

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

Утверждаю:

Зав. кафедрой

Лосков Р.К.

подпись, инициалы, фамилия

“.....”20 г.

ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА

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

Тема ВКР Кинотеатр в г. Москва
№ 1600 мест

Автор ВКР Ступин Александр Николаевич

Обозначение ВКР-2069059-08.03.01-13Н01-17 Группа СГ-44

Руководитель ВКР Муров Александр Николаевич

Консультанты по разделам:

архитектурно-строительный	<u>Трехмишкин А.В.</u>
расчетно-конструктивный	<u>Муров А.И.</u>
основания и фундаменты	<u>Будислов А.А.</u>
технологии и организации строительства	<u>Карнова О.В.</u>
экономики строительства	<u>Саргисов А.И.</u>
вопросы экологии и безопасности	
жизнедеятельности	<u>Задвинский Т.В.</u>
НИР	<u>Муров А.И.</u>
Нормоконтроль	<u>Муров А.И.</u>

ПЕНЗА 2017 г.

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

Зав. кафедрой «УТВЕРЖДАЮ»
Лавренко И.И.
20 г.

ЗАДАНИЕ

на выполнение выпускной квалификационной работы бакалавра по направлению подготовки 08.03.01 «Строительство» направленность «Промышленное и гражданское строительство»

Автор ВКР Зависимук Евгений Сергеевич Швыткин

Группа СТ-44

Тема ВКР Кинематическая жем кр 1000 мост в г. Москва

Консультанты:

архитектурно-строительный раздел Трушинский А.В.

расчетно-конструктивный раздел Кузов А.И.

основания и фундаменты Куликов А.А.

технология и организация строительства Карпова О.В.

экономика строительства Сидоров А.И.

вопросы экологии и безопасности жизнедеятельности Разрешивин Т.В.

НИР Кузов А.И.

I. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ВКР

1. Место строительства г. Москва

2. Назначение здания. Степень новизны разрабатываемой работы. Реальность ВКР
Здание представляет собой кинематическую жем, предназначенную для обслуживания населения. Отличие от ранее разработанных проектов заключается в использовании инновационных систем.
(указать отличия от типового или ранее разработанного проекта)

II. СОСТАВ ВКР

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

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

2. Расчетно-конструктивная часть должна состоять из:

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

3. Раздел технологии и организации строительства включает в себя:

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

4. Раздел экономики строительства включает в себя:

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

5. Вопросы экологии и безопасности жизнедеятельности.

III. ТРЕБОВАНИЯ К ВЫПОЛНЕНИЮ ВКР

Сроки выполнения ВКР устанавливаются с 24.05 по 20.06 2017 г.

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

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

Дата выдачи «24» мая 2017 года.

Руководитель ВКР _____

СОДЕРЖАНИЕ

Введение.....	6
1. Архитектурно-строительный раздел.....	7
1.1. Исходные данные.....	8
1.2. Описание участка и решение генерального плана	9
1.3. Объемно-планировочное решение.....	10
1.4. Конструктивное решение.....	11
1.4.1. Фундаменты.....	12
1.4.2. Колонны.....	12
1.4.3. Фермы.....	13
1.4.4. Перекрытия.....	13
1.4.5. Балки.....	14
1.4.6. Наружные стены.....	14
1.4.7. Внутренние стены и перегородки	14
1.4.8. Окна.....	14
1.4.9. Двери	14
1.4.10. Лестничные марши.....	15
1.4.11. Полы.....	15
1.4.12. Подвесной потолок.....	16
1.4.13. Кровля	16
1.5. Расчеты	17
1.5.1. Теплотехнический расчет	17
1.5.2. Расчет акустики.....	20
2. Расчетно-конструктивный раздел.....	26
2.1. Расчет и конструирование стропильной фермы с поясами из тавров и решеткой из парных уголков.....	27
2.2. Расчет и конструирование подстропильной фермы из парных уголков	51
2.3. Расчет центрально-сжатой колонны.....	69

					ВКР-2069059-08.03.01-131101-2017	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		3

2.4. Расчет основания.....	75
2.4.1. Оценка инженерно-геологических условий площадки строительства	75
2.4.2. Проектирование фундаментов.....	75
2.4.3. Расчет осадки фундаментов.....	79
2.5. Научно-исследовательская работа.....	85
2.5.1. Расчет и конструирование стропильной фермы из парных уголков	86
2.5.2. Расчет и конструирование стропильной фермы с поясами из тавров и решеткой из парных уголков.....	89
2.5.3. Сравнительный анализ ферм.....	90
3. Раздел технологии и организации строительства.....	94
3.1. Паспорт объекта.....	95
3.2. Технология производства работ.....	96
3.3. Календарное планирование.....	99
3.3.1. Ведомость требуемых ресурсов.....	99
3.3.2. Расчет технико-экономических показателей.....	108
3.4. Объектный стройгенплан.....	110
3.4.1. Выбор монтажного механизма.....	110
3.4.2. Выбор транспортных средств для доставки конструкций.....	114
3.4.3. Внутрипостроечные дороги.....	115
3.4.4. Расчет площадей склада.....	115
3.4.5. Расчет площадей административно-бытовых помещений.....	118
3.4.6. Освещение строительной площадки.....	119
4. Раздел экономики.....	122
4.1. Определение капитальных вложений на строительство объекта.....	123
4.2. Локальная смета.....	123

4.3. Объектная смета.....	131
4.4. Сводный сметный расчет стоимости строительства	134
4.5. Техничко-экономические показатели.....	137
5. Раздел экологии и безопасности жизнедеятельности.....	138
5.1. Безопасность при проведении строительно-монтажных работ...139	
5.2. Пожарная безопасность.....	144
5.3. Санитарно-бытовое обслуживание.....	145
5.4. Охрана окружающей среды.....	146
Список использованной литературы.....	147
Приложения.....	149

ВВЕДЕНИЕ

В настоящее время отмечается рост в строительной сфере, который связан с постепенным оздоровлением и укреплением экономики страны. Привлечение частного капитала в строительную область накладывает основное требование рыночной экономики – минимальная стоимость при достойном качестве. В таких условиях неизбежен поиск лучших конструктивных и планировочных решений, что благоприятно сказывается на облике города.

В современных условиях строительство общественных зданий является наиболее актуальным и достаточно перспективным направлением. Рост населения, следовательно, рост площади микрорайонов в г. Москва и прилегающей к ней территории набирает высокие темпы. Исходя из этого выявляется необходимость организации проведения досуга жителей города и ближайших населенных пунктов.

Проектирование и строительство концертных залов весьма актуально в связи с тем, что реальная обеспеченность ими едва превышает 20% градостроительной нормы. Киноконцертные залы являются одним из наиболее распространенных и массовых типов общественных зданий. Из всех остальных зрелищных учреждений их посещаемость остается стабильно высокой.

В данной выпускной квалификационной работе рассматриваются вопросы проектирования киноконцертного зала на 1600 мест. Проект киноконцертного зала является индивидуальным, следовательно, имеет высокую архитектурную выразительность, неповторимость и прекрасно впишется в имеющуюся архитектурную среду микрорайона.

					ВКР-2069059-08.03.01-131101-2017	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		6

1. Архитектурно-строительный раздел

					ВКР-2069059-08.03.01-131101-2017	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		7

1.1 Исходные данные

Проектируемое здание – Киноконцертный зал на 1600 мест. Высота здания – 4 этажа. Район строительства – город Москва. В соответствии с [2]:

- климатический район – ПВ;
- зона влажности – 2 (нормальная);
- условия эксплуатации – Б;
- температура наиболее холодной пятидневки – -25°C ;
- средняя температура отопительного периода – $-2,2^{\circ}\text{C}$;
- продолжительность отопительного периода – 205 дней;
- нормативная глубина промерзания грунта: суглинок – 1,1 м.
- район по весу снегового покрова – III (расчетное значение веса снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли – $s_0=1,8\text{ кПа}=180\text{ кгс/м}^2=1,8\text{ кН/м}^2$),
- район по давлению ветра – I (нормативное значение ветрового давления – $w_0=0,23\text{ кПа}=23\text{ кгс/м}^2=0,23\text{ кН/м}^2$).

1.2 Описание участка и решение генерального плана

Данный кинотеатр размещается в жилом микрорайоне города. Место расположения кинотеатра удобно для подхода и эвакуации посетителей, изолировано и, в то же время, хорошо связано с общественным транспортом. Вокруг здания имеются посадки деревьев, непосредственно к отмотке, кинотеатра, прилегает газон. Дорожки перед входом в кинотеатр заасфальтированы, имеются скамейки. Всё это способствует отдыху посетителей кинотеатра. Рядом с кинотеатром имеются удобные стоянки для машин, а также площадь для проведения досуга жителей – эспланада. Проезды и пешеходные дорожки, связанные с городской сетью улиц и дорог.

Участок имеет прямоугольную форму, размеры в плане 301,9x125,4 м. Посадка здания и размещение красной линии показаны на листе графической части.

На участке расположены: здание кинотеатра, пешеходные дороги, зеленые насаждения, стоянка автомашин, эспланада.

Рядом с проектируемым кинотеатром расположены жилые дома.

Технико-экономические показатели генплана:

- площадь территории: 37858,26 м²;
- площадь застройки: 4409,2 м²;
- площадь озеленения: 7232 м²;
- площадь покрытия асфальтом: 14707 м²;
- площадь покрытия бетонной плиткой: 15368,9 м²;
- коэффициент озеленения: 19,1%;
- плотность застройки: 11,6%.

1.3 Объемно-планировочное решение

Проектируемый киноконцертный зал предполагается использовать как здание круглогодичного действия. Комплекс запроектирован как однозальный, с фойе, в виде самостоятельного здания.

Здание сложной конфигурации с габаритными размерами в плане 66,6x79,5 м. Здание концертного зала в продольном направлении разделено температурно-деформационным швом. Сетка колонн принята 7,2x7,2 м.

Помещения киноконцертного зала подразделяют на три группы: зрительный комплекс, демонстрационный комплекс и административно-хозяйственные помещения.

Здание переменной этажности, наибольшая высота здания 5 этажей. Высота этажей переменная.

На первом уровне расположены входной вестибюль, гардеробы, санузлы, склады декораций, гримерные. С отдельного входа расположен кассовый зал. Также предусмотрены загрузочные декораций и загрузочные в буфет. На втором – сцена и партерная часть зала, вестибюль второго этажа, фойе и санузлы. Административные, репетиционные и производственные помещения распределены по всем четырем этажам.

Вестибюли и фойе всех четырех этажей связаны атриумом; особую динамику ему придают открытые лестницы. Связь между этажами осуществляется посредством центральных лестниц, боковых лестниц и лифтов для маломобильных групп населения.

Основным помещением киноконцертного зала является зрительный зал. Он расположен на втором этаже здания, предназначен для проведения концертов, эстрадных представлений (в том числе представлений с участием гастрольных коллективов) и показа кино. Зал рассчитан на 1600 зрительских мест. Объем зала составляет $V = 17135 \text{ м}^3$. По торцевой поверхности предусмотрен бельэтаж, выступающий в зал на 6 м.

