	Лестничная клетка	17.3	
117	Лифт-подъемник для МГН	2.8	
118	Холл	500.3	
119	Рабочее помещения для журналистов и фотографов	61.4	
120	Многофункциональное помещение	27.3	
121	Уборная для МГН	6.8	
122	Уборная для персонала	6.4	
123	Подсобное помещение	14.7	
124	Женская уборная	28.5	
125	Мужская уборная	28.5	
126	Вентиляционная камера	13.4	В4
127	Лестничная клетка	20.1	
128	Складское помещение	19.8	
129	Конференц-зал для встреч с представителями СМИ	59.8	
130	Конференц-зал для встреч представителей МФ и менеджмента соревнований	60.5	
131	Офисное помещение	59.8	
132	Архив	19.8	
133	Лестничная клетка	20.1	
134	Техническое помещение	12.8	
135	Многофункциональное помещение	29.4	
136	Многофункциональное помещение	29.4	
137	Офисное помещение	61.4	

Экспликация помещение второго этажа (окончание)

Номер помещения	Наименование	Площадь кв. м	Кат.
138	Лестничная клетка	17.3	
139	Комната отдыха персонала	32.5	
140	Переход	41.8	
141	Холл	132.4	
142	Аппаратная управление озвучивания и табло	61.4	
143	Контрольный пункт оповещения	27.3	
144	Лестничная клетка	17.3	
145	Лифт-подъемник для МГН	2.8	
146	Холл	500.3	
147	Конференц-зал для сбора сотрудников	61.4	
148	Комната контроля стадиона	27.3	
149	Уборная для МГН	6.8	
150	Уборная для персонала	6.4	
151	Подсобное помещение	14.7	
152	Женская уборная	28.5	
153	Мужская уборная	28.5	
154	Вентиляционная камера	17.8	В4
155	Лестничная клетка	20.1	
156	Офисное помещение	59.8	
157	Офисное помещение	59.8	
158	Лестничная клетка	20.1	
159	Техническое помещение	17.8	
160	Переговорная	60.3	
161	Бухгалтерия	29.7	
162	Кабинет директора	28.7	
163	Секретариат	61.4	
164	Лестничная клетка	17.3	
165	Комната отдыха персонала	32.5	
Суммарная площадь помещений 1-ого этажа		2 440	

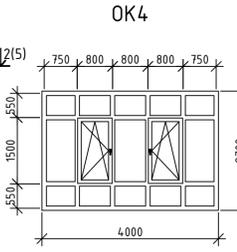
Спецификация заполнения дверных проемов

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол-во	Масса, ед. кг	Примечание
1	ГОСТ 475-2015	ДВ 1 Р 21x9 Г ПрБ М01	86		
2	ГОСТ 475-2015	ДВ 1 Р 21x12 Г ПрБ М01	17		
3	ГОСТ 30970-2014	ДПН Кн Бпр Оп Р 21x12	12		
4	ГОСТ 31173-2016	ДСВ8 А Оп Брз Н П2лс М3 О 21x9	17		
5	Индивид. изготовления	ДПН О Бпр Дл Р 32x32	14		
6	ГОСТ 475-2015	ДВ 1 Р 21x12 Г ПрБ М01	9		
7	ГОСТ 30970-2014	ДПН О Бпр Дл Р 21x32	22		
8	ГОСТ 31173-2016	ДСВ8 А Оп Брз Н П2лс М3 О 21x9	3		
9	ГОСТ 30970-2014	ДПВ Г Бпр Оп Р 21x12	5		
10	ГОСТ 475-2015	ДС 1 Р 21x8 Г ПрБ М03	79		
Вм-1	Индивид. изготовления	Дверь витражная 2000x3200H	10		



Спецификация заполнения оконных проемов

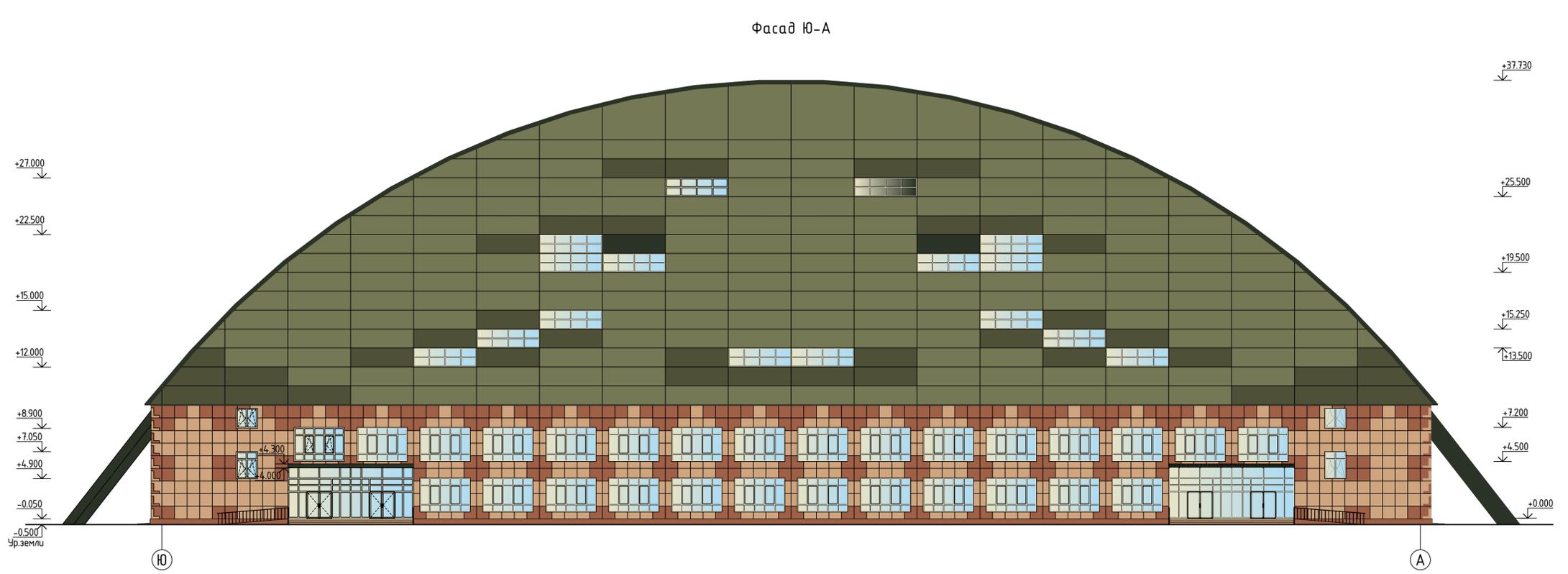
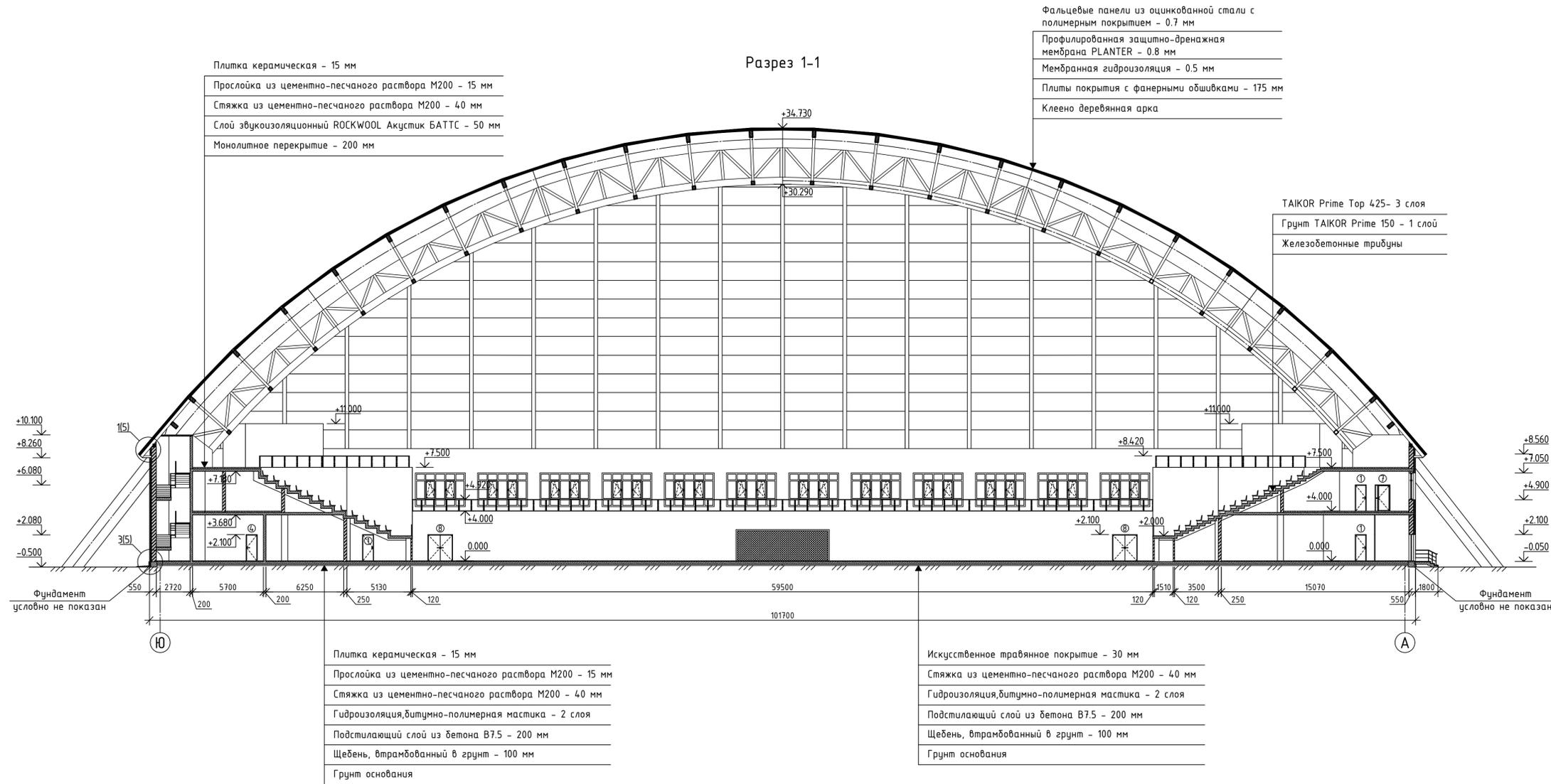
Поз.	Обозначение	Наименование	Кол-во	Масса, ед. кг	Примечание
OK1	ГОСТ 21519-2003	ОАК СПД 2100-900-82 Р В2	12		
OK2	ГОСТ 21519-2003	ОАК СПД 2100-1700-82 Р В2	16		
OK3	ГОСТ 21519-2003	ОАК СПД 2100-2500-82 Р В2	5		
OK4	ГОСТ 21519-2003	ОАК СПД 2700-4000-82 Р В2	29		
OK5	ГОСТ 21519-2003	ОАК СПД 2100-4000-82 Р В2	44		
OK6	ГОСТ 21519-2003	ОАК СПД 650-2500-82 Р В2	10		



Примечание:  
1. Двери выполнены по ГОСТ 30970-2014 и индивидуального изготовления оборудованы доводчиками.  
2. Смотреть совместно с листами 2,3 и 5.

				ДП 08.05.01 АР		
				ФГАОУ ВО "Сибирский федеральный университет" Инженерно-строительный институт		
Изм	Лист	№ док.	Подпись	Дата	Футбольный манеж пролетом 100 м в г.Санкт-Петербург	Стация Лист Листов П 3
Разработал	Деордиева А.С.				План второго этажа на отм. +4.000 Экспликация помещений второго этажа	Кафедра СКУС
Консультант	Сергуляева Е.М.					
Руководитель	Максимов А.В.					
Н.Контроль	Максимов А.В.					
Вед.кафедры	Деордиев С.В.					

Экспликация полов



Помещения	Тип пола	Схема пола или тип пола по серии	Данный элемента пола, мм	Площадь кв. м
Основные помещения первого этажа	1		1. Плитка керамическая - 15; 2. Прослойка из цементно-песчаного раствора M200 - 15; 3. Стяжка из цементно-песчаного раствора M200 - 40; 4. Гидроизоляция, битумно-полимерная мастика - 2 слоя; 5. Подстилающий слой из бетона В7,5 - 200; 6. Щебень, втрамбованный в грунт - 100; 7. Грунт основания.	3 646,5
Футбольное поле	2		1. Искусственное травяное покрытие - 30; 2. Стяжка из цементно-песчаного раствора M200 - 40; 3. Гидроизоляция, битумно-полимерная мастика - 2 слоя; 4. Подстилающий слой из бетона В7,5 - 200; 5. Щебень, втрамбованный в грунт - 100; 6. Грунт основания.	6 782,8
Технические и складские помещения первого этажа	3		1. Бетонное покрытие с упрочненным верхним слоем В25 - 50; 2. Стяжка из цементно-песчаного раствора M200 - 20; 3. Гидроизоляция, битумно-полимерная мастика - 2 слоя; 4. Подстилающий слой из бетона В7,5 - 200; 5. Щебень, втрамбованный в грунт - 100; 7. Грунт основания.	561,3
Основные помещения второго этажа	4		1. Плитка керамическая - 15; 2. Прослойка из цементно-песчаного раствора M200 - 15; 3. Стяжка из цементно-песчаного раствора M200 - 40; 4. Слой звукоизоляционный ROCKWOOL Акустик БАТТС - 50; 5. Монолитное перекрытие - 200.	2 016,3
Помещения второго этажа с мокрыми процессами	5		1. Плитка керамическая - 15; 2. Прослойка из цементно-песчаного раствора M200 - 15; 3. Стяжка из цементно-песчаного раствора M200 - 40; 4. Гидроизоляция, битумно-полимерная мастика - 2 слоя; 5. Слой звукоизоляционный ROCKWOOL Акустик БАТТС - 50; 6. Монолитное перекрытие - 200.	140,4
Технические и складские помещения второго этажа	6		1. Бетонное покрытие с упрочненным верхним слоем В25 - 50; 2. Стяжка из цементно-песчаного раствора M200 - 20; 3. Гидроизоляция, битумно-полимерная мастика - 2 слоя; 4. Слой звукоизоляционный ROCKWOOL Акустик БАТТС - 50; 5. Монолитное перекрытие - 200.	247,7
Лестницы	7		1. Плитка керамическая противоскользящая - 15; 2. Прослойка из цементно-песчаного раствора M200 - 10.	304,4
Трибуны	8		Система ТН-Трибуна TAIKOR 1. Грунт TAIKOR Prime 150 2. TAIKOR Prime Top 425- 3 слоя.	