Зал в плане имеет форму, близкую к сектору круга. Зрительный зал имеет конфигурацию амфитеатра. Зал имеет наклонный пол, площадь

которого составляет $S = 813 \text{ м}^2$. Длина зала составляет 43,4 м, средняя ширина зала 18,8 м. Высота зала определяется размещением мест, высотой экрана и акустическим расчетом. Средняя высота 18,6 м.

Объемно-планировочное решение зала имеет следующие основные характеристики:

отношение средней длины зала к его ширине 2,3;

отношение средней ширины зала к его средней высоте 1,01;

удельный воздушный объем на одно зрительское место $10,7 \text{ м}^3$.

Планировка зала отвечает требованиям хорошей видимости экрана без искажений со всех зрительских мест и создает хорошие акустические условия. Площадь зала используется полностью, удобно размещены проходы, а также входы и выходы.

1.4 Конструктивное решение

Конструктивная система здания – каркасная. Несущий каркас здания выполняется из металлических конструкций. Выбор металлического каркаса обоснован простотой сборки, долговечностью, легкостью конструкций, экологичностью и возможностью воплощать сложные архитектурные решения. Так же использование металлического каркаса целесообразно в виду применения прокатных изделий, изготавливаемых на заводах, что повышает надежность конструкций, в сравнении с монолитным строительством.

1.4.1 Фундаменты

Фундаменты – подземные несущие конструкции, которые передают все приходящие на здание нагрузки и силовые воздействия от него на грунты основания.

Фундаменты приняты отдельно стоящие монолитные из бетона класса В15. Фундаменты возводятся по выровненному и утрамбованному со щебнем грунту.

Несмотря на разный уровень пола первого этажа, фундаменты устанавливаем на одном уровне, варьируя размеры подколонной части фундаментов. Размеры подошвы фундаментов рассчитаны на усилия от колонн. Расчет приведен в Разделе 3.

Для защиты помещений первого этажа от капиллярного проникания в них влаги в зданиях без подвала обязательно устройство горизонтального гидроизоляционного слоя, состоящего из двух слоев толя.

1.4.2 Колонны

Колонной называют вертикальный стержень, воспринимающий сжимающие усилия и передающий давление на нижележащие части сооружения или на фундамент.

Колонны приняты по расчету от постоянных и временных нагрузок (Раздел 2) стальные из прокатного профиля трубчатого сечения для каркаса

здания до температурного шва, и двутаврового сечения 23К1 – для здания после температурного шва.

Расчет размеров сечения колонн, их баз и оголовков приведены в разделе 2.

1.4.3 Фермы

Несущими конструкциями покрытия зрительного зала служат металлические фермы. Шаг ферм 7,2 м, пролет 36 м и 21,6 м. Подстропильная ферма для опирания ферм покрытий зрительного зала – 28,8 м. Высота ферм – 3,15 м. В межферменном пространстве размещаются венткороба, галерея для размещения прожекторов, переходный мостик для обслуживания оборудования.

К нижнему поясу ферм подвешиваются осветительные приборы, громкоговорители, решетки, подвесной потолок.

1.4.4 Перекрытия

Перекрытия приняты сталебетонные (СБП) по металлическим балкам размерами в соответствии с принятой сеткой колонн.

Перекрытие состоит из монолитной железобетонной плиты, бетонируемой по стальному профилированному настилу СКН902-1000, который, после набора бетоном заданной прочности, используется в качестве листовой арматуры. При опирании плиты СБП на стальные прогоны обеспечивается их совместная работа. Надежное сцепление СПН с бетоном обеспечивается зигобразным выступом, наносимым на вертикальные стенки при прокатке, и специальными анкерными устройствами, с помощью которых СПН крепится к полке стального прогона.

В плитах СБП применен легкий бетон на пористых заполнителях маркой В15. В качестве стального профилированного настила (СПИ) применен профлист типа СКН902-1000: толщиной 1,2 мм, шириной СПИ 1000 мм, длиной 7200 мм. Толщина сталебетонного перекрытия 200 мм.

1.4.5 Балки

Прогоны в здании приняты двутавры стальные горячекатаные высотой 35 см (35Б1) для опирания плит перекрытия и лестничных маршей. Длина балок 7,2 м, шаг 7,2 м.

1.4.6 Наружные стены

Стены здания выполнены из пеноблока толщиной 300 мм, утеплены минераловатными плитами «Руф Баттс». Фасад вентилируемый.

1.4.7 Внутренние стены и перегородки

Конструкции стен сценической коробки запроектированы из бетонных блоков толщиной 300 мм.

Перегородки выполнены с облицовкой гипсокартонными листами толщиной 100 мм. Конструкция перегородок состоит из каркаса из стальных профилированных полос, облицованного гипсокартонными листами. Перегородки выполнены с заполнением полужесткими минераловатными плитами толщиной 80 мм при плотности $\gamma = 100$ кг/м³.

1.4.8 Окна

Окна – светопрозрачный элемент ограждения здания. Они используются для естественного освещения и проветривания.

Окна в здании киноконцертного зала применены металлопластиковыми с двумя отдельными переплетами. Оконный блок состоит из коробки, имеющей составное сечение, с навешанными в них на петли распашными переплетами. Подоконная доска выполняется из пластика. Окна выполнены индивидуальными и устанавливаются исходя из необходимой освещенности помещений и архитектурной композиции фасада.

1.4.9 Двери

Двери – подвижные ограждения, обеспечивающие связь между помещениями, а также вход и выход из здания.

Дверь состоит из коробки и створных полотен, открывающихся в одну сторону. Дверь ограждает проем, связывающий помещения. Толщина дверных полотен принята для наружных стен – 53 мм, для внутренних – 30

мм. Наружные двери применены марок ДН 24-19, остекленные. Внутренние – марок ДГ 21-10, глухие. При входе в зрительный зал установлены три двупольные двери марки ДГ 21-10. Однопольные двери также установлены во всех административных помещениях. Двупольные двери устанавливаются при входе в зал, при входе в буфет и на выходе из зрительного зала.

Направление открывания дверей в общем определяется беспрепятственностью эвакуации из помещений.

Для остекления полотен применяются стекла толщиной 6 мм. Пазы для стекол обрамляются деревянными раскладками и уплотняются прокладками из резины. Для предохранения полотен и остекления от удара между ними и коробкой устанавливаются амортизаторы из губчатой резины.

1.4.10 Лестничные марши

В здании киноконцертного зала предусмотрены 10 - двухмаршевых лестниц – при подъеме на второй и третий этажи.

Лестницы, связывающие распределительный вестибюль и холлы второго и третьего этажей открытые, выполненные по индивидуальному заказу с шириной марша 3200 мм. Лестницы, расположенные в административно-хозяйственной части – сборные железобетонные с шириной марша 2200 мм, достаточной для переноса крупногабаритного оборудования и декораций. Гриммерные первого этажа с входом в зал для артистов связаны между собой облегченными металлическими лестницами с шириной марша 1000 мм.

Размеры ступеней 300х150. Высота ограждений марша – 900 мм. Перила устраивается из стальных звеньев, привариваемых к закладным элементам в боковой плоскости марша. Поручень выполнен из древесины.

1.4.11 Полы

Полы на грунт:

1. утрамбованный грунт;
2. песчаная подготовка;
3. бетон тяжелый, $\gamma=2000 \text{ кг/м}^3$, $\delta = 150 \text{ мм}$;

4. плиты жесткие минераловатные $\gamma=100 \text{ кг/м}^3$, $\delta = 80 \text{ мм}$;
5. пароизоляция обмазочная;
6. цементно-песчаная стяжка $\gamma=1800 \text{ кг/м}^3$, $\delta = 20 \text{ мм}$;
7. полимерные наливные полы.

Полы по перекрытию:

1. сталебетонное перекрытие по металлическим балкам $\delta = 200 \text{ мм}$;
2. цементно-песчаная стяжка $\gamma=1800 \text{ кг/м}^3$, $\delta = 20 \text{ мм}$;
3. полимерные наливные полы.

1.4.12 Подвесной потолок

Конструкция подвесного потолка состоит из несущих элементов в виде подвесок и несущих блоков. Подвеска выполняется из стали 10 мм, закрепляется в швы между панелями с шагом 1,5 м. К нижней части подвески привариваются несущие блоки, состоящие из уголков 40x40 мм. К несущим блокам крепятся направляющие блоки из двутаврового алюминиевого профиля с шагом в зависимости от используемых плит подвесного потолка.

1.4.13 Кровля

Кровля представляет собой совмещенное покрытие с организованным водостоком через внутренние водосборные воронки. Уклон не должен превышать 3%. Водосборная воронка устанавливается на 300м^2 , но не менее двух на здание. Расстояние между водосборными воронками не должно превышать 24м.

Состав кровли:

1. Металлическая ферма;
2. Прогоны швеллер [35;
3. Профлист 75-750-08
4. OSB $\delta=20 \text{ мм}$;
5. Пароизоляция Ютафол Д110 Стандарт;
6. Жесткие минераловатные плиты $\gamma=100\text{кг/м}^3$;
7. Кровельная мембрана Технониколь $\delta=2 \text{ мм}$.

1.5 Расчеты

1.5.1 Теплотехнический расчет

Покрытие над залом

Дополнительные исходные данные:

- Расчетная температура внутреннего воздуха – $t_{int} = 18^{\circ}\text{C}$;
- Расчетная влажность внутреннего воздуха – $\varphi_v = 55\%$;
- Зона влажности – нормальная.

Определяемые и рассчитываемые параметры:

- влажностный режим помещения – нормальный;
- условие эксплуатации ограждающей конструкции – А;
- расчетная зимняя температура наружного воздуха, равная средней температуре наиболее холодной пятидневки обеспеченностью 0,92 – $t_{ext} = -25^{\circ}\text{C}$;
- коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности ограждающих конструкций – $\alpha_{int} = 7,5 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C})$;
- коэффициент теплоотдачи наружной поверхности ограждающих конструкций – $\alpha_{ext} = 20 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C})$;
- нормативный температурный перепад между температурой внутреннего воздуха и температурой внутренней поверхности ограждающей конструкции – $\Delta t_n = 4^{\circ}\text{C}$;
- длительность отопительного периода – $z_{ht} = 205$ сут;
- средняя температура отопительного периода наружного воздуха за отопительный период – $t_{ht} = -2,2^{\circ}\text{C}$;
- Средняя месячная относительная влажность воздуха наиболее холодного месяца $\varphi_n = 83\%$.

Таблица 1.1 – Состав ограждающей конструкции покрытия

Материал слоя	Толщина δ , м	Расчетный коэф-т теплопроводности λ , Вт/(м ² ·°С)
OSB плита	0,02	0,15
Минераловатные плиты $\gamma=100$ кг/м ³	x	0,056
Кровельная мембрана Технониколь	0,002	0,3

Толщину утеплителя следует подбирать исходя из условий тепловой защиты здания:

$$1. R_0 > R_{reg} \quad (1.1)$$

$$2. \Delta t_0 < \Delta t_n \quad (1.2)$$

R_0 – общее сопротивление теплопередаче ограждающей конструкции;

R_{reg} – нормируемое сопротивление теплопередаче;

Δt_0 – расчетный температурный перепад между температурой внутреннего воздуха и температурой внутренней поверхности ограждающей конструкции;

Δt_n – нормативный температурный перепад между температурой внутреннего воздуха и температурой внутренней поверхности ограждающей конструкции.