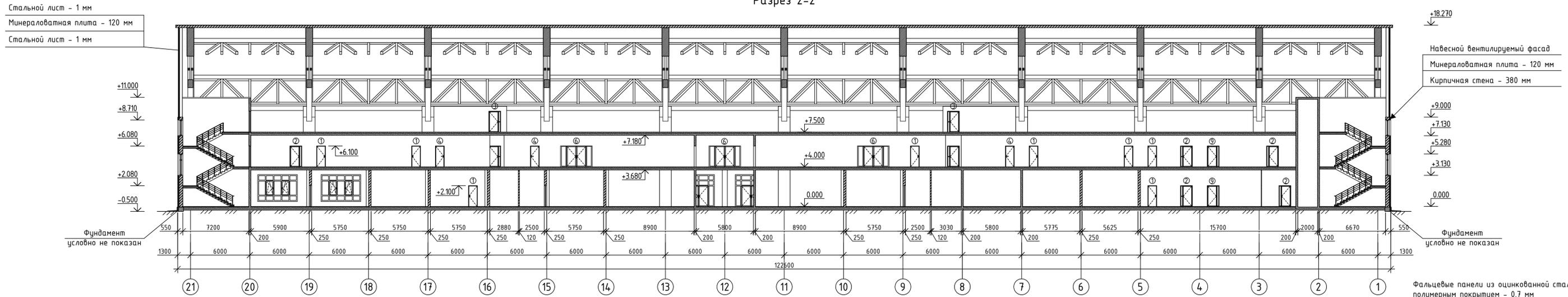
Условные обозначения

	Цвет RGB: 117.120.84		Цвет RGB: 158.96.71
	Цвет RGB: 78.80.56		Цвет RGB: 207.165.127
	Цвет RGB: 43.51.38		

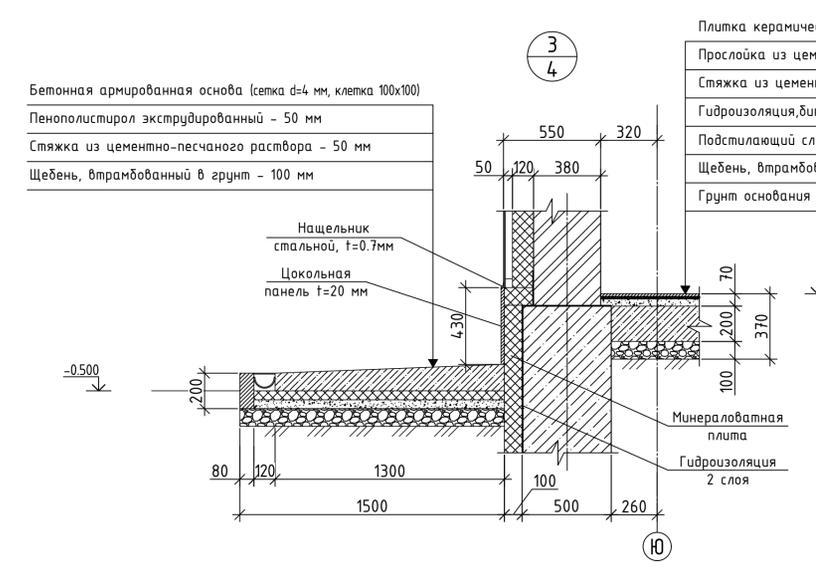
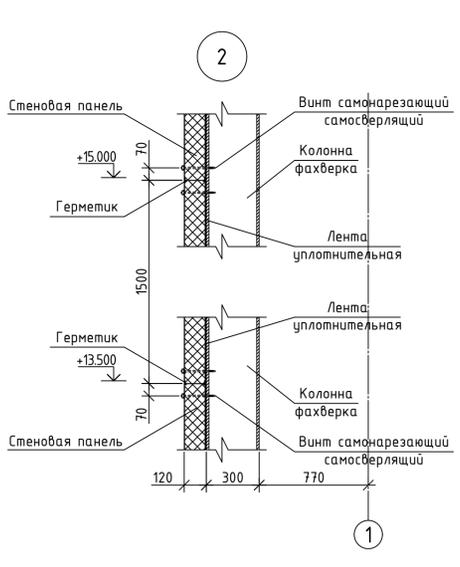
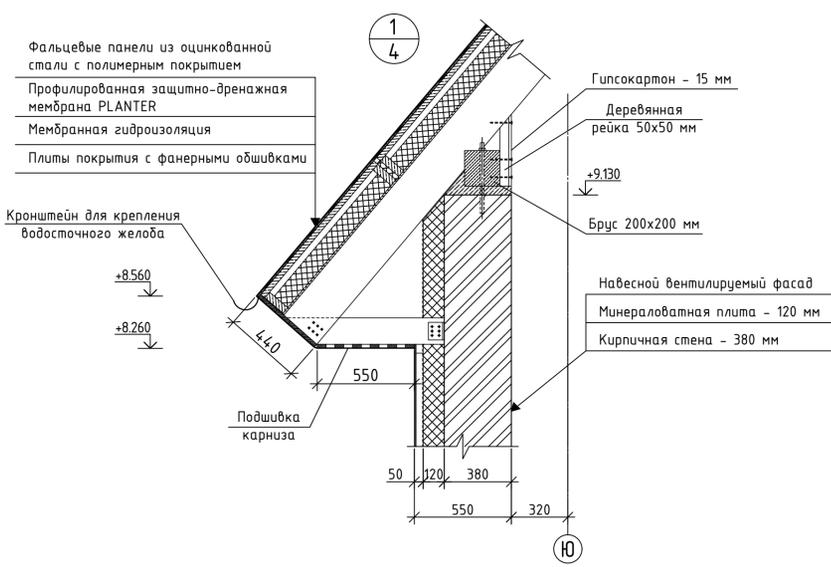
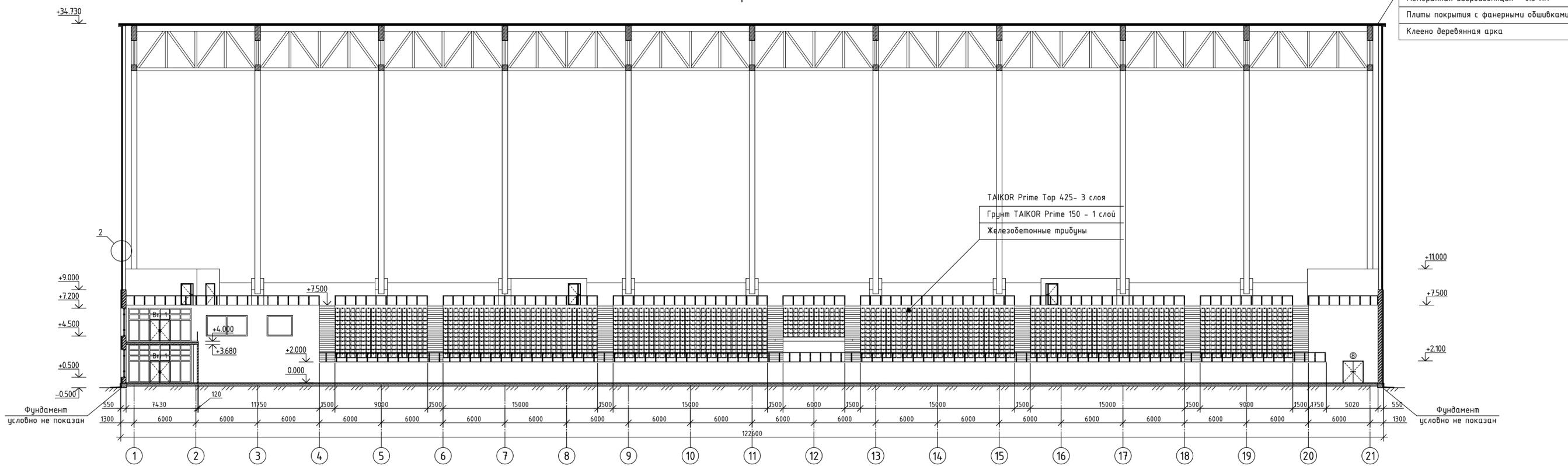
Примечание:  
1. Смотреть совместно с листами 2,3 и 5.

ДП 08.05.01 АР			
ФГАОУ ВО "Сибирский федеральный университет" Инженерно-строительный институт			
Изм/Лист	№ докум.	Подпись	Дата
Разработал: Деордиева А.С.			
Консультант: Серучихина Е.М.			
Футбольный манеж пролетом 100 м в г. Санкт-Петербург		Стадия	Лист
		П	4
Руководитель: Максимов А.В.		Разрез 1-1. Фасад Ю-А	
Н.Контроль: Максимов А.В.		Экспликация полов	
В.В.кафедры: Деордиев С.В.		Кафедра СКИУС	

Разрез 2-2



Разрез 3-3



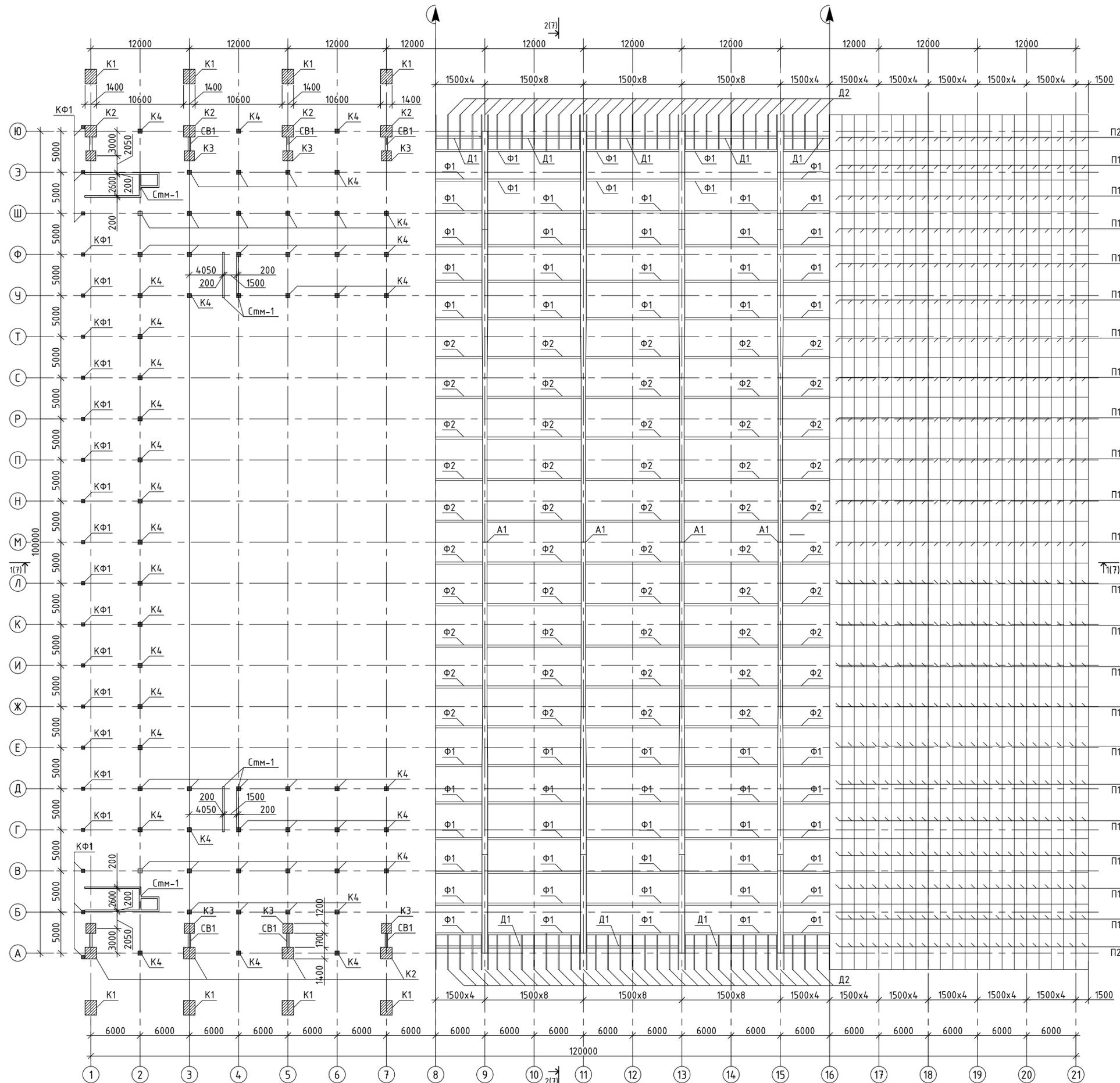
Примечание:  
1. Смотреть совместно с листами 2,3 и 4.