Нормируемое сопротивление теплопередаче R_{reg} определяется как:

$$R_{reg} = aD_d + b, \quad (1.3)$$

где a , b – коэффициенты, значения которых следует принимать по [2] для соответствующих групп зданий (для общественных зданий: $a=0,0004$; $b=1,6$);

D_d – градусо-сутки отопительного периода (ГСОП).

$$D_d = (t_{int} - t_{ht}) \cdot z_{ht} \quad (1.4)$$

$$D_d = (18 - (-2,2)) \cdot 205 = 4141$$

$$R_{reg} = 0,0004 \cdot 4141 + 1,6 = 3,26 \text{ (м}^2 \cdot \text{°С)/Вт}$$

Общее сопротивление теплопередаче R_0 определяется как:

$$R_0 = R_b + \Sigma R_i + R_n, \quad (1.5)$$

где R_b – сопротивление тепловосприятию;

R_n – сопротивление теплоотдаче;

ΣR_i – сумма сопротивлений конструктивных слоев.

$$R_b = \frac{1}{\alpha_{int}} = \frac{1}{7,5} = 0,133 \quad (1.6)$$

$$R_n = \frac{1}{\alpha_{ext}} = \frac{1}{20} = 0,05 \quad (1.7)$$

$$R = \frac{\delta}{\lambda} \quad (1.8)$$

Примем $R_0 = R_{reg}$ и определим минимальную толщину утеплителя x :

$$3,26 = 0,133 + \frac{0,02}{0,15} + \frac{x}{0,056} + \frac{0,002}{0,3} + 0,05$$

$$x = 0,164 \text{ м}$$

В соответствии с унифицированным рядом толщин плит из минераловатных плит, принимаем толщину утеплителя равную 0,18 м.

Проверяем первое условие тепловой защиты здания ($R_0 > R_{reg}$):

$$R_0 = 0,133 + \frac{0,02}{0,15} + \frac{0,18}{0,056} + \frac{0,002}{0,3} + 0,05$$

$$R_0 = 3,54 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{°C}}{\text{Вт}}$$

$3,54 > 3,26 \Rightarrow$ условие выполнено.

Наружная стена

Таблица 1.2 – Состав ограждающей конструкции наружной стены

Материал слоя	Толщина δ , м	Расчетный коэф-т теплопроводности λ , Вт/(м ² ·°C)
Керамогранит	0,012	0,4
Воздушная прослойка	0,04	0,024
Минераловатные плиты $\gamma = 100 \text{ кг/м}^3$	x	0,056
Пеноблок $\gamma = 1000 \text{ кг/м}^3$	0,3	0,29
Сложный раствор	0,02	0,7

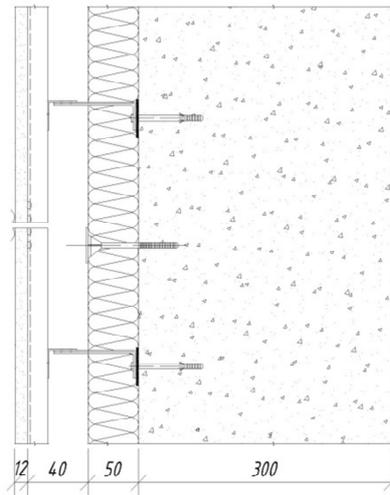


Рисунок 1.1 – Конструкция стены

Нормируемое сопротивление теплопередаче

$$R_{\text{рег}} = 0,0003 \cdot 4141 + 1,2 = 2,44 \text{ (м}^2 \cdot \text{°C)/Вт}$$

Минимальная толщина утеплителя x :

$$2,44 = 0,133 + \frac{0,012}{0,4} + \frac{0,04}{0,024} + \frac{x}{0,056} + \frac{0,3}{0,29} + \frac{0,02}{0,7} + 0,05$$

$$x = -0,05 \text{ м}$$

Отрицательное значение показывает, что конструкция стены удовлетворяет требованиям тепловой защиты зданий без применения теплоизолирующего слоя.

Примем конструктивно толщину утеплителя 50 мм.

1.5.2 Расчет акустики

Основным акустическим параметром зала является время реверберации. Оптимальное значение времени реверберации назначается в зависимости от его объема и функционального назначения. Действующим нормативным документом, регламентирующим время реверберации, является СП51.13330.2011[5].

Время реверберации в зале рассчитываются в нормируемых октавных полосах частот от 125 Гц до 4000 Гц. Для вычисления времени реверберации применяется методика, изложенная в СП51.13330.2011 и в Руководстве по

акустическому проектированию залов многоцелевого назначения средней вместимости [32].

В первую очередь определяется эквивалентная площадь звукопоглощения зала по формуле:

$$A_{\text{общ}} = \sum \alpha S + \sum A + \alpha_{\text{доб}} S_0, \quad (1.9)$$

где $\sum \alpha S$ – сумма произведений площадей отдельных поверхностей S на их коэффициент звукопоглощения α для данной частоты;

S_0 – общая площадь поверхностей;

$\sum A$ – сумма эквивалентного звукопоглощения слушателей и кресел;

$\alpha_{\text{доб}}$ – коэффициент добавочного звукопоглощения, учитывающий добавочное звукопоглощение, вызываемое проникновением звуковых волн в различные щели и отверстия, колебаниями гибких элементов и т.п.

Далее определяется средний коэффициент звукопоглощения внутренних поверхностей зала на данной частоте:

$$\alpha_{\text{ср}} = \frac{A_{\text{общ}}}{S_0} \quad (1.10)$$

Время реверберации на частотах до 1000 Гц включительно рассчитывается по формуле:

$$T = 0,163 \frac{V}{S_0 \cdot \varphi(\alpha_{\text{ср}})}, \quad (1.11)$$

где V – объем зала,

S_0 – общая площадь внутренних поверхностей зала,

$$\varphi(\alpha_{\text{ср}}) = -\ln(1 - \alpha_{\text{ср}}) \quad (1.12)$$

функция среднего коэффициента звукопоглощения.

На частотах выше 1000 Гц время реверберации определяется по формуле:

$$T = 0,163 \frac{V}{S_0 \cdot \varphi(\alpha_{\text{ср}}) + \eta V}, \quad (1.13)$$

где η – коэффициент, учитывающий поглощение звука в воздухе в зависимости от температуры и относительной влажности.

По таблице из [32] находится коэффициент объемного поглощения η при температуре 20°C и относительной влажности воздуха 60%. Для частоты 2000 Гц он равен 0,009 м⁻¹, а для частоты 4000 Гц – 0,0224 м⁻¹.

Согласно методике расчета полученные значения времени реверберации округляют с точностью 0,05 с.

Концепция акустической отделки

Основное назначение зала – концерты. Согласно СП51.13330.2011 [5] зал объемом 17135м² должен иметь время реверберации 1,7 с на средних частотах. Допустимые отклонения значений времени реверберации составляют ±10% на средних и высоких частотах, для низких частот допустимо превышение в пределах 20%.

Расположение отделочных материалов на стенах и на потолке зала необходимо выполнить с учетом того, что приоритетно зал используется для проведения концертных мероприятий. Для создания в зале громких первых отражений от ограждающих конструкций стен и потолка, а также с целью снижения эха от поверхностей, удаленных от источников звука, отделочные материалы рекомендуется расположить таким образом, чтобы в присценической зоне были материалы с низким коэффициентом звукопоглощения, а в задней части зала с увеличенным коэффициентом звукопоглощения.

Для обеспечения требуемого времени реверберации необходимо использовать для финишной отделки зала материалы, обладающие звукопоглощающими свойствами. Согласно принятой концепции такие материалы должны быть расположены в задней части зала. Для того чтобы не возникло неравномерности распределения звукопоглощающего фонда на внутренних поверхностях зала, необходимо выбрать звукопоглощающие материалы со средним коэффициентом звукопоглощения, т.е. не превышающим 0,3-0,5.

Для акустической отделки зала рекомендуется применить следующие материалы:

1. Материалы со средним коэффициентом звукопоглощения:

- деревянные панели толщиной 5-10 мм на отnose 50 мм от поверхности;
- древесностружечные или древесноволокнистые плиты толщиной 20 мм с ламинированной или шпонированной поверхностью на отnose 50 мм от поверхности стен;
- Панели Heradesign Plano толщиной 25 мм на отnose 30 мм от стен.

Относ заполняется звукопоглощающим материалом.

2. Материалы с низким коэффициентом звукопоглощения:

- оштукатуренные и окрашенные стены и потолок из монолитного гипса толщиной не менее 50мм.

Комплекс отделочных материалов для внутренних поверхностей концертного зала, удовлетворяющий предложенной акустической концепции, представлен в следующем разделе.

Расчет времени реверберации

Для реализации предложенной акустической концепции концертного зала предлагается следующий комплекс мероприятий по внутренней отделке:

- на потолке около задней стены разместить панели Heradesign Plano толщиной 25 мм на отnose 30 мм. Относ заполняется звукопоглощающим материалом. На задней стене бельэтажа и амфитеатра разместить панели Heradesign Superfine толщиной 25 мм на отnose 30мм. Относ заполняется звукопоглощающим материалом;

- ограждение осветительной ложи и часть боковых стен бельэтажа облицевать деревянными панелями толщиной 5-10 мм на отnose 50 мм от поверхности стен;

- остальные поверхности стен должны быть оштукатурены и окрашены.

Потолок выполнить из монолитного гипса толщиной не менее 50мм.

При расчете необходимо учесть звукопоглощение, вносимое зрителями. В зале предусмотрено 1600 зрительских мест. При расчете предполагается, что 70% мест занято зрителями.

Условия добавочного звукопоглощения в зале явно выражены, поэтому коэффициент добавочного звукопоглощения $\alpha_{доб}$ принимаем согласно рекомендациям [32].

В таблице 1.3 приведены коэффициенты звукопоглощения используемых материалов и конструкций на различных частотах и площади, занимаемые указанными этими материалами и конструкциями.

Таблица 1.3 – Расчет времени реверберации концертного зала

Звукопоглощающий материал	Площадь, м ²	Коэффициент звукопоглощения на частотах, Гц					
		125	250	500	1000	2000	4000
Панели Heradesign Plano	155	0,48	0,40	0,35	0,26	0,24	0,27
Деревянные панели	160	0,20	0,15	0,06	0,05	0,04	0,04
Паркет	200	0,04	0,04	0,07	0,06	0,06	0,07
Оштукатуренные поверхности и гипсовый потолок	700	0,02	0,02	0,02	0,03	0,04	0,04
Проем сцены	200	0,20	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
Портьеры	10	0,04	0,20	0,30	0,35	0,47	0,55
Кресло со зрителем	525	0,25	0,30	0,40	0,45	0,45	0,40
Пустое кресло	225	0,15	0,20	0,20	0,25	0,30	0,30
Добавочное звукопоглощение		0,09	0,07	0,06	0,05	0,04	0,03
Эквивалентное звукопоглощение, А, м ²		498	501	521	530	527	491
Средний коэффициент звукопоглощения $\alpha_{ср}$		0,28	0,28	0,29	0,30	0,29	0,27
Время реверберации, с		1,87	1,86	1,77	1,74	1,60	1,53

На рис. 1.2 приведен график частотной зависимости времени реверберации зала. Сплошные линии на графике указывают допустимый диапазон значений времени реверберации для данного зала.