ДП 08.05.01 АР			
ФГАОУ ВО "Сибирский федеральный университет" Инженерно-строительный институт			
Изм	Лист	№ док.	Подпись
Разработал	Деордиева А.С.		
Консультант	Сергунчева Е.М.		
Руководитель	Максимов А.В.		
Н.Контроль	Максимов А.В.		
В.Контроль	Деордиев С.В.		
Футбольный манеж пролетом 100 м в г. Санкт-Петербург		Стадия	Лист
		П	5
Разрез 2-2. Разрез 3-3 Узел 1. Узел 2. Узел 3		Кафедра СКУС	

Схема расположения колонн и связей между ними на отметке 0.000

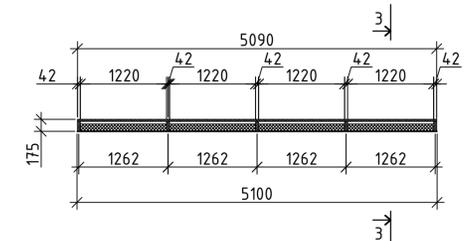
Схема расположения элементов арочного покрытия и связей между ними

Схема расположения плит покрытия

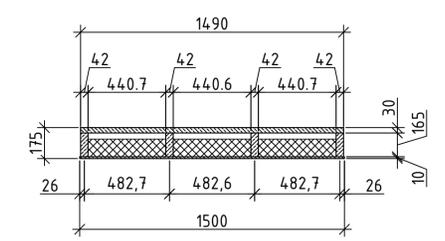


Марка элемента	Сечение			Усилия для крепления			Наименование или марка металла	Примечание
	Эскиз	Поз	Состав	А, кН	Н, кН	М, кНм		
K1			1400x1400				B25	
K2			1400x1400				B25	
K3			1200x1200				B25	
K4			500x500				B25	
КФ1			400x400				B25	
КФ2			I ШЗ0К1				S345	
СВ1			300x1700				B25	
Смм-1			t=200 мм				B25	
A1			Сложное					
Ф1			Сложное					
Ф2			Сложное					
Д1			560x280					
Д2			200x100					
П1			1500x175					
П2			1500x175					

Плита покрытия П1



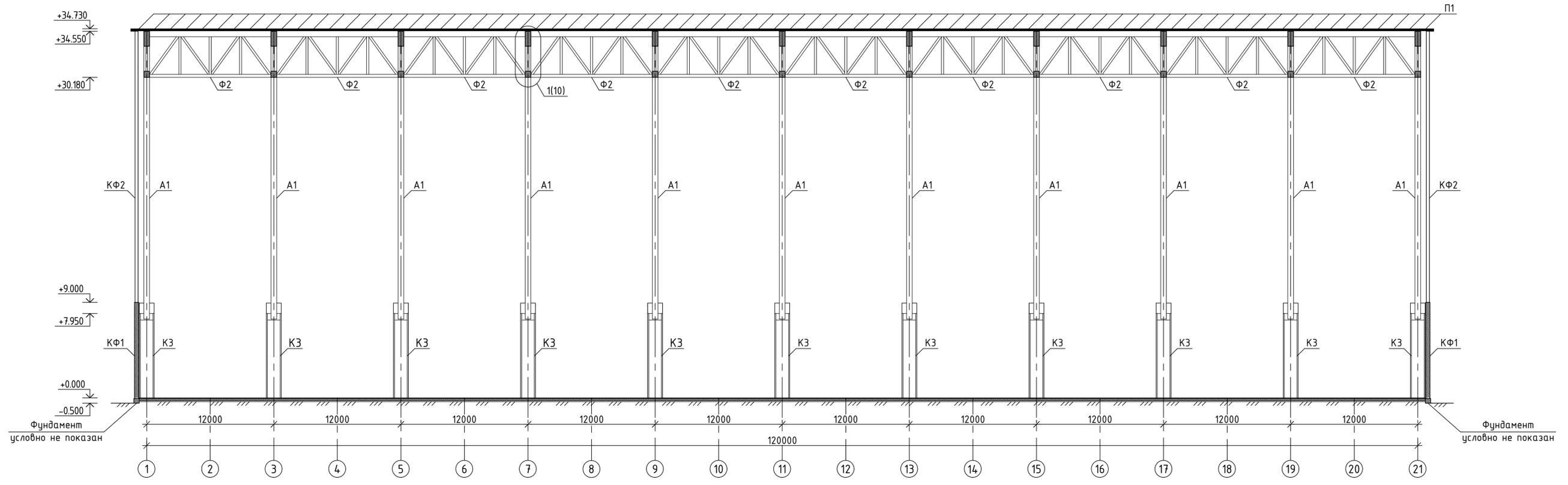
3-3



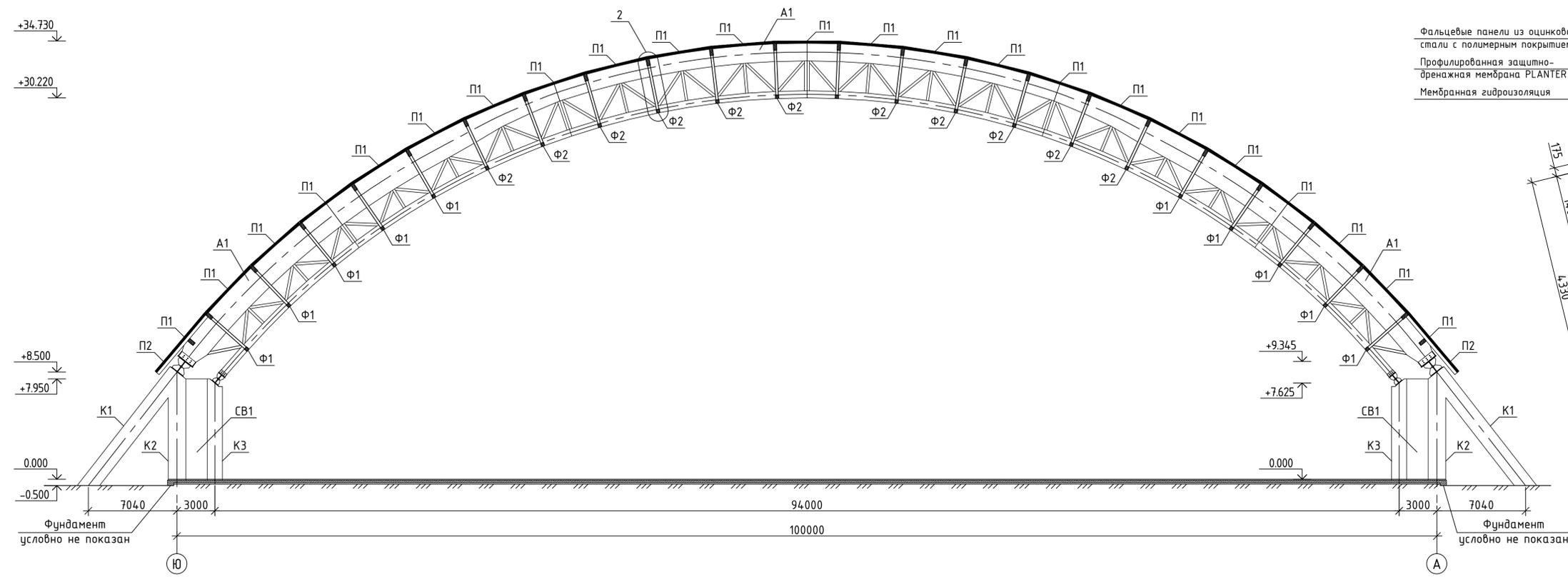
- Примечание:
1. Место строительства - г. Санкт-Петербург;
  2. Нормативное ветровое давление - 0,23 кПа, II ветровой район;
  3. Нормативное снеговое давление - 1,5 кПа, III снеговой район;
  4. Температура воздуха наиболее холодной пятидневки с обеспеченностью 0,92 - 24 °С;
  5. За отметку 0,000 принята отметка планировки;
  6. Материал арок и ферм - сосна I сорт, колонны выполнены из бетона В25;
  7. Влажность деревянных конструкций - 12 %. Для влагозащиты используется обработка 1,5 %-ым раствором пентахлорвинила. Также конструкции обработаны антипиренами и антисептиками;
  8. Смотреть совместно с листами 7, 8, 9, 10 и 11.

				ДП-08.05.01 КР		
				ФГАОУ ВО "Сибирский федеральный университет" Инженерно-строительный институт		
Изм	Лист	№ док.	Подпись	Дата	Футбольный манеж пролетом 100 м в г. Санкт-Петербург	Страницы Лист Листов
						П 6
Руководитель	Максимов А.В.				Схема расположения элементов Ведомость элементов Плита П1	Кафедра СКУС
Зав. кафедрой	Деордиев С.В.					

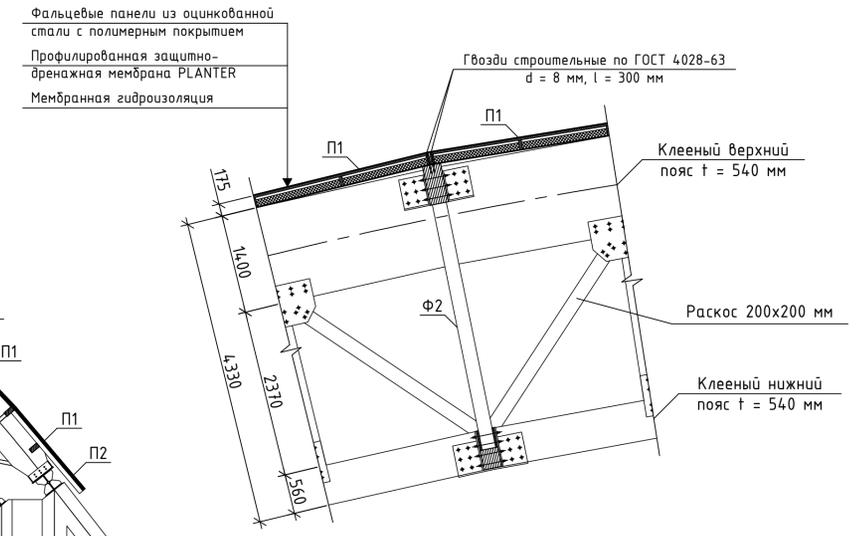
1-1



2-2



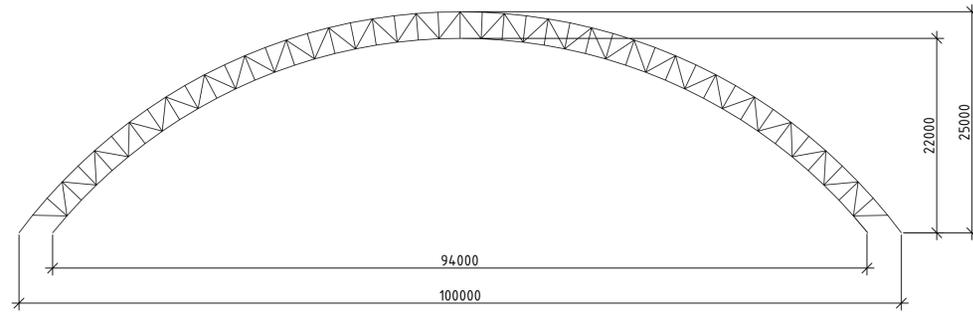
2



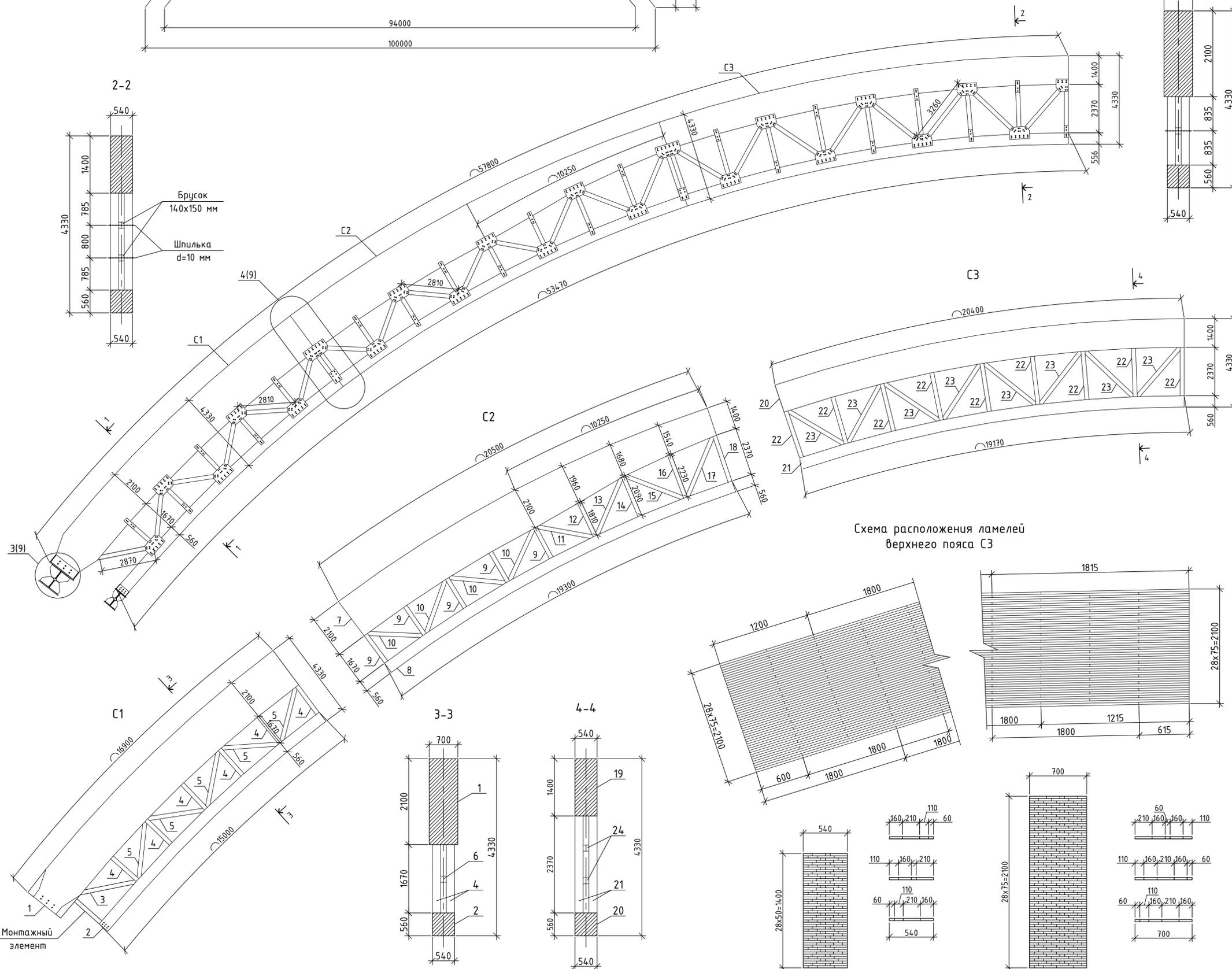
Примечание:  
Смотреть совместно с листами 6, 8, 9, 10 и 11.