Согласно методике расчета полученные значения времени реверберации округляются с точностью до 0,05 с. Окончательные расчетные значения для времени реверберации приведены в таблице 1.4.

Рисунок 1.2 – Расчетное время реверберации Концертного зала

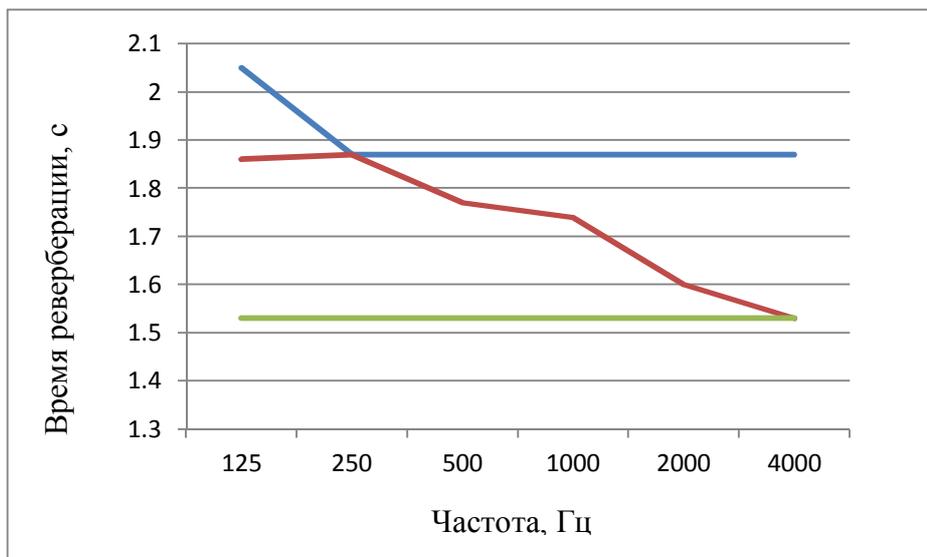


Таблица 1.4 – Время реверберации концертного зала

Частота, Гц	125	250	500	1000	2000	4000
Время реверберации	1,85	1,85	1,75	1,75	1,60	1,55

2. Расчетно-конструктивный раздел

					ВКР-2069059-08.03.01-131101-2017	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		26

2.1 Расчет и конструирование стропильной фермы с поясами из тавров и решеткой из парных уголков

Требуется рассчитать и сконструировать стропильную ферму покрытия со стержнями из тавров и решеткой из парных уголков при определенных заданных условиях. При расчете фермы используется СП 16.13330.2011 «Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*».

1. Исходные данные

Район строительства – г. Москва. Для указанного района расчетная температура наружного воздуха наиболее холодных суток обеспеченностью 0,92 равна - 25°C.

Назначение проектируемого здания – киноконцертный зал. Уровень ответственности – нормальный. Коэффициент надежности $\gamma_n=1,0$.

Краткое описание покрытия: плоское, бесфонарное. Фермы стальные с параллельными поясами высотой 3,15 м по обушкам уголков, пролетом 35,6 м, располагаются с шагом 7,2 м. Устойчивость и геометрическая неизменяемость покрытия обеспечиваются постановкой связей по поясам ферм. Опираение ферм осуществляется на стальные колонны с одной стороны (тип узла сопряжения с колонной – шарнирный), на подстропильную ферму – с другой.

Кровля рулонная из кровельной мембраны. В качестве основания под кровлю – плиты OSB $\delta=20$ мм, утеплитель – минераловатные плиты повышенной жесткости; толщина утеплителя определена по строительным теплотехническим нормативам. Конструкция кровли представлена в разделе «Архитектурное проектирование».

Фермы не подвержены динамическим воздействиям и работают на статические нагрузки.

Согласно [4, табл. В.1] принимаем материалы конструкций: верхний, нижний пояса из тавров и решетка из парных уголков – сталь С245 по ГОСТ 27772-88*, фасонки – сталь С255 по ГОСТ 27772-88*; фланцы для стыка нижнего пояса – сталь С345-3 по ГОСТ 27772-88*.

Сварка полуавтоматическая в среде углекислого газа (ГОСТ 8050-85*) сварочной проволокой марки Св-08Г2С (ГОСТ 2246-70*) диаметром 2мм. На монтаже применяется ручная дуговая сварка.

Антикоррозийное покрытие проектируемых стальных конструкций назначается в соответствии с указаниями норм проектирования по защите строительных конструкций от коррозии.

2. Сбор нагрузок

Для определения расчетных усилий в стержнях фермы предварительно выполняем сбор нагрузок.

Таблица 2.1 – Нагрузки на стропильную ферму

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, гН/м ²	γ_f	Расчетная нагрузка, гН/м ²
Постоянные нагрузки			
1. Нагрузка от покрытия:			
Профнастил	0,68	1,1	0,75
OSB $\delta=20$ мм ($\gamma=650$ кг/м ³)	1,3	1,1	1,43
Пароизоляция Ютафол Д110 Стандарт	0,1	1,1	0,11
Теплоизоляция (минераловатные плиты $\gamma=100$ кг/м ³)	1,2	1,1	1,32
Кровельная мембрана Технониколь $\delta=2$ мм	0,15	1,1	0,17
Итого	2,75		3,03
2. Собственный вес прогонов (ориентировочно)	1	1,05	1,05
3. Собственный вес фермы (ориентировочно)	3,7	1,05	3,9
Итого	6,45		7,98
Временная нагрузка			
Снеговая нагрузка для III снегового района	12,86	1,4	18
Полная нагрузка	20,3		26

Собственная масса фермы подсчитана по приближенной формуле Н.С. Стрелецкого

$$q_{\Phi}^H = \frac{\chi l \sum q_i}{R_y - \chi l} = \frac{6,4 \cdot 35,6 \cdot 21,03}{\frac{240 \cdot 10^3}{78,5} - 6,4 \cdot 35,6} = 2,7 \frac{\text{гН}}{\text{м}^2}, \quad (2.1)$$

где $\sum q_i$ – расчетная нагрузка на ферму от покрытия и снега; R_y - расчетное сопротивление стали поясов фермы ($R_y = 240$ МПа); γ - удельный вес стали ($\gamma=785$ гН/м²); χ – характеристика фермы.

С учетом массы связей принимаем $q_{\Phi}^H = 2,7 + 1 = 3,7$ гН/м².

Расчетная постоянная погонная нагрузка на ригель

$$q_g = qB_{\phi}\gamma_n = 7,98 \cdot 7,2 \cdot 1 = 57,5 \frac{\text{гН}}{\text{м}}, \quad (2.2)$$

где q – расчетная постоянная нагрузка на 1 м^2 покрытия (из табл. 1).

Расчетная погонная снеговая нагрузка на ферму

$$p_s = SB_{\phi}\gamma_n = 18 \cdot 7,2 \cdot 1 = 129,6 \frac{\text{гН}}{\text{м}}, \quad (2.3)$$

где S – расчетная снеговая нагрузка на 1 м^2 горизонтальной проекции покрытия (по СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия»).

Расчетные узловые силы на ферму:

$$\text{- от постоянной нагрузки: } F_g = q_g d = 57,5 \cdot 3,6 = 207 \text{ гН}; \quad (2.4)$$

$$\text{- от снеговой нагрузки: } F_s = p_s d = 129,6 \cdot 3,6 = 467 \text{ гН}; \quad (2.5)$$

где d – длина панели верхнего пояса фермы.

Ветровая нагрузка.

Район строительства относится к I району по давлению ветра с нормативным значением ветрового давления – $w_0=2,3 \text{ гН/м}^2$.

Определим распределенную нагрузку от активного ветрового давления по всей высоте здания по формуле:

$$q_n^a = \gamma_f \omega_0 k B, \quad (2.6)$$

где B – грузовая площадь (шаг колонн);

k – аэродинамический коэффициент, принимаемый по [1].

$$q_1^a = 1,4 \cdot 2,3 \cdot 0,8 \cdot 0,5 \cdot 7,2 = 9,27 \text{ гН/м}^2$$

$$q_2^a = 1,4 \cdot 2,3 \cdot 0,8 \cdot 0,65 \cdot 7,2 = 12,06 \text{ гН/м}^2$$

$$q_5^a = 1,4 \cdot 2,3 \cdot 0,8 \cdot 0,844 \cdot 7,2 = 15,65 \text{ гН/м}^2$$

$$q_3^a = 1,4 \cdot 2,3 \cdot 0,8 \cdot 0,85 \cdot 7,2 = 15,77 \text{ гН/м}^2$$

$$q_4^a = 1,4 \cdot 2,3 \cdot 0,8 \cdot 0,91 \cdot 7,2 = 16,88 \text{ гН/м}^2$$

Эпюру ветрового давления см. на рис. 2.1.

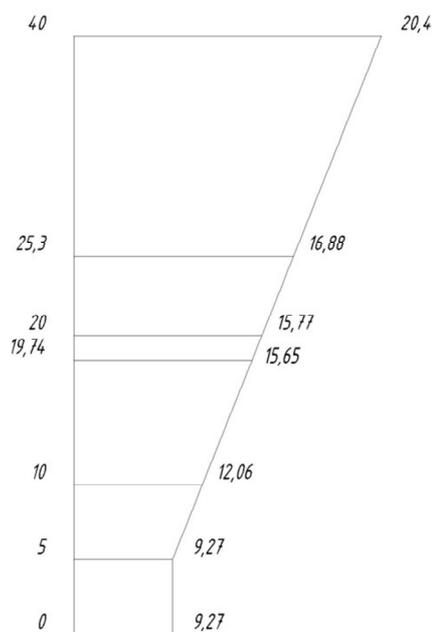


Рисунок 2.1 – Эпюра ветрового давления

3. Статический расчет фермы

Рассматриваем статически определимую ферму.

Усилия в ферме определяем по специальной программе SNFerma на ЭВМ.

Результаты статического расчёта приводим в табл. 2.2. Обозначения стропильной фермы см. на рис. 2.2.

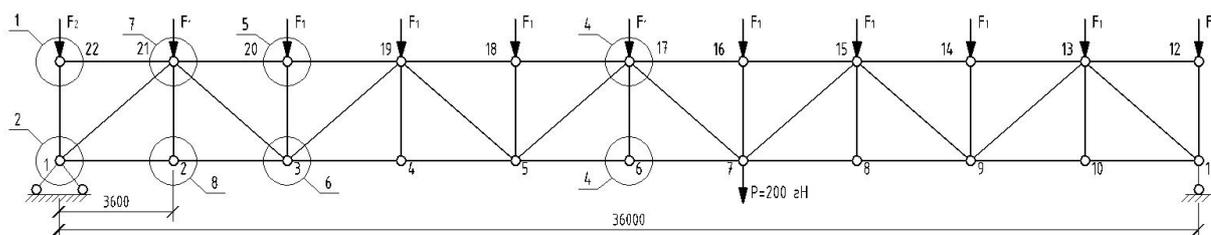


Рисунок 2.2 - Обозначение стержней и узлов стропильной фермы

Ферма симметричная. Рассматриваем правую часть, т.к. в ней дополнительно приложена нагрузка $P = 200$ гН (нагрузка от люльки).

Усилия в заделке колонны с фундаментом от ветровой нагрузки при $h=25,3$ м: $M = 561,8$ гНм; $Q = 38,2$ гН.

Усилия в заделке от ветровой нагрузки при $h=19,74$ м:

$M = 639,3$ гНм; $Q = 58,7$ гН.

Таблица 2.2 – Расчетные усилия в стержнях фермы, гН

Элемент фермы	Обозначение стержня	Усилия от постоянной нагрузки	Усилия от снеговой нагрузки			Расчетные усилия	
			слева	справа	с двух сторон	сжатие	растяжение
Верхний пояс	12-13	0	0	0	0	0	0
	13-14, 14-15	-2166,857	-1601,1	-3202,3	-4269,7	-6436,6	0
	15-16, 16-17	-3387,428	-3202,3	-4269,7	-6404,6	-9792	0
Нижний пояс	6-7	3414,286	4002,86	4002,86	6671,43	0	10085,7
	7-8, 8-9	2895,428	2401,71	4002,86	5604	0	8499,43
	9-10, 10-11	1201,714	800,571	1868	2401,71	0	3603,42
Раскосы	7-15	653,754	1063,77	354,591	1063,77	0	1717,52
	7-17	-35,687	-1063,8	354,591	-354,59	-1099,5	318,9
	9-13	1282,452	1063,77	1772,96	2482,14	0	3764,59
	9-15	-968,102	-1063,8	-1063,8	-1772,9	-2759	0
	11-13	-1596,8	-1063,8	-2482,1	-3191,3	-4788,1	
Стойки	6-17, 8-15, 10-13	0	0	0	0	0	0
	7-16, 9-14	-207	-467	0	-467	-674	0
	11-12	-103,5	-233,5	0	-233,5	-337	0

4. Подбор сечений стержней фермы

4.1 Подбор сечения стержней верхнего пояса

Верхний пояс принимаем без изменения сечения по всей длине и рассчитываем его на максимальное усилие $N_{15-16} = -9792$ гН.

Для стали С245 ГОСТ 27772-88* по [4, табл. В.5] определяем расчетное сопротивление $R_y = 240$ МПа.

Задаемся гибкостью $\lambda = 90$, вычисляем условную гибкость

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 90 \sqrt{\frac{240}{206000}} = 3,04 \quad (2.7)$$

По [4, табл. Д.1] для типа стержней с согласно [4, табл. 7] коэффициент устойчивости при центральном сжатии $\varphi = 0,53$.

Требуемая площадь сечения верхнего пояса

$$A_{тр} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{9792}{0,53 \cdot 240 \cdot 1} = 77 \text{ см}^2, \quad (2.8)$$

где γ_c – коэффициент условий работы, для верхнего сжатого пояса из парных уголков $\gamma_c = 1$.

Принимаем тавровое сечение из тавра 20ШТ2 по ТУ 14-2-685-86 с геометрическими характеристиками:

площадь поперечного сечения $A = 70,37 \text{ см}^2$;

радиусы инерции сечения: $i_x = 5,15$ см, $i_y = 7,16$ см.

Расчетные длины стержней: в плоскости фермы $l_{ef,x} = 360$ см, из плоскости фермы $l_{ef,y} = 360$ см.

Гибкости стержня:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{360}{5,15} = 69,9; \quad \bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 69,9 \sqrt{\frac{240}{206000}} = 2,4; \quad (2.9)$$

$$\varphi_x = 0,672;$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{360}{7,16} = 50,3; \quad \bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 50,3 \sqrt{\frac{240}{206000}} = 1,7; \quad (2.10)$$

$$\varphi_x = 0,795;$$

здесь предельные гибкости $[\lambda]_x$ и $[\lambda]_y$ определены по формулам

$$[\lambda]_x = [\lambda]_{min} = 180 - 60\alpha_x = 180 - 60 \cdot 0,78 = 128,4 > \lambda_x = 69,9, \quad (2.11)$$

где

$$\alpha_x = \frac{N}{\varphi_x AR_y \gamma_c} = \frac{9792}{0,672 \cdot 70,37 \cdot 240 \cdot 1} = 0,86 > 0,5; \quad (2.12)$$

$$[\lambda]_y = 180 - 60\alpha_y = 180 - 60 \cdot 0,66 = 140,4 > \lambda_y = 50,3, \quad (2.13)$$

где

$$\alpha_y = \frac{N}{\varphi_y AR_y \gamma_c} = \frac{9792}{0,795 \cdot 70,37 \cdot 240 \cdot 1} = 0,73 > 0,5. \quad (2.14)$$

Условия гибкости стержней выполняются.

Проверка устойчивости стержня верхнего пояса:

$$\frac{N}{\varphi_{min} AR_y \gamma_c} = \frac{9792}{0,672 \cdot 70,37 \cdot 240 \cdot 1} = 0,86 < 1. \quad (2.15)$$

Устойчивость обеспечена.

Проверяем местную устойчивость стенок сжатого пояса:

$$\begin{aligned} \frac{h_{\omega,ef}}{d} &= \frac{15,45}{1,15} = 13,43 < (0,4 + 0,07\bar{\lambda}) \left(1 + 0,25 \sqrt{2 - \frac{b}{h_{\omega,ef}}} \right) \sqrt{\frac{E}{R_y}} = \\ &= (0,4 + 0,07 \cdot 2,4) \left(1 + 0,25 \sqrt{2 - \frac{30}{15,45}} \right) \sqrt{\frac{206000}{240}} = 15,64, \end{aligned} \quad (2.16)$$

где

$$h_{\omega,ef} = h - t - R = 19,25 - 1,6 - 2,2 = 15,45 \text{ см}. \quad (2.17)$$

$$0,8 < \bar{\lambda} = 2,4 < 4; \frac{b}{h_{\omega,ef}} = \frac{30}{15,45} = 1,94. \quad (2.18)$$

Местная устойчивость стенок тавра обеспечена.

4.2 Подбор сечения нижнего пояса

Для уменьшения типоразмеров сечения уголков нижний пояс проектируется без изменения сечения по длине. Рассчитываем его на максимальное усилие $N_{6-7} = 10085,7$ гН.

Требуемая площадь сечения нижнего пояса

$$A_{тр} = \frac{N}{R_y \gamma_c} = \frac{10085,7}{240 \cdot 1} = 42 \text{ см}^2, \quad (2.19)$$

где γ_c – коэффициент условий работы, для нижнего растянутого пояса из парных уголков $\gamma_c = 1$.

Расчетные длины стержней: в плоскости фермы $l_{ef,x} = 360$ см, из плоскости фермы $l_{ef,y} = 720$ см.

Минимальные радиусы инерции:

$$i_{x \min} = \frac{l_{ef,x}}{[\lambda]_x} = \frac{360}{400} = 0,9 \text{ см}; \quad (2.20)$$

$$i_{x \min} = \frac{l_{ef,y}}{[\lambda]_x} = \frac{720}{400} = 1,8 \text{ см}. \quad (2.21)$$

Конструктивно принимаем тавровое сечение из тавра 15ШТЗ по ТУ 14-2-685-86 с геометрическими характеристиками:

площадь поперечного сечения $A = 43,18 \text{ см}^2$;

радиусы инерции сечения: $i_x = 3,81$ см, $i_y = 4,82$ см.

Сечение нижнего пояса принято из условия конструирования монтажного стыка на фланцах с применением высокопрочных болтов в соответствии с рекомендациями, изложенными в документации для типового проектирования.

Толщину фасонки назначаем по толщинам стенок тавров. У сечения тавра Т20ШТ2 толщина стенки $d = 11,5$ мм; у сечения тавра Т15ШТЗ $d = 8,5$ мм. Для верхнего пояса принимаем $t_\phi = 12$ мм, для нижнего $t_\phi = 10$ мм.

4.3 Подбор сечения стержней сжатого опорного раскоса

Сжатый опорный раскос рассчитываем на максимальное усилие $N_{11-13} = -4788,1$ ГН.

Задаемся гибкостью $\lambda=90$, вычисляем условную гибкость

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 90 \sqrt{\frac{240}{206000}} = 3,04$$

Коэффициент устойчивости при центральном сжатии $\varphi=0,53$.

Требуемая площадь сечения верхнего пояса

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{4788,1}{0,53 \cdot 240 \cdot 1} = 37,6 \text{ см}^2,$$

где γ_c – коэффициент условий работы, для верхнего сжатого пояса из парных уголков $\gamma_c = 1$.

Принимаем тавровое сечение из двух уголков $\perp 140 \times 9$ по ГОСТ 8509-93 с геометрическими характеристиками:

площадь поперечного сечения $A = 2A_{y2} = 2 \cdot 24,7 = 49,4 \text{ см}^2$;

радиусы инерции сечения: $i_x = 4,34 \text{ см}$, $i_y = 6,16 \text{ см}$.

Расчетные длины стержней: в плоскости фермы $l_{ef,x} = 382,7 \text{ см}$, из плоскости фермы $l_{ef,y} = 478,4 \text{ см}$.

Гибкости стержня:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{382,7}{4,34} = 88,2; \quad \bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 88,2 \sqrt{\frac{240}{206000}} = 3;$$

$\varphi_x = 0,562$;

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{478,4}{6,16} = 77,7; \quad \bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 77,7 \sqrt{\frac{240}{206000}} = 2,6;$$

$\varphi_y = 0,635$;

здесь предельные гибкости $[\lambda]_x$ и $[\lambda]_y$ определены по формулам

$$[\lambda]_x = [\lambda]_{\text{min}} = 180 - 60\alpha_x = 180 - 60 \cdot 0,72 = 136,8 > \lambda_x = 88,2,$$

где

$$\alpha_x = \frac{N}{\varphi_x A R_y \gamma_c} = \frac{4788,1}{0,562 \cdot 49,4 \cdot 240 \cdot 1} = 0,72 > 0,5;$$

$$[\lambda]_y = 180 - 60\alpha_y = 180 - 60 \cdot 0,64 = 141,6 > \lambda_y = 78,$$

где

$$\alpha_y = \frac{N}{\varphi_y A R_y \gamma_c} = \frac{4788,1}{0,635 \cdot 49,4 \cdot 240 \cdot 1} = 0,64 > 0,5.$$

Проверка устойчивости стержня опорного раскоса:

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{4788,1}{0,562 \cdot 49,9 \cdot 240 \cdot 1} = 0,72 < 1.$$

Устойчивость обеспечена.

4.4 Подбор сечения стержней сжатого раскоса

Сжатый раскос рассчитываем на максимальное усилие $N_{9-15} = -2759$ гН.

Задаемся гибкостью $\lambda=90$, вычисляем условную гибкость

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 90 \sqrt{\frac{240}{206000}} = 3,04$$

Коэффициент устойчивости при центральной сжатии $\varphi=0,53$.