				ДП-08.05.01 КР				
				ФГАОУ ВО "Сибирский федеральный университет" Инженерно-строительный институт				
Изм	Лист	№ док.	Подпись	Дата	Футбольный манеж пролетом 100 м в г. Санкт-Петербург	Стация	Лист	Листов
						П	7	
				Разрез 1-1 и 2-2 Чзел 2		Кафедра СКУС		

Геометрическая схема арки



АРКА А1



Спецификация элементов арки

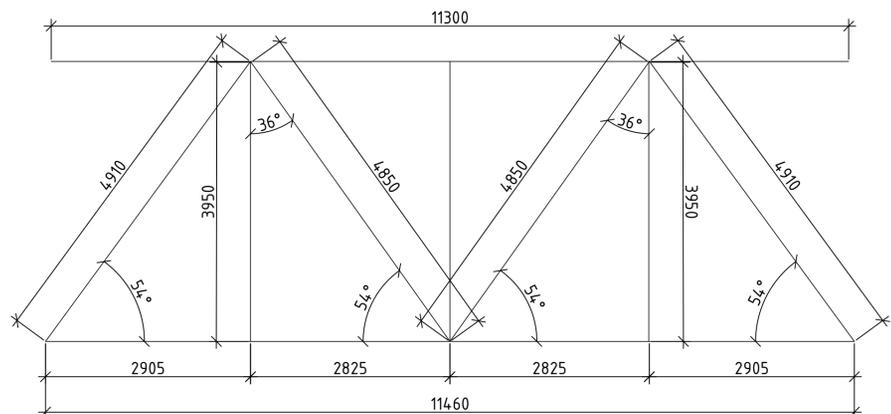
Позиция	Обозначение	Наименование	Кол-во	Масса, т	Примечание
C1	ДП-08.05.01 КР. Лист 8	Сегмент арки №1	2	30.26	29.67
1	ГОСТ 20850-2014	Клеещитный пояс 16900x2100x700 мм	1	12.67	24.84
2	ГОСТ 24454-80	Клеещитный пояс 15000x560x540 мм	1	2.31	4.536
3	ГОСТ 24454-80	Опорный раскос 2690x200x200 мм	2	0.11	0.108
4	ГОСТ 24454-80	Стойка 1670x200x200 мм	12	0.41	0.067
5	ГОСТ 24454-80	Раскос 2800x200x200 мм	10	0.57	0.112
6	ГОСТ 24454-80	Сухарь (брус) 200x150x140 мм	6	0.03	0.004
C2	ДП-08.05.01 КР. Лист 8	Сегмент арки №2	2	32.26	31.62
7	ГОСТ 20850-2014	Клеещитный пояс 20500x2100x700 мм	1	12.64	24.78
8	ГОСТ 20850-2014	Клеещитный пояс 19300x560x540 мм	1	2.98	5.836
9	ГОСТ 24454-80	Стойка 1670x200x200 мм	10	0.34	0.067
10	ГОСТ 24454-80	Раскос 2800x200x200 мм	8	0.46	0.112
11	ГОСТ 24454-80	Раскос 2800x200x200 мм	2	0.11	0.112
12	ГОСТ 24454-80	Стойка 1810x200x200 мм	2	0.07	0.072
13	ГОСТ 24454-80	Раскос 3000x200x200 мм	2	0.12	0.120
14	ГОСТ 24454-80	Стойка 2090x200x200 мм	2	0.09	0.084
15	ГОСТ 24454-80	Раскос 3070x200x200 мм	2	0.125	0.123
16	ГОСТ 24454-80	Стойка 2230x200x200 мм	2	0.09	0.089
17	ГОСТ 24454-80	Раскос 3200x200x200 мм	2	0.13	0.128
18	ГОСТ 24454-80	Стойка 2370x200x200 мм	2	0.10	0.095
19	ГОСТ 24454-80	Сухарь (брус) 200x150x140 мм	12	0.05	0.004
C3	ДП-08.05.01 КР. Лист 8	Сегмент арки №3	2	21.86	21.45
20	ГОСТ 20850-2014	Клеещитный пояс 20400x1400xмм	1	7.87	15.42
		Ламель 600x60x28 мм	17	0.087	0.0010
		Ламель 600x110x28 мм	17	0.016	0.0018
		Ламель 600x160x28 мм	17	0.023	0.0027
		Ламель 600x210x28 мм	17	0.031	0.0035
		Ламель 615x60x28 мм	17	0.009	0.0010
		Ламель 615x110x28 мм	17	0.0164	0.0019
		Ламель 615x160x28 мм	17	0.0239	0.0028
		Ламель 615x210x28 мм	17	0.0314	0.0036
		Ламель 1200x60x28 мм	16	0.0165	0.0020
		Ламель 1200x110x28 мм	16	0.0302	0.0037
		Ламель 1200x160x28 мм	16	0.0439	0.0054
		Ламель 1200x210x28 мм	16	0.0576	0.0071
		Ламель 1215x60x28 мм	16	0.0167	0.0020
		Ламель 1215x110x28 мм	16	0.0305	0.0037
		Ламель 1215x160x28 мм	16	0.0444	0.0054
		Ламель 1215x210x28 мм	16	0.0583	0.0071
		Ламель 1800x60x28 мм	517	0.7973	0.0030
		Ламель 1800x110x28 мм	517	1.4618	0.0055
		Ламель 1800x160x28 мм	517	2.1262	0.0081
		Ламель 1800x210x28 мм	517	2.7907	0.0106
		Ламель 1815x60x28 мм	17	0.0264	0.0030
		Ламель 1815x110x28 мм	17	0.0485	0.0056
		Ламель 1815x160x28 мм	17	0.0705	0.0081
		Ламель 1815x210x28 мм	17	0.0925	0.0107
21	ГОСТ 20850-2014	Клеещитный пояс 19170x560x540 мм	1	2.96	5.797
22	ГОСТ 24454-80	Стойка 2370x200x200 мм	18	0.87	0.095
23	ГОСТ 24454-80	Раскос 3250x200x200 мм	16	1.06	0.130
24	ГОСТ 24454-80	Сухарь (брус) 200x150x140 мм	18	0.02	0.004
	ДП-08.05.01 КР. Лист 8	Клеено-деревянная арка	11	928.3	165.5

Примечание:  
 1. Клеено-деревянная арка состоящая из ламелей толщиной 28 мм по ГОСТ 20850-2014;  
 2. Материал - сосна I сорт;  
 3. Для склеивания пиломатериалов применяется фенольно-резорциновый клей ФРФ-50. Клей наносится на обе поверхности. Раход не менее 300 г / кв.м;  
 4. Влажность деревянных конструкций - 12 %. Для влагозащиты используется обработка 1,5 %-ым раствором пентахлорвинила;  
 5. Конструкции обработаны антисептиками и антипиренами;  
 6. В спецификации в колонке "Примечание" отображен объем V для одного элемента в куб.м;  
 7. В спецификации масса в тоннах дана для общего количества элементов;  
 7. Смотреть совместно с листами 6, 7, 9, 10 и 11.

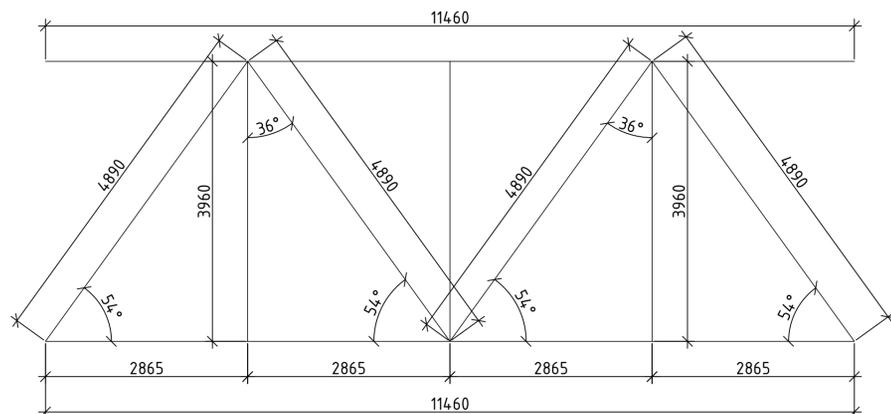
ДП-08.05.01 КР				ФГАУ ВО "Сибирский федеральный университет" Инженерно-строительный институт		
Изм	Лист	№докум.	Подпись	Дата	Страницы	Листов
					Футбольный манеж пролетом 100 м в г.Санкт-Петербург	П 8
					Геометрическая схема арки. Арка А1 Спецификация элементов арки С1, С2 и С3. Схема расположения ламелей	Кафедра СКУС



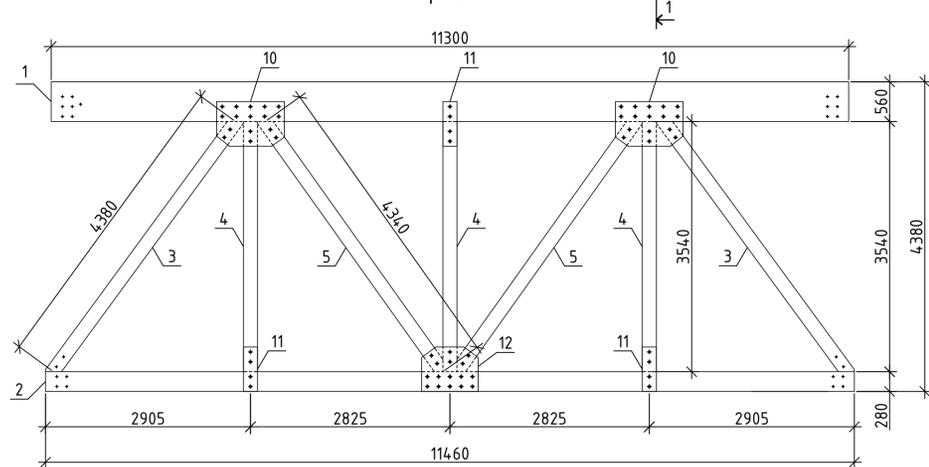
Геометрическая схема фермы Ф1



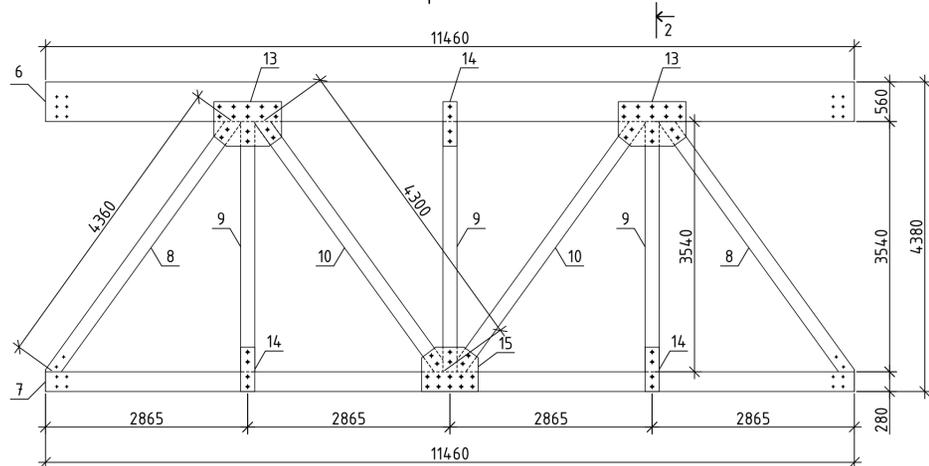
Геометрическая схема фермы Ф2



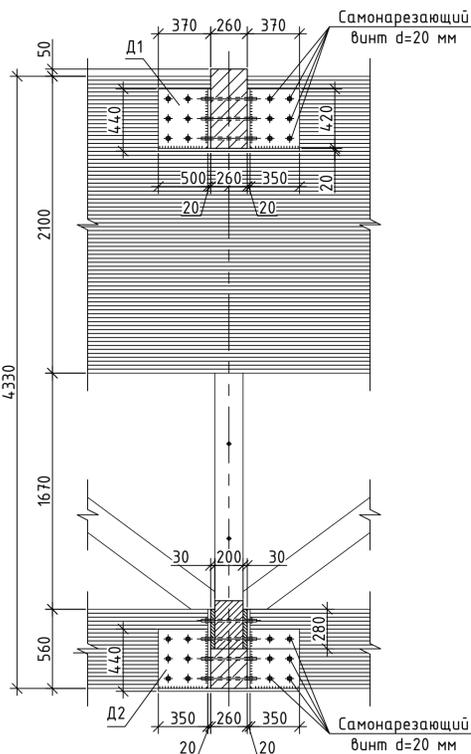
Ферма Ф1



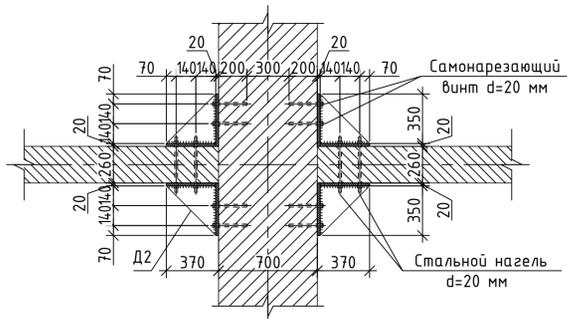
Ферма Ф2



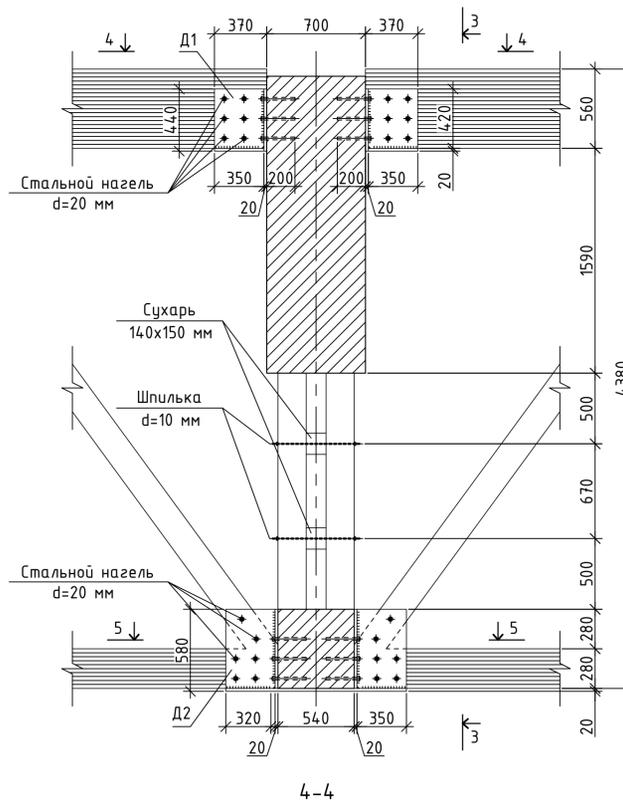
3-3



5-5



1  
7



4-4

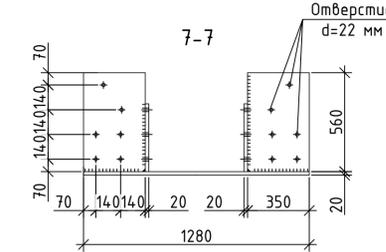
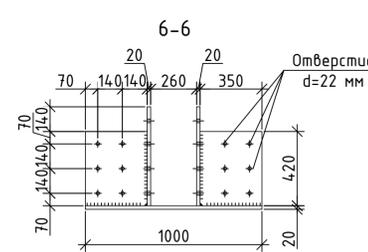
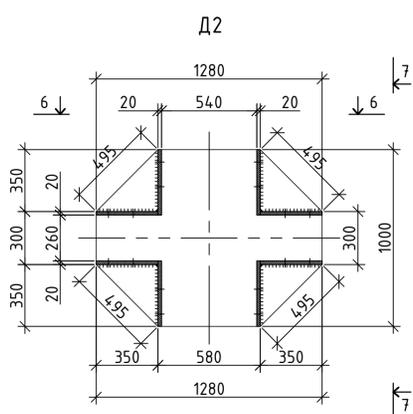
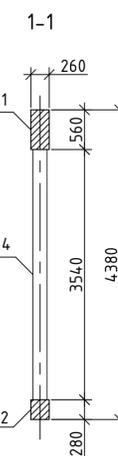
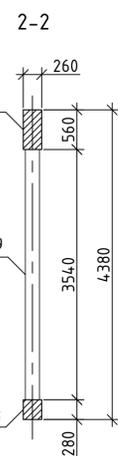
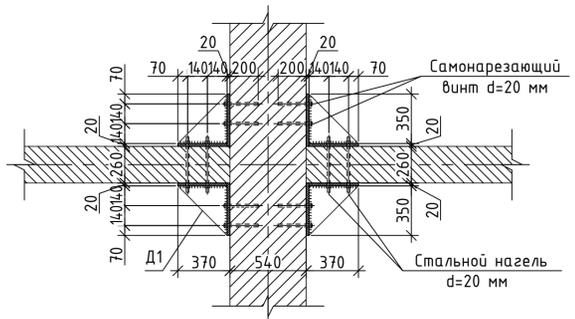
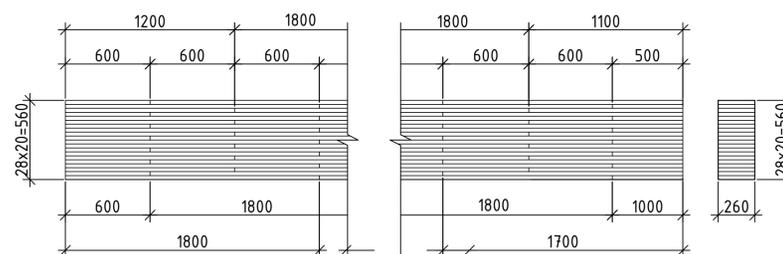