Требуемая площадь сечения верхнего пояса

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{2759}{0,53 \cdot 240 \cdot 1} = 21,7 \text{ см}^2,$$

где γ_c – коэффициент условий работы, для верхнего сжатого пояса из парных уголков $\gamma_c = 1$.

Принимаем тавровое сечение из двух уголков $\perp 110 \times 8$ по ГОСТ 8509-93 с геометрическими характеристиками:

площадь поперечного сечения $A = 2A_{y2} = 2 \cdot 17,2 = 34,4 \text{ см}^2$;

радиусы инерции сечения: $i_x = 3,39 \text{ см}$, $i_y = 5,15 \text{ см}$.

Расчетные длины стержней: в плоскости фермы $l_{ef,x} = 382,7 \text{ см}$, из плоскости фермы $l_{ef,y} = 478,4 \text{ см}$.

Гибкости стержня:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{382,7}{3,39} = 112,9; \quad \bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 112,9 \sqrt{\frac{240}{206000}} = 3,8;$$

$$\varphi_x = 0,43;$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{478,4}{5,15} = 92,9; \quad \bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 92,9 \sqrt{\frac{240}{206000}} = 3,2;$$

$$\varphi_x = 0,526;$$

здесь предельные гибкости $[\lambda]_x$ и $[\lambda]_y$ определены по формулам

$$[\lambda]_x = [\lambda]_{min} = 180 - 60\alpha_x = 180 - 60 \cdot 0,73 = 136,2 > \lambda_x = 112,9,$$

где

$$\alpha_x = \frac{N}{\varphi_x AR_y \gamma_c} = \frac{2759}{0,43 \cdot 34,4 \cdot 240 \cdot 1} = 0,73 > 0,5;$$

$$[\lambda]_y = 180 - 60\alpha_y = 180 - 60 \cdot 0,64 = 141,6 > \lambda_y = 92,9,$$

где

$$\alpha_y = \frac{N}{\varphi_y AR_y \gamma_c} = \frac{2759}{0,526 \cdot 34,4 \cdot 240 \cdot 1} = 0,64 > 0,5.$$

Проверка устойчивости стержня сжатого раскоса:

$$\frac{N}{\varphi AR_y \gamma_c} = \frac{2759}{0,43 \cdot 34,4 \cdot 240 \cdot 1} = 0,73 < 1.$$

Устойчивость обеспечена.

4.5 Подбор сечения растянутого раскоса

Рассчитываем растянутый раскос на максимальное усилие $N_{9-13} = 3764,59$ ГН.

Требуемая площадь сечения растянутого раскоса:

$$A_{тр} = \frac{N}{R_y \gamma_c} = \frac{3764,59}{240 \cdot 1} = 15,7 \text{ см}^2,$$

где γ_c – коэффициент условий работы, для нижнего растянутого пояса из парных уголков $\gamma_c = 1$.

Расчетные длины стержней: в плоскости фермы $l_{ef,x} = 382,7$ см, из плоскости фермы $l_{ef,y} = 478,4$ см.

Минимальные радиусы инерции:

$$i_{x \min} = \frac{l_{ef,x}}{[\lambda]_x} = \frac{382,7}{400} = 0,96 \text{ см};$$

$$i_{x \min} = \frac{l_{ef,x}}{[\lambda]_x} = \frac{478,4}{400} = 1,2 \text{ см}.$$

Принимаем тавровое сечение из двух уголков $\perp 75 \times 6$ по ГОСТ 8509-93 с геометрическими характеристиками:

$$\text{площадь поперечного сечения } A = 2A_{yz} = 2 \cdot 8,78 = 17,56 \text{ см}^2;$$

$$\text{радиусы инерции сечения: } i_x = 2,3 \text{ см}, i_y = 3,51 \text{ см}.$$

Проверка гибкости стержня:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{382,7}{2,3} = 167 < [\lambda]_x = 400;$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{478,4}{3,51} = 136,3 < [\lambda] = 400.$$

Гибкость стержня меньше предельной.

Проверка прочности сечения растянутого раскоса:

$$\frac{N}{AR_y \gamma_c} = \frac{3764,59}{17,56 \cdot 240 \cdot 1} = 0,89 < 1.$$

Прочность обеспечена.

4.6 Подбор сечения стержней стоек

Сжатую стойку рассчитываем на максимальное усилие $N_{9-14} = -674$ гН.

Задаемся гибкостью $\lambda = 90$, вычисляем условную гибкость

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 90 \sqrt{\frac{240}{206000}} = 3,04$$

Коэффициент устойчивости при центральном сжатии $\varphi = 0,53$.

Требуемая площадь сечения верхнего пояса

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{674}{0,53 \cdot 240 \cdot 1} = 5,3 \text{ см}^2,$$

где γ_c – коэффициент условий работы, для верхнего сжатого пояса из парных уголков $\gamma_c = 1$.

Принимаем тавровое сечение из двух уголков $\perp 63 \times 5$ по ГОСТ 8509-93 с геометрическими характеристиками:

площадь поперечного сечения $A = 2A_{yz} = 2 \cdot 6,13 = 12,26 \text{ см}^2$;

радиусы инерции сечения: $i_x = 1,94 \text{ см}$, $i_y = 3,26 \text{ см}$.

Расчетные длины стержней: в плоскости фермы $l_{ef,x} = 252 \text{ см}$, из плоскости фермы $l_{ef,y} = 315 \text{ см}$.

Гибкости стержня:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{252}{1,94} = 129,9; \quad \bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 129,9 \sqrt{\frac{240}{206000}} = 4,4;$$

$$\varphi_x = 0,351;$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{315}{3,26} = 96,6; \quad \bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 96,6 \sqrt{\frac{240}{206000}} = 3,3;$$

$$\varphi_x = 0,509;$$

здесь предельные гибкости $[\lambda]_x$ и $[\lambda]_y$ определены по формулам

$$[\lambda]_x = [\lambda]_{min} = 180 - 60\alpha_x = 180 - 60 \cdot 0,65 = 141 > \lambda_x = 129,9,$$

где

$$\alpha_x = \frac{N}{\varphi_x A R_y \gamma_c} = \frac{674}{0,351 \cdot 12,26 \cdot 240 \cdot 1} = 0,65 > 0,5;$$

$$[\lambda]_y = 180 - 60\alpha_y = 180 - 60 \cdot 0,45 = 108 > \lambda_y = 96,6,$$

где

$$\alpha_y = \frac{N}{\varphi_y A R_y \gamma_c} = \frac{674}{0,509 \cdot 12,26 \cdot 240 \cdot 1} = 0,45.$$

Проверка устойчивости стержня стойки:

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{674}{0,401 \cdot 12,26 \cdot 240 \cdot 1} = 0,65 < 1.$$

Устойчивость обеспечена.

4.7 Подбор сечения опорной стойки

Сжатую опорную стойку конструируем из прокатного двутавра и рассчитываем на опорную реакцию $N_{11-12} = -3490$ ГН.

Задаемся гибкостью $\lambda = 90$, вычисляем условную гибкость

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 90 \sqrt{\frac{240}{206000}} = 3,04$$

Коэффициент устойчивости при центральном сжатии $\varphi = 0,53$.

Требуемая площадь сечения верхнего пояса

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{3490}{0,53 \cdot 240 \cdot 1} = 27,4 \text{ см}^2,$$

где γ_c – коэффициент условий работы, для верхнего сжатого пояса из парных уголков $\gamma_c = 1$.

Принимаем сечение из широкополочного двутавра 20Ш1 по ГОСТ 26020-83 с геометрическими характеристиками:

площадь поперечного сечения $A = 38,95 \text{ см}^2$;

радиусы инерции сечения: $i_x = 8,26 \text{ см}$, $i_y = 3,61 \text{ см}$.

Расчетные длины стержней: в плоскости фермы $l_{\text{ef},x} = 315 \text{ см}$, из плоскости фермы $l_{\text{ef},y} = 315 \text{ см}$.

Гибкости стержня:

$$\lambda_x = \frac{l_{\text{ef},x}}{i_x} = \frac{315}{8,26} = 38,1; \quad \bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 38,1 \sqrt{\frac{240}{206000}} = 1,3;$$

$$\varphi_x = 0,86;$$

$$\lambda_y = \frac{l_{\text{ef},y}}{i_y} = \frac{315}{3,61} = 87,3; \quad \bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 87,3 \sqrt{\frac{240}{206000}} = 3,0;$$

$$\varphi_x = 0,562;$$

здесь предельные гибкости $[\lambda]_x$ и $[\lambda]_y$ определены по формулам

$$[\lambda]_x = [\lambda]_{\text{min}} = 180 - 60\alpha_x = 180 - 60 \cdot 0,42 = 154,8 > \lambda_x = 38,1,$$

где

$$\alpha_x = \frac{N}{\varphi_x AR_y \gamma_c} = \frac{3490}{0,86 \cdot 38,95 \cdot 240 \cdot 1} = 0,42;$$

$$[\lambda]_y = 180 - 60\alpha_y = 180 - 60 \cdot 0,67 = 139,8 > \lambda_y = 87,3,$$

где

$$\alpha_y = \frac{N}{\varphi_y AR_y \gamma_c} = \frac{3490}{0,562 \cdot 38,95 \cdot 240 \cdot 1} = 0,67.$$

Проверка устойчивости стержня стойки:

$$\frac{N}{\varphi AR_y \gamma_c} = \frac{3490}{0,562 \cdot 38,95 \cdot 240 \cdot 1} = 0,67 < 1.$$

Устойчивость обеспечена.

Результаты расчета сведены в табл. 2.3.

Таблица 2.3 – Таблица расчета сечений стержней фермы (расчет выполнен в соответствии с требованиями СП 16.13330.2011)

Элемент фермы	Обозначение стержня	Расчетное усилие N, гН	Марка стали	Сечение	Площадь A, см ²	Расчетная длина, см		Гибкость		Радиус инерции, см		$\bar{\lambda}_x$	[λ]	Φ _{min}	γ _c
						$l_{ef,x}$	$l_{ef,y}$	λ_x	λ_y	i_x	i_y				
Верхний пояс	12-13	0	С245	Т20ШТ2	70,37	360	360	69,9	50,3	5,15	7,16	2,4	128,4	0,672	1
	13-14, 14-15	-6436,6													
	15-16, 16-17	-9792													
Нижний пояс	6-7	10085,7	С245	Т15ШТ3	43,18	360	720	94,5	149	3,81	4,82	-	400	-	1
	7-8, 8-9	8499,43													
	9-10, 10-11	3603,42													
Раскосы	7-15	1717,52	С245	└ 75x6	17,56	382,7	478,4	208	170	2,3	3,51	-	400	-	1
	7-17	-1099,5		└ 110x8	39,4	382,7	478,4	123,6	108	3,87	5,53	4,2	132,6	0,375	1
	9-13	3764,59		└ 75x6	17,56	382,7	478,4	208	170	2,3	3,51	-	400	-	1
	9-15	-2759		└ 110x8	34,4	382,7	478,4	112,9	92,9	3,39	5,15	3,8	136,2	0,43	1
	11-13	-4788,1		└ 140x9	49,4	382,7	478,4	110	97	4,34	6,16	3,8	123,6	0,43	1
Стойки	6-17, 8-15, 10-13	0	С245	└ 63x5	12,26	252	315	129,9	89	1,94	3,26	4,4	141	0,351	1
	7-16, 9-14	-674													
	11-12	-3490		└ 120Ш1	38,95	315	315	38,1	87,3	8,26	3,61	1,3	138,9	0,562	