Схема расположения ламелей верхнего пояса Ф1



Спецификация элементов ферм

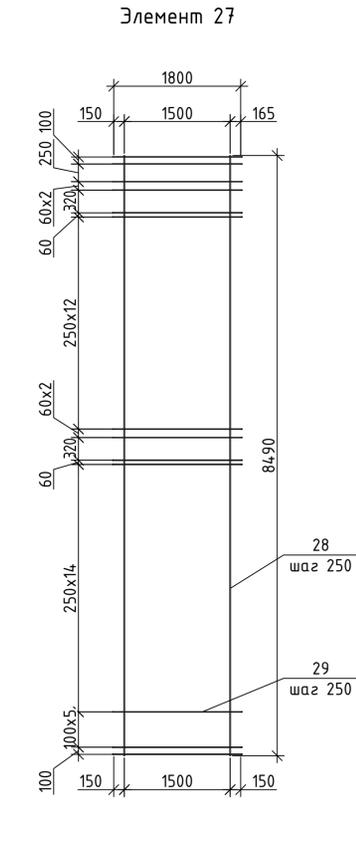
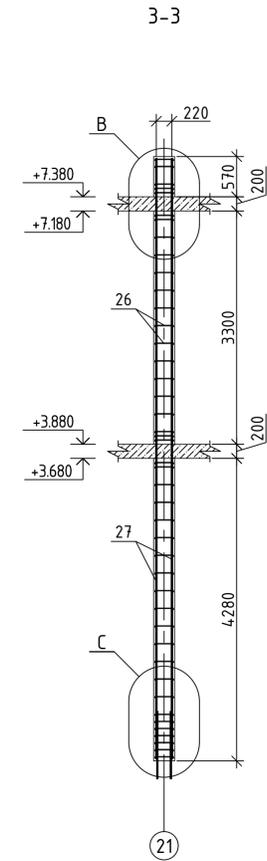
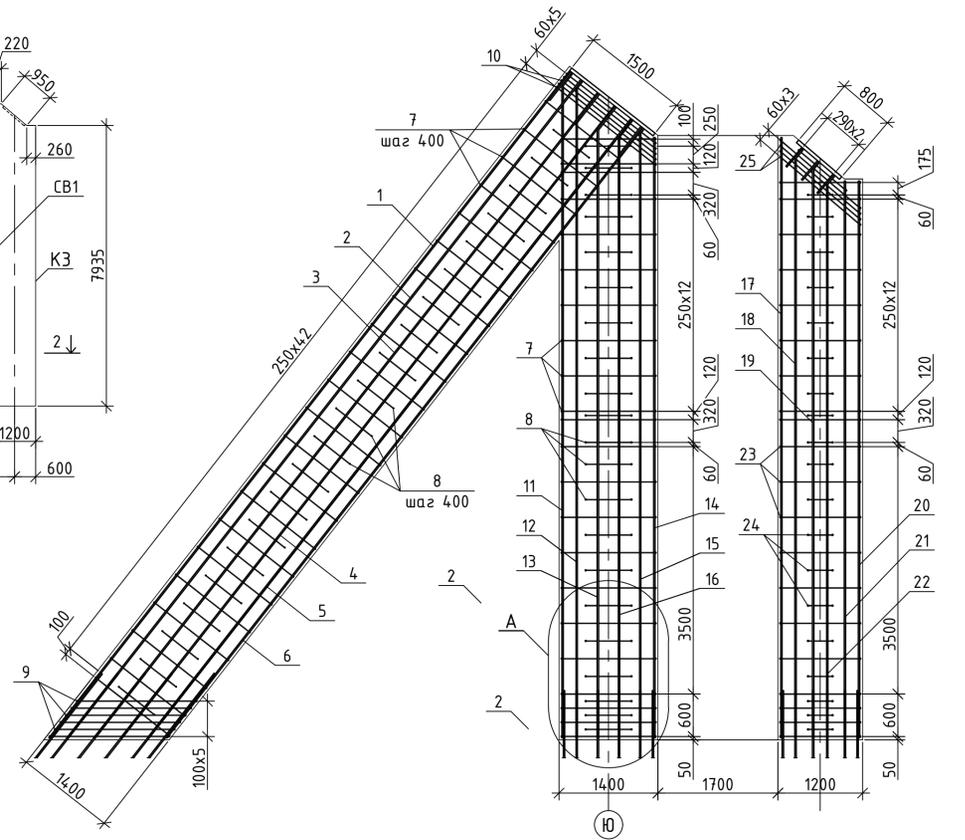
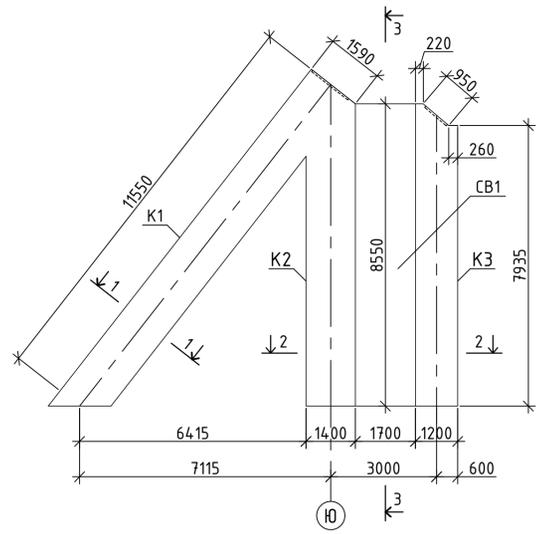
Позиция	Обозначение	Наименование	Кол-во	Масса, т	Примечание
Ф1	ДП-08.05.01 КР. Лист 9	Ферма-прогон Ф1	100	183.7	3.602
1	ГОСТ 20850-2014	Клеедощатый пояс 11300x560x260 мм	1	0.839	1.645
		Ламель 500X260x28 мм	7	0.013	0.004
		Ламель 600X260x28 мм	7	0.016	0.004
		Ламель 1100X260x28 мм	6	0.025	0.008
		Ламель 1200X260x28 мм	6	0.027	0.009
		Ламель 1700X260x28 мм	112	0.044	0.012
		Ламель 1800X260x28 мм	112	0.749	0.013
2	ГОСТ 24454-80	Клеедощатый пояс 11460x560x260 мм	1	0.425	0.834
3	ГОСТ 24454-80	Раскос 4380x200x200 мм	2	0.179	0.175
4	ГОСТ 24454-80	Стойка 3540x200x200 мм	3	0.217	0.142
5	ГОСТ 24454-80	Раскос 4340x200x200 мм	2	0.177	0.174
Ф2	ДП-08.05.01 КР. Лист 9	Ферма-прогон Ф2	120	221,6	3,62
6	ГОСТ 20850-2014	Клеедощатый пояс 11460x560x260 мм	1	0.854	1.669
7	ГОСТ 24454-80	Клеедощатый пояс 11460x560x260 мм	1	0.425	0.834
8	ГОСТ 24454-80	Раскос 4380x200x200 мм	2	0.178	0.174
9	ГОСТ 24454-80	Стойка 3540x200x200 мм	3	0.217	0.142
10	ГОСТ 24454-80	Раскос 4340x200x200 мм	2	0.175	0.172

Спецификация элементов стали

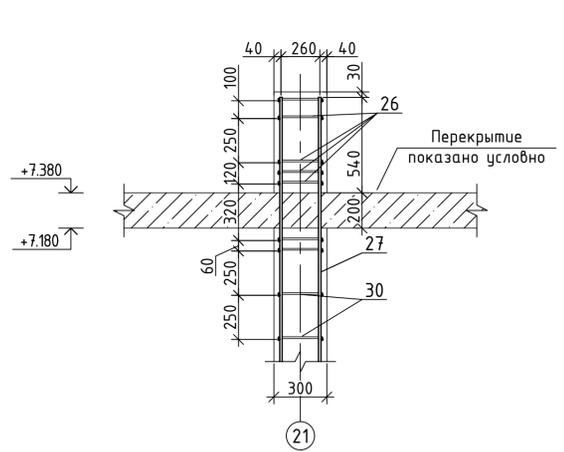
Марка	Поз	Кол-во, шт	Схема/сечение	Длина, мм	Масса, т			Марка стали	Примечание
					одного	всех	элементов		
	10	2	315x15	480	0.0178	0.0712	0.0712	C255	
	11	3	200x15	315	0.0074	0.0445	0.0445	C255	
	12	1	315x15	400	0.0148	0.0297	0.0297	C255	
	13	2	315x15	480	0.0178	0.0712	0.0712	C255	
	14	3	200x15	315	0.0074	0.0445	0.0445	C255	
	15	1	315x15	400	0.0148	0.0297	0.0297	C255	
Элемент Д1	-	1	370x20	420	0.0244	0.0488		C345	
	-	1	350x20	420	0.0231	0.0462		C345	
	-	1	350x20	1000	0.0550	0.0550		C345	
	Масса наплавленного слоя 1%								C345
Элемент Д2	-	2	350x20	560	0.0308	0.1231		C345	
	-	2	370x20	420	0.0244	0.0976		C345	
	-	1	1000x20	1280	0.0201	0.0201		C345	
	Масса наплавленного слоя 1%								C345

- Примечание:
- Клеено-деревянные пояса ферм состоят из ламелей толщиной 28 мм по ГОСТ 20850-2014;
  - Материал - сосна I сорт;
  - Для склеивания пиломатериалов применяется фенольно-резорциновый клей ФРФ-50. Клей наносится на обе поверхности. Раход не менее 300 г / кв.м;
  - Влажность деревянных конструкций - 12%. Для влагозащиты используется обработка 1,5 %-ым раствором пентахлорвинила;
  - Конструкции обработаны антисептиками и антипирениками;
  - Сварные соединения не отмеченные на чертежах имеют катет шва равный 10 мм. Сварку проводим электродами Э60 по ГОСТ 9467, сварочной проволокой СВ-10Г;
  - В спецификации в колонке "Примечание" отображен объем V для одного элемента в куб.м.;
  - Смотреть совместно с листами 6, 7, 8, 10 и 11

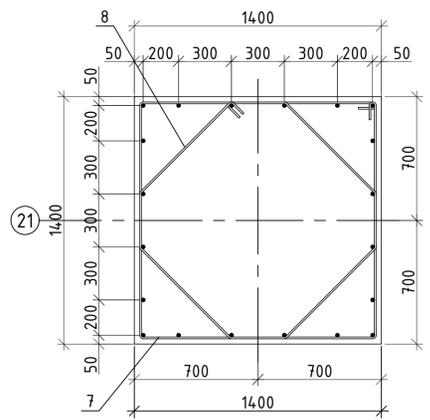
ДП-08.05.01 КР			
ФГАОУ ВО "Сибирский федеральный университет" Инженерно-строительный институт			
Изм Лист	№докум.	Подпись	Дата
Разработал	Деордиева АС		
Консультант	Максимов АВ		
Руководитель		Максимов АВ	
Ведущий инженер		Деордиев СВ	
Футбольный манеж пролетом 100 м в г.Санкт-Петербург		Стандия	Лист
		П	10
Геометрическая схема ферм Ф1 и Ф2 Ферма Ф1 и Ф2. Узел 1		Кафедра СКУС	
Спецификация элементов фермы			



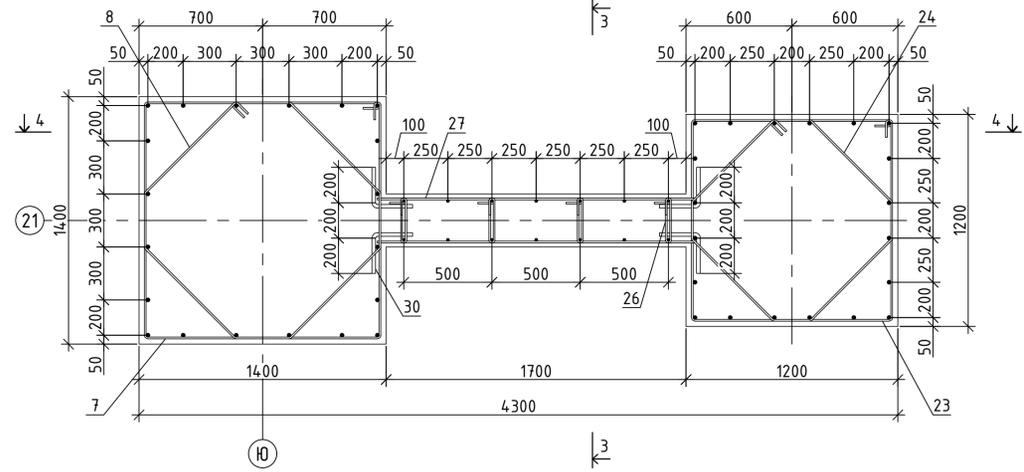
Фрагмент С



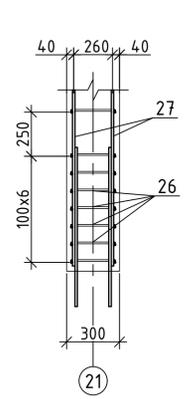
1-1



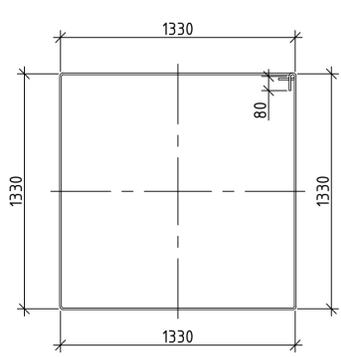
2-2



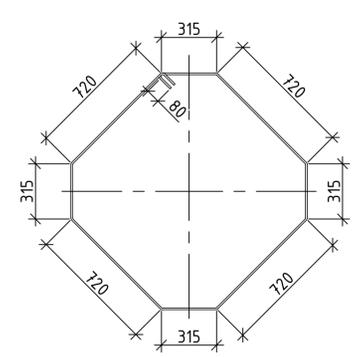
Фрагмент С



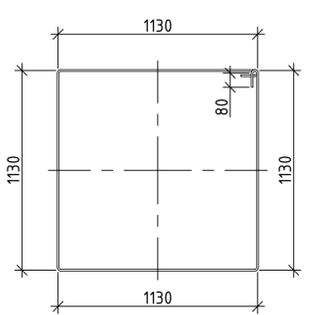
Элемент 7



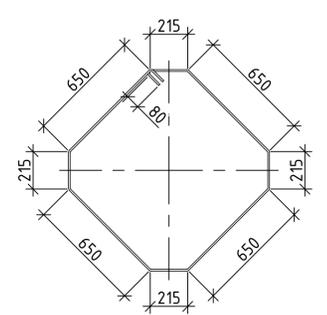
Элемент 8



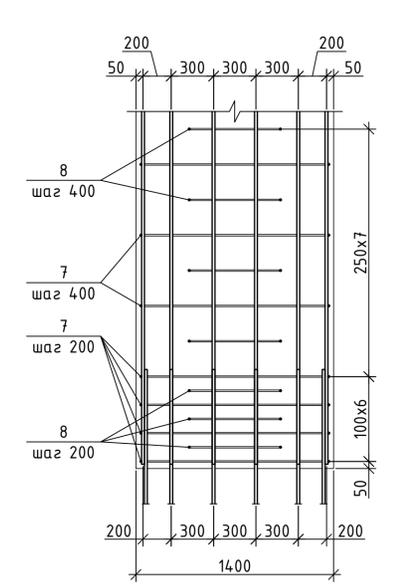
Элемент 23



Элемент 24



Фрагмент А



Позиция	Обозначение	Наименование	Кол-во	Масса, ед. т	Примечание
1	ГОСТ 5781-82	Арматурный стержень d20, l=12000мм	6	0.329	
2	ГОСТ 5781-82	Арматурный стержень d20, l=11850мм	2	0.325	
3	ГОСТ 5781-82	Арматурный стержень d20, l=11600мм	2	0.318	
4	ГОСТ 5781-82	Арматурный стержень d20, l=11400мм	2	0.312	
5	ГОСТ 5781-82	Арматурный стержень d20, l=11100мм	2	0.304	
6	ГОСТ 5781-82	Арматурный стержень d20, l=10980мм	6	0.300	
7	ГОСТ 5781-82	Арматурный стержень d10, l=5500мм	44	0.034	
8	ГОСТ 5781-82	Арматурный стержень d10, l=4300мм	42	0.027	
9	ГОСТ 5781-82	Арматурный стержень d10, l=6900мм	6	0.043	
10	ГОСТ 5781-82	Арматурный стержень d10, l=7300мм	5	0.045	
11	ГОСТ 5781-82	Арматурный стержень d20, l=9500мм	6	0.260	
12	ГОСТ 5781-82	Арматурный стержень d20, l=9400мм	2	0.257	
13	ГОСТ 5781-82	Арматурный стержень d20, l=9000мм	2	0.247	
14	ГОСТ 5781-82	Арматурный стержень d20, l=8800мм	2	0.241	
15	ГОСТ 5781-82	Арматурный стержень d20, l=8650мм	2	0.237	
16	ГОСТ 5781-82	Арматурный стержень d20, l=8500мм	6	0.233	
17	ГОСТ 5781-82	Арматурный стержень d20, l=8500мм	6	0.233	
18	ГОСТ 5781-82	Арматурный стержень d20, l=8400мм	2	0.230	
19	ГОСТ 5781-82	Арматурный стержень d20, l=8200мм	2	0.225	
20	ГОСТ 5781-82	Арматурный стержень d20, l=8000мм	2	0.220	
21	ГОСТ 5781-82	Арматурный стержень d20, l=7900мм	2	0.216	
22	ГОСТ 5781-82	Арматурный стержень d20, l=7900мм	6	0.216	
23	ГОСТ 5781-82	Арматурный стержень d10, l=4700мм	22	0.034	
24	ГОСТ 5781-82	Арматурный стержень d10, l=3650мм	21	0.023	
25	ГОСТ 5781-82	Арматурный стержень d10, l=6200мм	5	0.038	
26	ГОСТ 5781-82	Арматурный стержень d10, l=600мм	172	0.004	
27	ГОСТ 23279-2012	Сетка арматурная	2	1.187	
28	ГОСТ 5781-82	Арматурный стержень d14, l=8500мм	7	0.102	
29	ГОСТ 5781-82	Арматурный стержень d10, l=1830мм	43	0.011	
30	ГОСТ 5781-82	Арматурный стержень d20, l=500мм	88	0.014	
	ГОСТ 26633-2015	Бетон тяжелый В25			56.07 м³

ДП-08.05.01 КР				
ФГАОУ ВО "Сибирский федеральный университет" Инженерно-строительный институт				
Изм	Лист	№ док.	Подпись	Дата
Разработал	Деордиева А.С.			
Консультант	Максимов А.В.			
Руководитель	Максимов А.В.			
Н.контр.	Максимов А.В.			
Зав.кафедрой	Деордиева С.В.			
Футбольный манеж пролетом 100 м в г. Санкт-Петербург			Стация	Лист
Опалубочный чертеж. Схема армирования опорной конструкции. Элементы			П	11
			Кафедра СКУС	

Схема расположения монолитных  
рострверок отметке -0,600

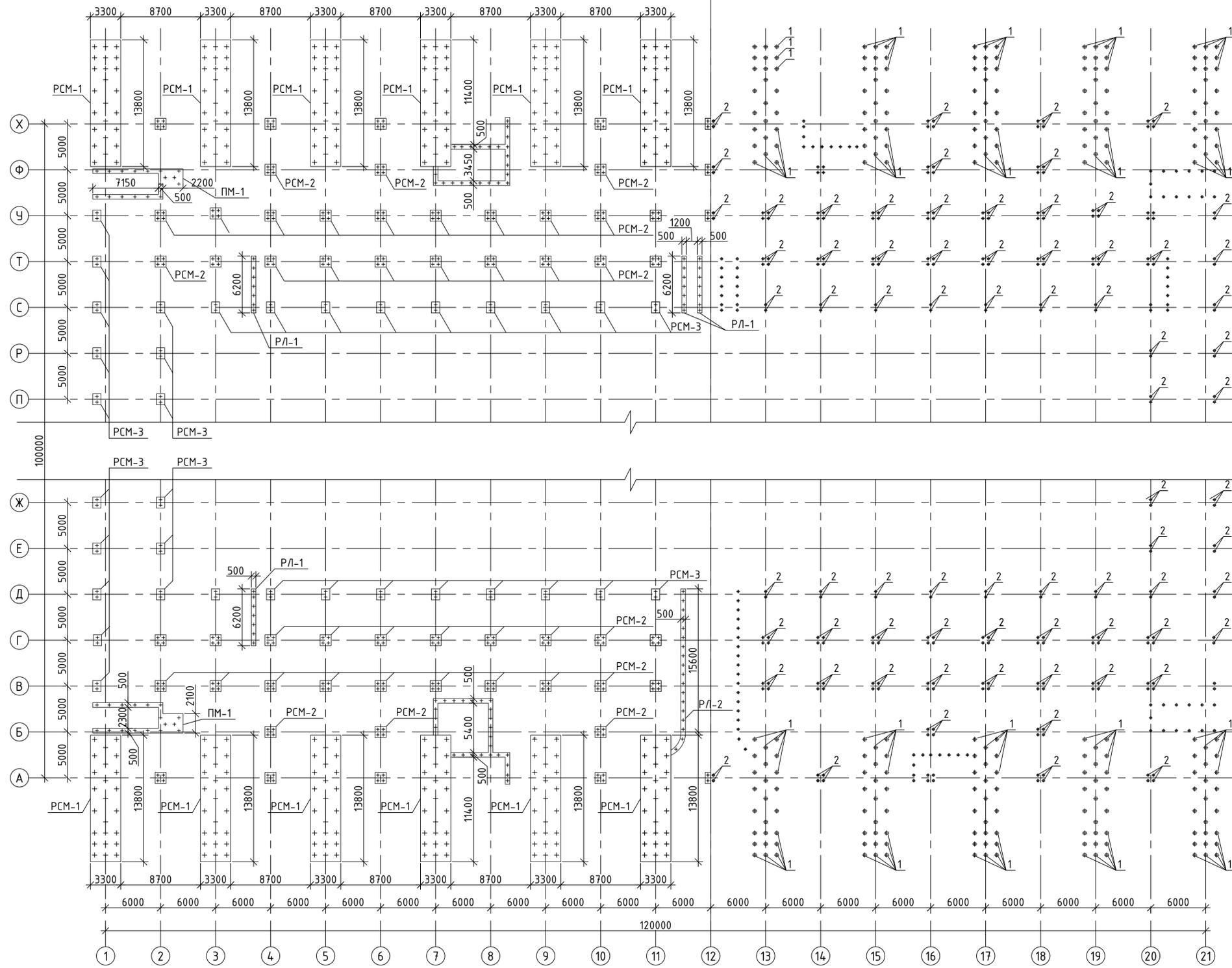
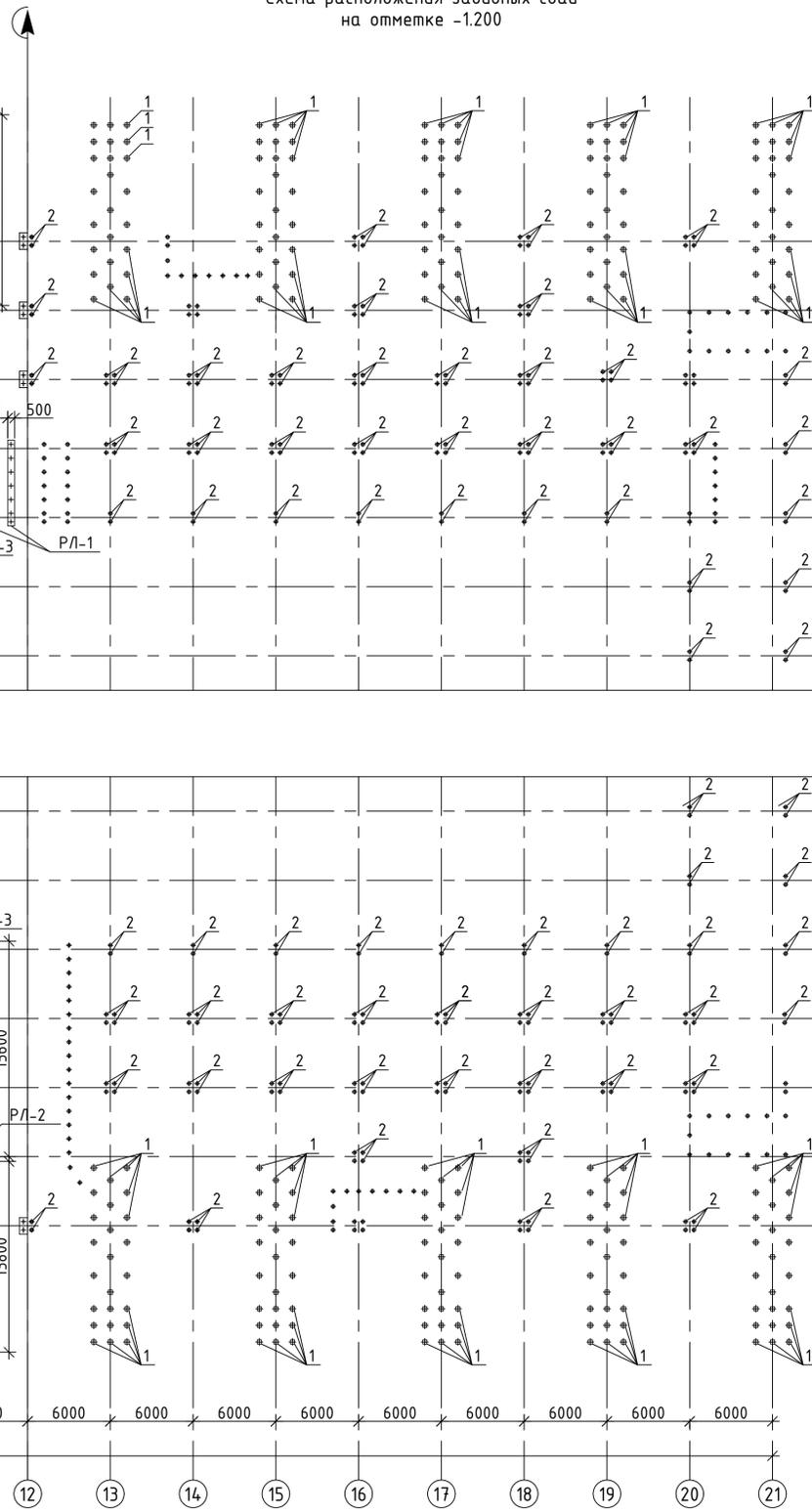