5. Расчет сварных швов прикрепления решетки фермы к фасонкам верхнего и нижнего поясов фермы

Для присоединения стержней применяется полуавтоматическая сварка в среде углекислого газа (ГОСТ 8050-85*) сварочной проволокой марки Св-08Г2С (ГОСТ 2246-70*) диаметром 2 мм. Коэффициенты и расчетные сопротивления, принимаемые:

- при расчете по металлу шва

$$\beta_f = 0,9 [4, \text{табл. 39}]; R_{\omega f} = 215 \text{ МПа} [4, \text{табл. Г.2}];$$

$$\beta_f R_{\omega f} = 0,9 \cdot 215 = 193,5 \text{ МПа};$$

- при расчете шва на срез по границе сплавления

$$\beta_z = 1,05 [4, \text{табл. 39}]; R_{\omega z} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 370 = 166,5 \text{ МПа}, \quad (2.22)$$

где $R_{un} = 370 \text{ МПа} [4, \text{табл. Г.2}]; \beta_z R_{\omega z} = 1,05 \cdot 166,5 = 174,8 \text{ МПа};$

Проверяем расчетное условие:

$$\frac{\beta_f R_{\omega f}}{\beta_z R_{\omega z}} = \frac{193,5}{174,8} = 1,1 > 1,0 - \quad (2.23)$$

несущая способность сварных швов определяется прочностью металла границы сплавления $(\beta_z R_{\omega z})_{\min} = 174,8 \text{ МПа}$.

Требуемая длина сварного шва соответственно для обушка и пера уголка определяется по формулам

$$l_{\omega}^{\text{об}} = \frac{N_{\text{об}}}{nk_f(\beta R_{\omega})_{\min} \gamma_c} + a; \quad l_{\omega}^{\text{п}} = \frac{N_{\text{п}}}{nk_f(\beta R_{\omega})_{\min} \gamma_c} + a \quad (2.24)$$

где $N_{\text{об}}, N_{\text{п}}$ – усилия, действующие соответственно на обушок и перо уголков; n – количество швов ($n=2$); a – длина шва, учитывающая непровар; k_f – катет сварного шва.

Результаты расчета длин и катетов сведены в таблицу 2.4

Таблица 2.4 – Таблица расчета сварных швов

Номер стержня	Сечение	[N], гН	Шов по обушку			Шов по перу		
			$N_{\text{об}}$, гН	k_f , мм	l_{ω} , см	$N_{\text{п}}$, гН	k_f , мм	l_{ω} , см
15-16	└ 160x11	9792	6854,4	10	22	2937,6	8	13
6-7	└ 125x9	10085,7	7060	10	22	3025,7	8	13
11-13	└ 140x9	4788,1	3351,67	8	14	1436,43	6	9
9-15	└ 125x8	2759	1931,3	6	11	827,7	6	6
9-13	└ 75x6	3764,59	2635,21	8	12	1129,38	6	8
9-14	└ 75x6	674	471,8	6	6	202,2	6	6

6. Расчет и конструирование узлов фермы

Расчет опорных узлов фермы на колонну

Узел 1

Узел опирания фермы на колонну – шарнирный. Для крепления верхнего пояса к колонне конструктивно принимаем два болта М20 класса 5.6. Толщину фасонки назначаем $t_{\phi}=12$ мм. Размер сварных швов, соединяющих раскос с фасонкой, принимаем минимальным: $k_{\phi}=6$ мм, $l_{\omega}=60$ мм.

Узел 2

Размеры опорной фасонки и ее конфигурацию определяем по расчетным длинам сварных швов крепления к ней нижнего пояса и опорного раскоса фермы. Для крепления опорного фланца фермы к колонне конструктивно принимаем болты М20 класса 5.6 в количестве 8 шт.

Требуемые длины сварных швов крепления нижнего пояса определяются исходя из расчета по металлу границы сплавления и находятся по формулам:

- шов по обушку:

$$l_{\omega}^{\text{об}} = \frac{\alpha_{\text{уг}} N_{10-11}}{nk_f \beta_z R_{\omega z} \gamma_c} + a = \frac{0,7 \cdot 3603,42}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,8 \cdot 166,5 \cdot 1} + 2 \text{ см} = 10 \text{ см}; \quad (2.25)$$

- шов по перу:

$$l_{\omega}^{\text{об}} = \frac{(1-\alpha_{\text{уг}}) N_{10-11}}{nk_f \beta_z R_{\omega z} \gamma_c} + a = \frac{(1-0,7) \cdot 3603,42}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,8 \cdot 166,5 \cdot 1} + 2 \text{ см} = 7 \text{ см}; \quad (2.26)$$

Размеры опорного фланца исходя из условия размещения болтов М20 назначаем шириной 240 мм и толщиной 20 мм.

Опорная реакция фермы $R_B = 3490$ гН.

Проверяем напряжения смятия торца фланца от опорной реакции:

$$\frac{1,2 R_B}{A_p R_u} = \frac{1,2 \cdot 3490}{24 \cdot 2 \cdot 360} = 0,24 < 1. \quad (2.27)$$

Прочность обеспечена.

Определяем высоту опорного столика из условия прочности сварного шва на срез:

$$l_{\omega} = \frac{2R_B}{3\beta_z k_f R_{\omega z} \gamma_c} + a = \frac{2 \cdot 3490}{3 \cdot 1,05 \cdot 0,6 \cdot 166,5 \cdot 1} + 2 \text{ см} = 24 \text{ см}. \quad (2.28)$$

Принимаем высоту столика 400 мм из условия минимального расстояния между элементами фермы.

Проверяем опорное сечение фасонки на срез

$$\frac{R_B}{AR_S \gamma_c} = \frac{3490}{1 \cdot 50 \cdot 138,6 \cdot 1} = 0,5 < 1, \quad (2.29)$$

где

$$R_S = 0,58 \frac{R_{уп}}{\gamma_n} = 0,58 \frac{3490}{1,025} = 138,6 \text{ МПа}. \quad (2.30)$$

Условие соблюдается.

Касательное напряжение

$$\tau_{\omega} = \frac{R_B}{2k_f l_{\omega}} = \frac{3490}{2 \cdot 0,6 \cdot 50} = 58,2 \text{ МПа} < \beta_z R_{\omega z} = 1,05 \cdot 166,5 = 174,8 \text{ МПа}. \quad (2.31)$$

Условие выполняется.

Расчет укрупнительных монтажных стыков

Для удобства транспортировки конструкций ферму проектируем из двух отправочных элементов (полуферм), которые соединяются на площадке строительства с помощью укрупнительных стыков. Проектирование стыков выполняем так, чтобы правая и левая полуфермы были взаимозаменяемыми.

Узел 3

Монтажный стык испытывает сжимающее усилие. Фланцы выполняем из стали С255 по ГОСТ 27772-88* толщиной 20 мм. Для фланцевого соединения принимаем болты М20 кл. 5.6 в количестве 4 шт. Диаметр шайб $d_{ш} = 37$ мм, диаметр отверстий – 23 мм.

Размещение болтов осуществляется при соблюдении конструктивных требований. Проверяем конструктивные требования:

$$b_1 = 55 - \frac{10}{2} = 50 \text{ мм} > \frac{d_{ш}}{2} + k_f + 2 \text{ мм} = \frac{37}{2} + 5 + 2 = 25,5 \text{ мм};$$

$$b_1 = 50 \text{ мм} \leq 3d = 3 \cdot 20 = 60 \text{ мм}; \quad a_z = 70 \text{ мм} \geq 0,8d_{ш} = 0,8 \cdot 37 = 29,6 \text{ мм};$$

$$b_1 = 50 \text{ мм} \leq a_z = 70 \text{ мм} \leq 1,4b_1 = 1,4 \cdot 50 = 70 \text{ мм};$$

$$a_z = 70 \text{ мм} \geq 2d = 2 \cdot 20 = 40 \text{ мм};$$

$$\omega = 125 \text{ мм} < 4b = 4(b_1 - k_f) = 4(50 - 5) = 180 \text{ мм},$$

где b_1 – расстояние от грани пояса до оси болта; $d_{ш}$ – наружный диаметр шайбы; d – номинальный диаметр резьбы болта; a_z – расстояние от грани фланца до оси болта по вертикали; ω – ширина фланца, приходящаяся на один болт наружной зоны.

Условия размещения болтов выполняются.

Расчетное усилие в стыке

$$N_{ст} = |N_{16-17} + N_{7-17} \cos \alpha| = 9792 + 1099,5 \cdot 0,75 = 10616,6 \text{ гН}. \quad (2.32)$$

Проверяем условие возможности появления сдвига во фланцевом соединении для сжатого стержня:

$$Q = 1153,44 \text{ гН} < \mu N_{ст} = 0,25 \cdot 10616,6 = 2654,2 \text{ гН},$$

где поперечная сила от местной нагрузки

$$Q = \frac{p_s l}{4} = \frac{129,6 \cdot 35,6}{4} = 1153,44 \text{ гН}. \quad (2.33)$$

Здесь μ – коэффициент трения, определяемый по [4, табл. 42].

Условия недопущения сдвига выполняется.

Проверяем стык верхнего пояса с фланцем.

Сварной стык тавровый с двусторонними угловыми швами и неполным проваром корня шва. Проверка соединения из условия прочности металла границы сплавления:

$$\frac{N_{ст}}{\beta_z R_{\omega z} \gamma_c \sum k_f l_{\omega}} = \frac{10616,6}{1,05 \cdot 166,5 \cdot (1 \cdot 2 \cdot 12,5 + 1 \cdot 2 \cdot 24)} = 0,83 < 1. \quad (2.34)$$

Условие выполняется.

Узел 4

Монтажный стык испытывает растягивающее усилие.

Материал фланцев – сталь С345-3 по ГОСТ 27772-88* с расчетным сопротивлением по [4, табл. В.5] $R_y = 300$ МПа. Толщина фланцев $t_{fl} = 25$ мм.

Принимаем высокопрочные болты М24 по ГОСТ Р 52644-2006. Класс прочности болтов – сталь 40Х климатического исполнения ХЛ в соответствии с указаниями рекомендаций [4, п. 5.6].

Диаметр шайб $d_{ш}=49$ мм, диаметр отверстий – 28 мм.

Для высокопрочного болта М24 площадь сечения согласно [4, табл. Г.9] $A_{bh}=3,53$ см².