Схема расположения забивных свай  
на отметке -1.200

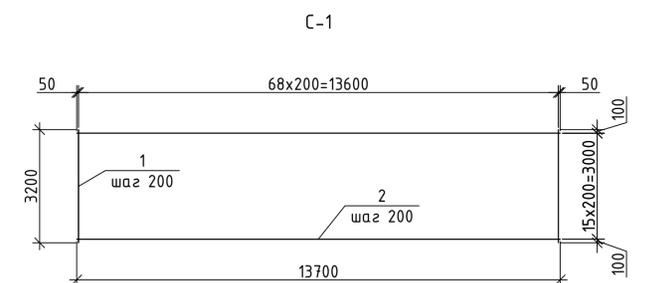
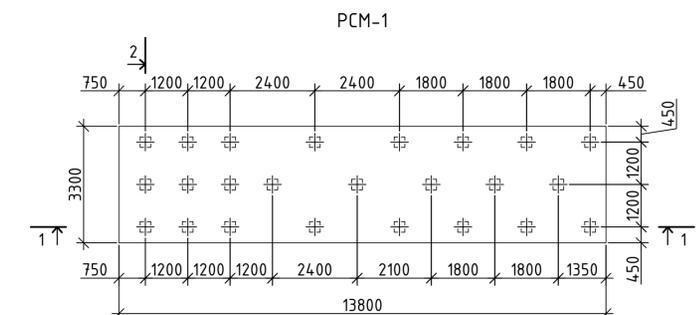


Спецификация к схеме расположения  
элементов фундамента

Позиция	Обозначение	Наименование	Кол-во	Масса, ед. т	Примечание
PCM-1	ДП-08.05.01-2023 КР. Лист 12	Ростверк монолитный 1380x3300x900мм	22	1025	40,98 м3
PCM-2		Ростверк монолитный 1200x1200 мм	98		
PCM-3		Ростверк монолитный 1200x900 мм	92		
ПМ-1		Плита монолитная	2		
РЛ-1		Ростверк ленточный, f=500мм	7		
РЛ-2		Ростверк ленточный, f=500мм	2		
1	ГОСТ 19804-2012	С70.30	528	1,6	0,63 м3
2	ГОСТ 19804-2012	С70.20	661	0,7	0,28 м3

Спецификация элементов ростверка PCM-1

Позиция	Обозначение	Наименование	Кол-во	Масса, ед. т	Примечание
С-1	ГОСТ 23279-2012	Сетка арматурная С-1	1	1,2	
1	ГОСТ 5781-82	Арматурный стержень d14, l=3000мм	16	0,004	
2	ГОСТ 5781-82	Арматурный стержень d14, l=13700мм	69	0,017	
С-2	ГОСТ 23279-2012	Сетка арматурная С-2	1	1,2	
П1	ГОСТ 5781-82	П-образный стержень d10, l= 1200 мм	86	0,0007	
С1	ГОСТ 5781-82	Арматурный стержень d10, l= 820 мм	450	0,0005	
	ГОСТ 26633-2015	Бетон тяжелый В20		102,45	40,98 м3



- Примечание:
1. За абсолютную отметку 0.000 здания принята отметка чистого пола первого этажа;
  2. Расчетная нагрузка, допускаемая на сваю, равна 600 кН;
  3. Сопряжение ростверка со сваями - жесткое: после разбивки головы сваи, происходит заделка в ростверк выпусков продольной арматуры на 250 мм;
  4. Отметка головы сваи после забивки -1,200. После забивки голова сваи разбивается, а арматура заводится на 250 мм в тело ростверка;
  5. Согласно инженерно-геологическим изысканиям основанием для фундаментов будет служить скальный грунт слабобитерельный, залегающий на отметке -7,700.
  6. Поверхности фундаментов обложить рулонной гидроизоляцией на горячей битумной мастике в один слой;
  7. Под подошвой фундамента выполнить бетонную подготовку из бетона В7.5 толщиной 100мм.

				ДП-08.05.01-2023 КР		
				Сибирский федеральный университет Инженерно-строительный институт		
Изм	Лист	№ док.	Подпись	Дата	Футбольный манеж пролетом 100 м в г.Санкт-Петербург	Стая
						Лист
						Листов
Разработал	Деордиев А.С.					Р
Консультант	Преснов О.М.					12
Руководитель	Максимов А.В.					
Н.Контроль	Максимов А.В.					
Заб.кафедры	Деордиев С.В.					
				Схема расположения монолитных ростверков и забивных свай PCM-1. Спецификация элементов		
				Кафедра СКУС		

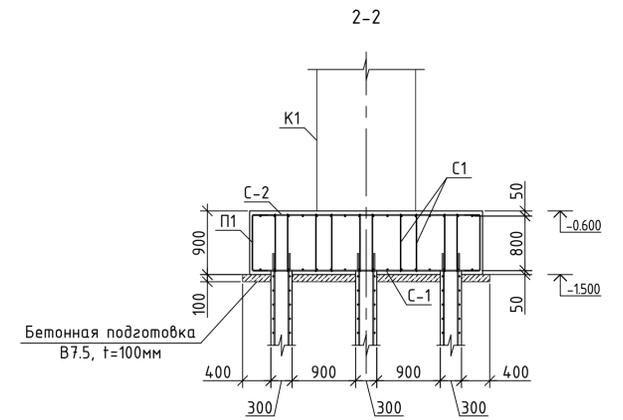
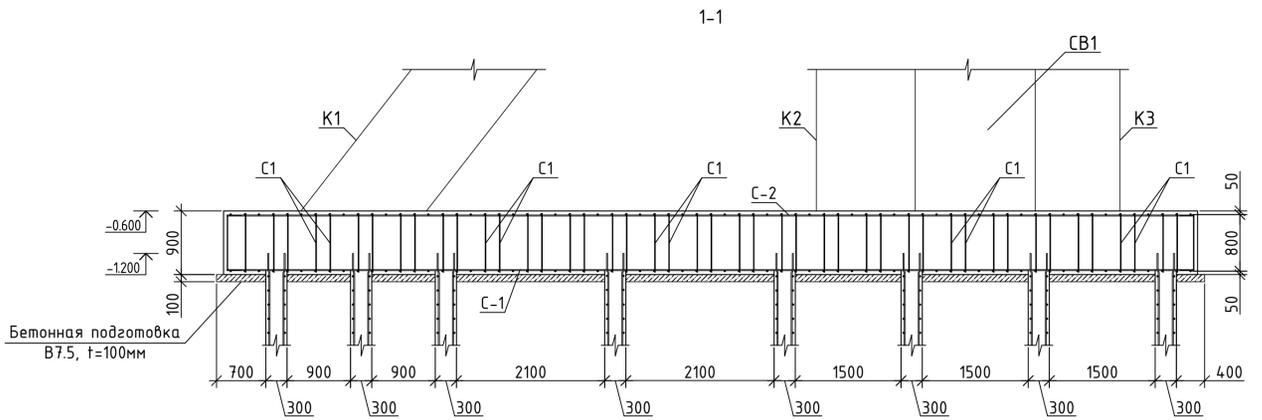


Схема производства работ по монтажу конструкции покрытия

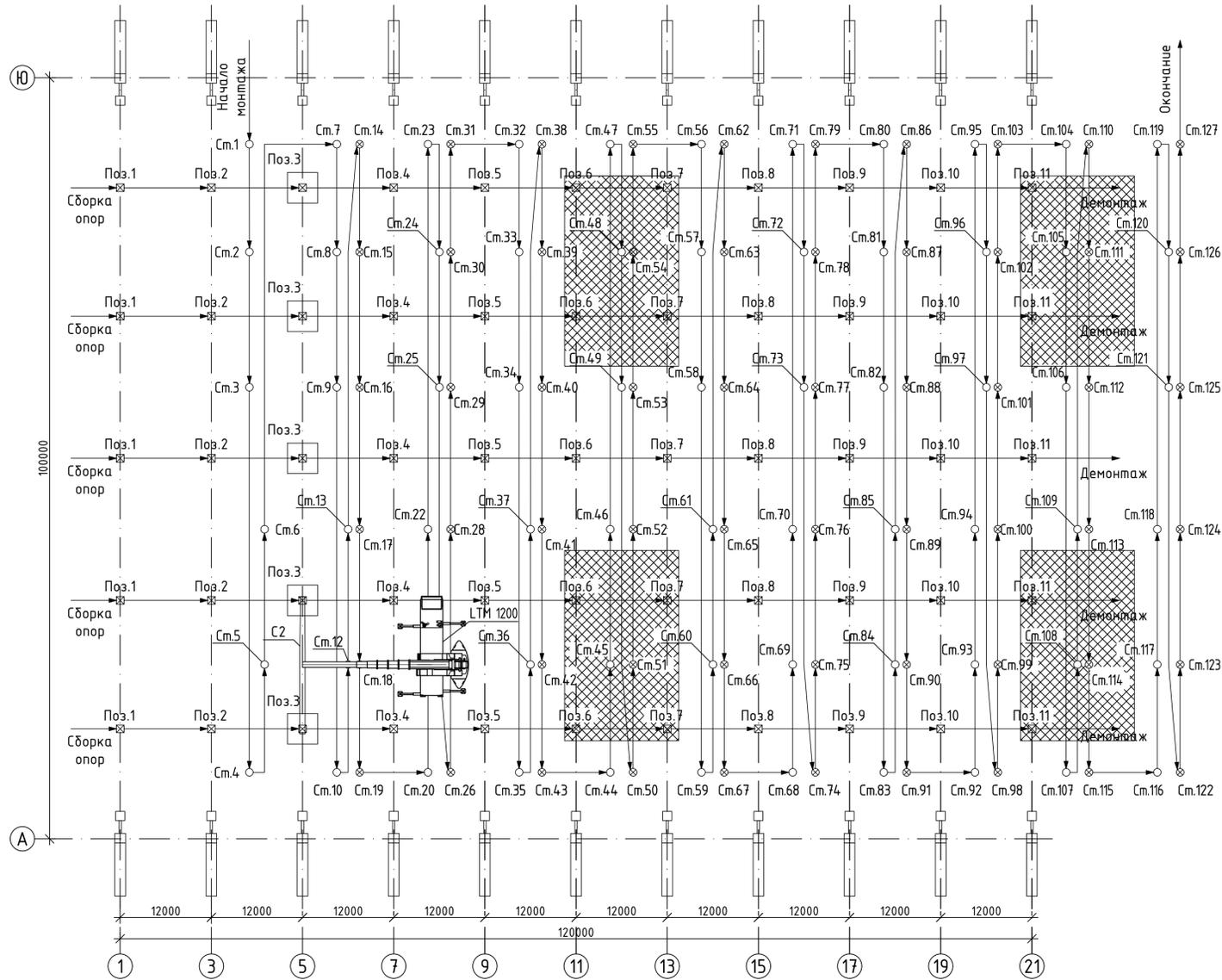


Схема монтажа элементов арки

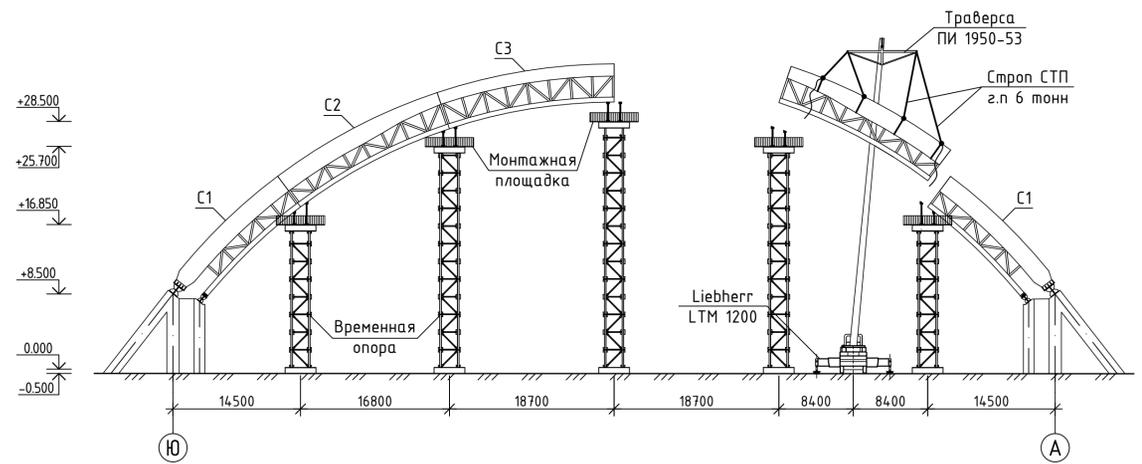
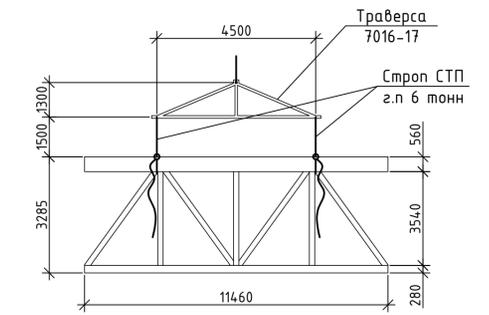


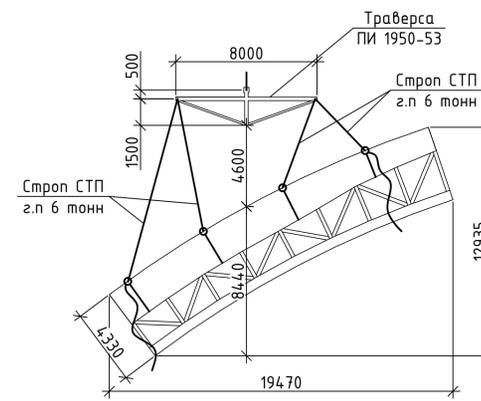
Схема строповки фермы Ф2



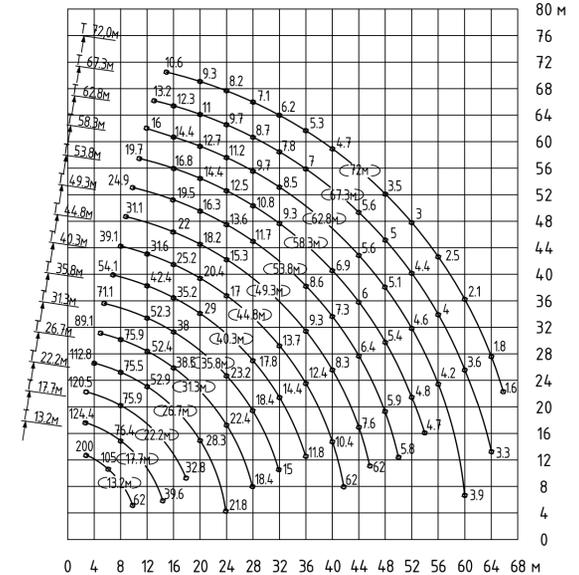
Условные обозначения

- Стоянка монтажа арок
- ⊗ Стоянка монтажа ферм и прогонов
- ⊠ Позиции временной опоры
- Временные опоры
- Направления движения
- ▨ Временный склад

Схема строповки элемента С2



Грузовысотные характеристики крана Liebherr LTM 1200

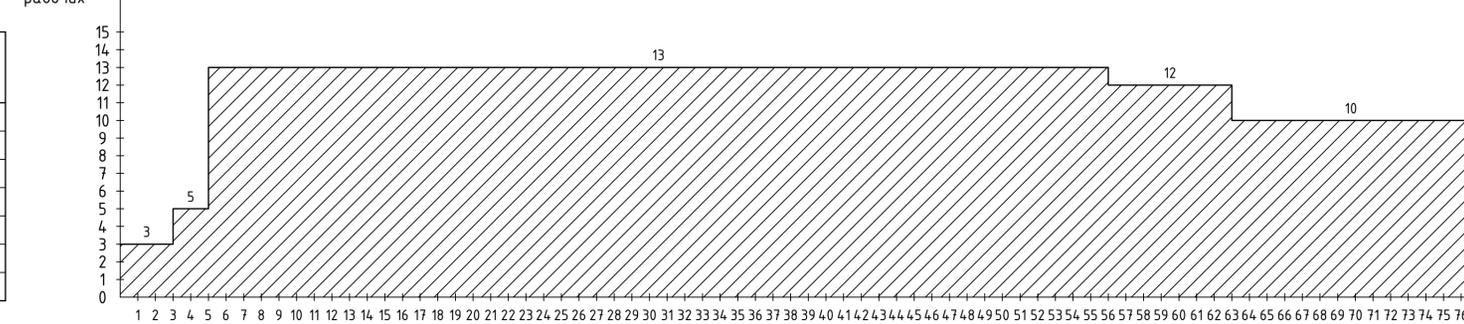


Наименование работ	Объем работ		Требуемые машины		Продолжительность работ, дни	Число смен	Число рабочих в смену	Состав бригады	График производства работ																																																																												
	Ед. изм.	Кол-во	Наименование	Число машин, маш.-см					1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77
Выгрузка и сортировка конструкций арочного покрытия	100 м	13.1	115.0	КС-55713	56.7	20	2	3																																																																													
Укрупнительная сборка элементов арки; антисептирование и огнезащита древесины	1 м эле-т	496.5	135.1	-	-	22	2	2																																																																													
Монтаж элементов арки; устройство стыковых соединений	на 1 эле-т	66	206.9	Liebherr LTM 1200	32.4	16.5	2	8																																																																													
Монтаж ферм и прогонов; устройство соединения ферм и прогонов с арками	на 1 эле-т	24.0	878.2	Liebherr LTM 1200	22.1	55	2	8																																																																													
Монтаж и демонтаж временных опор	шт.	5	0.3	Liebherr LTM 1200	0.2	1	2	3																																																																													
Прочие неучтенные работы			122.5			40																																																																															

Технико-экономические показатели

Наименование	Единица измерения	Количество
Объем работ	м <sup>3</sup>	2370.5
Трудоемкость	чел.-см.	1202.8
	маш.-см.	111.4
Выработка на 1-го рабочего в смену	м <sup>3</sup>	1.185
Продолжительность работ	дни	77
Число смен	шт	2
Максимальное число рабочих в смену	чел	13

График движения рабочих кадров



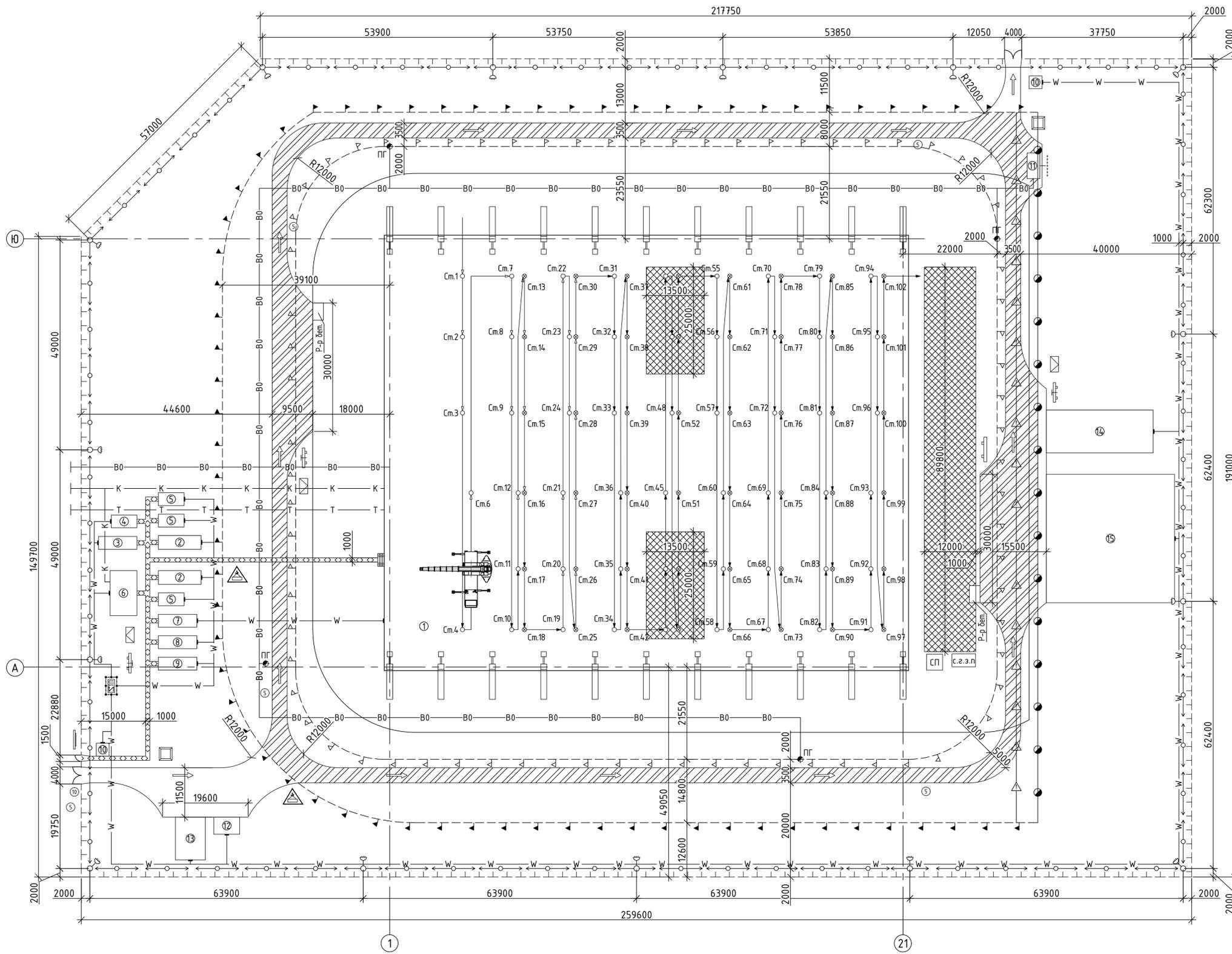
Примечание:  
1. Элементы арки, фермы и прогоны доставляются на строительную площадку в готовом виде. На заводе производят антисептирование конструкций и покрытие огне-, био- защитными составами.  
На строительной площадке выполняют:  
- установку металлических деталей на элементы арки, используемых для крепления ферм;  
- дополнительную защиту антикоррозионным покрытием металлических деталей.  
2. Соединение элементов арки выполнено на вклеенных стержнях (смотри лист 9).  
3. Монтаж элементов покрытия производится при помощи крана Liebherr LTM 1200. Разгрузка конструкций - КС 55713.

ДП-08.05.01 ТСП			
ФГАОУ ВО "Сибирский федеральный университет" Инженерно-строительный институт			
Изм. Лист	№ док.	Подпись	Дата
Разработал: Деордиев А.С.			
Консультант: Шапошников В.Н.			
Руководитель: Максимов А.В.		Футбольный манеж пролетом 100 м в г.Санкт-Петербург	
Контроль: Максимов А.В.		Специя	Лист
Ведущий: Деордиев С.В.		П	13
		График производства работ	
		Схема производства работ ТЭП	
		Схема строповки элемента С2 и фермы Ф1	
		Кафедра СКУС	



Строительный генеральный план на период возведения надземной части

Экспликация зданий и сооружений



Номер помещ.	Наименование	Кол-во шт.	Размер в плане	Типовой проект
1	Возводимое здания	1	?	
2	Гардеробная	2	1000x3200	ГК-10
3	Душевая	1	9000x3000	Д-6
4	Уборная	1	6000x3000	ГД-15
5	Помещение для обзора и отдыха	3	6000x3000	1129-024
6	Столовая	1	10800x6300	ИЗКТС-Б
7	Медпункт	1	9000x3000	ГОССМЦ
8	Проробская	1	9000x3000	ГОСС-11-3
9	Диспетчерская	1	9000x3000	ПД
10	Контрольно-пропускной пункт	2	3000x3000	ИКЗ7-5
11	Место для мойки колес	1		
12	Ремонтно-механическая мастерская	1	6000x4000	РММ
13	Автомобильная мастерская	1	10000x7000	
14	Место укрупнительной сборки	1	25000x10000	
15	Закрытый склад	1		

Экспликация зданий и сооружений

№	Наименование показателя	Единица измерения	Кол-во
1	Площадь территории строительной площадки	м <sup>2</sup>	48 745
2	Площадь под постоянными сооружениями	м <sup>2</sup>	224.3
3	Площадь открытого склада	м <sup>2</sup>	2200
4	Протяженность временных дорог	м	853
5	Протяженность временных электросетей	м	676.4
6	Протяженность водопроводных сетей	м	555.7
7	Протяженность теплосетей	м	70.8
8	Протяженность канализационных сетей	м	93.8
9	Протяженность ограждения строительной площадки	м	818.1

Условные обозначения

- контур временного здания
- калитка и ворота
- мусороприёмный бункер
- место для первичных средств пожаротушения
- стена с противопожарным инвентарем
- место хранения грузозахватных приспособлений и тар
- место приема раствора и бетона
- въездной стенд с транспортной схемой
- складирование железобетонных конструкций
- знак ограничения скорости движения транспорта
- направление движения транспорта
- навес над входом в здание и в опасной зоне вне площадки

- площадка для хранения средств подмащивания
- стенд со схемами строповки и таблицей масс грузов
- прожектор на опоре
- трансформаторная подстанция
- распределительный щиток
- пожарный гидрант
- баллоны с кислородом, ацетиленом
- временное ограждение строительной площадки
- линия границы монтажной зоны крана
- линия границы опасной зоны крана
- временная отопительная сеть
- временная сеть водоснабжения
- проектируемые кабели
- временная сеть канализации
- воздушная линия электропередачи
- контур заземления
- открытый склад
- временная дорога в опасной зоне крана
- временная пешеходная дорожка
- дренажная система

ДП-08.05.01 ОСП			
ФГАОУ ВО "Сибирский федеральный университет" Инженерно-строительный институт			
Изм	Лист	№ док.	Подпись
Разработал	Деордиева АС		
Консультант	Шолошиков ВН		
Руководитель	Максимов АВ		
Н.контр.	Максимов АВ		
Зав.кафедрой	Деордиев СВ		
Футбольный манеж пролетом 100 м в г. Санкт-Петербург		Страницы	Листов
Календарный график производства работ		П	15
График движения рабочих кадров. ТЭП		Кафедра СКУС	

Федеральное государственное автономное  
образовательное учреждение  
высшего образования  
«СИБИРСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

ИНЖЕНЕРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ

Строительные конструкции и управляемые системы

УТВЕРЖДАЮ

Заведующий кафедрой

С.В. Деордиев

инициалы, фамилия

подпись

«22»

06

2023г.

**ДИПЛОМНЫЙ ПРОЕКТ**

08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений»

код и наименование специальности

Футбольный манеж пролетом 100 м

тема

в г. Санкт - Петербург

Пояснительная записка

Руководитель

подпись, дата

должность, ученая степень

инициалы, фамилия

Выпускник

подпись, дата

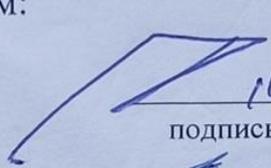
инициалы, фамилия

Красноярск 20 23 г.

Продолжение титульного листа дипломного проекта по теме \_\_\_\_\_  
Футбольный манеж пролетом 100м в г Санкт-Петербург

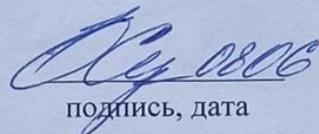
Консультанты по разделам:

Вариантное проектирование  
наименование раздела

 16.07.23  
подпись, дата

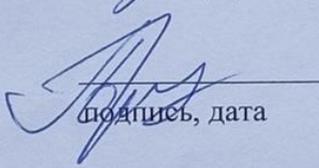
А.Р. Мусатов  
инициалы, фамилия

Архитектурно-строительный  
наименование раздела

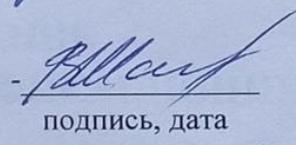
 08.08.06  
подпись, дата

Е.И. Сергункина  
инициалы, фамилия

Расчетно-конструктивный  
включая фундаменты  
наименование раздела

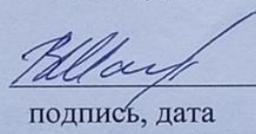
  
подпись, дата

О.М. Преснов  
инициалы, фамилия

  
подпись, дата

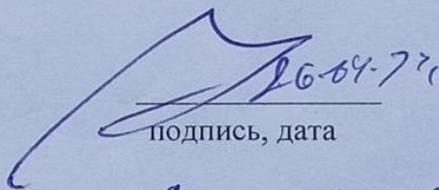
В.Н. Мамонтов  
инициалы, фамилия

Организация строительства  
наименование раздела

  
подпись, дата

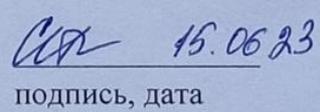
В.Н. Мамонтов  
инициалы, фамилия

Технология строительного  
производства  
наименование раздела

 16.04.23  
подпись, дата

А.Р. Мусатов  
инициалы, фамилия

Экономика строительства  
наименование раздела

 15.06.23  
подпись, дата

Н.С. Саенко  
инициалы, фамилия

Нормоконтролер

 06.23  
подпись, дата

А.Р. Мусатов  
инициалы, фамилия