Проверяем размеры исходя из конструктивных условий размещения болтов во фланцевом стыке:

$$b_1 = 55 - \frac{8}{2} = 46 \text{ мм} > \frac{d_{ш}}{2} + k_f + 2 \text{ мм} = \frac{49}{2} + 8 + 2 = 34,5 \text{ мм};$$

$$b_1 = 46 \text{ мм} \leq 3d = 3 \cdot 24 = 72 \text{ мм}; \quad a_z = 55 \text{ мм} \geq 0,8d_{ш} = 0,8 \cdot 49 = 39,2 \text{ мм};$$

$$b_1 = 46 \text{ мм} \leq a_z = 55 \text{ мм} \leq 1,4b_1 = 1,4 \cdot 46 = 64,4 \text{ мм};$$

$$a_z = 55 \text{ мм} \geq 2d_b = 2 \cdot 24 = 48 \text{ мм};$$

$$\omega = 105 \text{ мм} < 4b = 4(b_1 - k_f) = 4(46 - 8) = 152 \text{ мм},$$

$$\omega = 105 \text{ мм} < 5d = 5 \cdot 24 = 120 \text{ мм}.$$

Выполняю расчет фланцевого соединения нижнего пояса. Расчетное растягивающее усилие в стыке

$$N_{ст} = |N_{6-7}| = 10085,7 \text{ гН}.$$

Расчетное сопротивление растяжения высокопрочного болта

$$R_{bh} = 0,7R_{bun} = 0,7 \cdot 1078 = 754,6 \text{ МПа}, \quad (2.35)$$

где R_{bun} принимается по [4, табл. Г.8].

Несущая способность одного высокопрочного болта при работе на растяжение по ослабленному нарезкой сечению

$$N_b = R_{bh}A_{bn}\gamma'_b = 754,6 \cdot 3,53 \cdot 0,9 = 2397,3 \text{ гН}, \quad (2.36)$$

здесь $\gamma'_b = 0,9$ – коэффициент, учитывающий особенности работы болтов во фланцевом соединении, релаксацию напряжений в затянутом болте, неоднородность напряженного состояния.

Несущая способность высокопрочного болта внутренней зоны

$$N_{b,в} = N_b = 2397,3 \text{ гН}.$$

Несущая способность высокопрочного болта наружной зоны

$$N_{b,н} = \frac{N_b}{K} = \frac{2397,3}{1,8} = 1331,8 \text{ гН}, \quad (2.37)$$

где K – коэффициент, учитывающий неравномерность нагружения болтов внутренней и наружной зон.

Во внутренней зоне расположены два болта ($n_b=2$ болта). Требуемое количество болтов в наружной зоне

$$n_n = \frac{N_{ст} - n_b N_{b,в}}{N_{b,н}} = \frac{10085,7 - 2 \cdot 2397,3}{1331,8} = 3,97. \quad (2.38)$$

Принимаем $n_n = 4$ болта.

Проверка несущей способности фланцевого соединения.

Вычисляем параметр жесткости болта по формуле

$$\chi = \frac{d_b^2 \left(\frac{b}{t_{fl}}\right)^3}{\omega(t_{fl} + 0,5d_b)} = \frac{2,4^2 \left(\frac{3,8}{2,5}\right)^3}{10,5(2,5 + 0,5 \cdot 2,4)} = 0,50, \quad (2.39)$$

где b – расстояние между осью болта и краем сварного шва:

$b = b_l - k_f = 46 - 8 = 38$ мм; ω – ширина фланца, приходящаяся на один болт.

Расчетное усилие на болт наружной зоны

$$N_{b,н} = (\alpha - \beta \lg \chi) R_{bh} A_{bh} = (0,425 - 0,278 \lg 0,5) \cdot 754,6 \cdot 3,53 = 1354,2 \text{ гН}, \quad (2.40)$$

где α и β – коэффициенты, принимаемые по [9, табл. 80] в зависимости от соотношения $\frac{t_{fl}}{d_b} = \frac{25}{24} = 1,25$ ($\alpha = 0,425$; $\beta = 0,278$).

Для определения параметра α определяем значение коэффициента

$$\mu_1 = \frac{0,9 R_{bh} A_{b,н}}{M_i} = \frac{0,9 \cdot 754,6 \cdot 3,53}{3125} = 0,77, \quad (2.41)$$

где

$$M_i = \frac{a_i t_{fl}^2 R_y}{6} = 10 \cdot 2,5^2 \frac{300}{6} = 3125 \text{ гН} \cdot \text{см}. \quad (2.42)$$

Значение параметра α найдем из уравнения

$$1,4\chi(\alpha - 1)^3 - \alpha^2 + \mu_1\alpha(\alpha - 1) = 0 \quad (2.43)$$

$$1,4 \cdot 0,5(\alpha - 1)^3 - \alpha^2 + 0,77\alpha(\alpha - 1) = 0$$

$$\alpha = 2,75.$$

Расчетное усилие на болт наружной зоны, определяемое из условия прочности фланца на изгиб,

$$N_{н,fl} = \frac{1,3R_{bh}A_{b,н}(1+\alpha)}{\mu_1\alpha} = \frac{1,3 \cdot 754,6 \cdot 3,53(1+2,75)}{0,77 \cdot 2,75} = 6132,6 \text{ гН} \quad (2.44)$$

Полная несущая способность фланцевого стыка по условию прочности болтов на растяжение

$$N_b = n_b N_{b,вн} + n_n N_{b,н} = 2 \cdot 2397,3 + 4 \cdot 1354,2 = 10211,4 \text{ гН} > 10085,7 \text{ гН}. \quad (2.45)$$

Условие прочности выполняется.

Проверяем соединение на сдвигающее усилие. Контактное усилие

$$V = R_{bh}A_{bh} - 1,2N_{b,н} = 754,6 \cdot 3,53 - 1,2 \cdot 1331,8 = 1065,5 \text{ гН}. \quad (2.46)$$

Условная поперечная сила

$$Q_{loc} = 0,1\mu N = 0,1 \cdot 0,25 \cdot 10085,7 = 252,1 \text{ гН}, \quad (2.47)$$

где μ – коэффициент трения, принимаемый по [4, табл. 42].

Проверяем условие недопущения сдвига во фланцевом соединении:

$$Q = Q_{loc} = 252,1 \text{ гН} < \mu nV = 0,25 \cdot 2 \cdot 1065,6 = 532,8 \text{ гН}. \quad (2.48)$$

Сдвиг не возникает.

Проверяем стык нижнего пояса с фланцем. Сварной стык тавровый с двусторонними угловыми швами с обеспечением проплавления корня шва на 2 мм.

Проверку прочности сварного соединения нижнего пояса с фланцем выполняется по двум сечениям:

- по металлу шва

а) для пояса

$$\sigma_f = \frac{\sigma A_f}{\sum A} = \frac{N_{ст} A_f}{(\sum A)^2} = \frac{10085,7 \cdot 18 \cdot 1}{52,9^2} = 64,9 \text{ МПа}, \quad (2.49)$$

где $\sum A = A + A_\phi = 43,18 + 12 \cdot 0,8 = 52,9 \text{ см}^2$.

Расчет ведется с учетом прикреплений ребер жесткости.

Погонное усилие в поясе $P_f = \sigma_f t_f = 64,9 \cdot 1,5 = 104,1 \text{ гН/см}$.

Проверка шва:

$$\frac{P_f}{\beta_f(k_f+0,2 \text{ см})R_{\omega f}\gamma_c} = \frac{104,1}{0,9(1+0,2)\cdot 215\cdot 1} = 0,54 < 1; \quad (2.50)$$

б) для стенки

$$\sigma_{\omega} = \frac{\sigma A_{\omega}}{\Sigma A} = \frac{N_{\text{ст}}A_{\omega}}{(\Sigma A)^2} = \frac{10085,7\cdot 13,1}{52,9^2} = 47,2 \text{ МПа}. \quad (2.51)$$

Погонное усилие в стенке $P_{\omega} = \sigma_{\omega} t_{\omega} = 47,2 \cdot 0,9 = 42,5 \text{ гН/см}$.

Проверка шва:

$$\frac{P_{\omega}}{\beta_f(k_f+0,2 \text{ см})R_{\omega f}\gamma_c} = \frac{42,5}{0,9(1+0,2)\cdot 215\cdot 1} = 0,22 < 1; \quad (2.52)$$

- по металлу границы сплавления:

а) для пояса

$$\frac{P_f}{\beta_z k_f R_{\omega z} \gamma_c} = \frac{104,1}{1,05 \cdot 1 \cdot 166,5 \cdot 1} = 0,74 < 1,$$

где $R_{\omega z} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 370 = 166,5 \text{ МПа}$;

б) для стенки

$$\frac{P_{\omega}}{\beta_z k_f R_{\omega z} \gamma_c} = \frac{42,5}{1,05 \cdot 1 \cdot 166,5 \cdot 1} = 0,3 < 1;$$

- по металлу границы сплавления с фланцем в направлении толщины проката:

а) для пояса

$$\frac{P_f}{(k_f + 1,4 \text{ мм})R_{th}\gamma_c} = \frac{104,1}{(0,8 + 0,14) \cdot 215 \cdot 1} = 0,52 < 1$$

где $R_{th} = 0,5 \frac{R_{yn}}{\gamma_c} = 0,5 \frac{305}{1,05} = 145,2 \text{ МПа}$;

б) для стенки

$$\frac{P_{\omega}}{(k_f + 1,4 \text{ мм})R_{th}\gamma_c} = \frac{42,5}{(0,8 + 0,14) \cdot 215 \cdot 1} = 0,21 < 1$$

Прочность сварных швов обеспечена.

Расчет промежуточных узлов

Узел 5 и узел 8

Определяем высоту сварных швов, прикрепляющих фасонку к верхнему и нижнему поясу соответственно:

$$k_f = \frac{F}{\beta_z \sum l_{\omega} R_{\omega z}} = \frac{674}{1,05 \cdot 16 \cdot 2 \cdot 166,5} = 0,12 \text{ см.} \quad (2.53)$$

Принимаем $k_f = 6$ мм.

Узел 6

Узел сопряжения стоек с поясами формируем в зависимости от длин сварных швов, принятых по расчету (табл. 4).

Узел 7

Определяем высоту сварных швов, прикрепляющих фасонку к нижнему поясу:

$$k_f = \frac{\sqrt{N_{15-16}^2 + F^2}}{\beta_z \sum l_{\omega} R_{\omega z}} = \frac{\sqrt{6436,6^2 + 674^2}}{1,05 \cdot 60 \cdot 2 \cdot 166,5} = 0,31 \text{ см.} \quad (2.54)$$

Принимаем $k_f = 6$ мм.

2.2 Расчет и конструирование подстропильной фермы из парных уголков

Требуется рассчитать и сконструировать подстропильную ферму покрытия из парных уголков при определенных заданных условиях. При расчете фермы используется СП 16.13330.2011 «Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*».

1. Исходные данные

Исходные данные описаны в п. 2.1 данного раздела.

Фермы стальные с параллельными поясами высотой 3,15 м по обушкам уголков, пролетом 28,4м. Устойчивость и геометрическая неизменяемость покрытия обеспечиваются постановкой связей по поясам ферм. Опираение ферм осуществляется на стальные колонны, тип узла сопряжения с колонной – шарнирный.

Фермы не подвержены динамическим воздействиям и работают на статические нагрузки.

Согласно [4, табл. В.1] принимаем материалы конструкций: верхний, нижний пояса и решетка из парных уголков – сталь С245 по ГОСТ 27772-88*, фасонки – сталь С255 по ГОСТ 27772-88*; фланцы для стыка нижнего пояса – сталь С345-3 по ГОСТ 27772-88*.

Сварка полуавтоматическая в среде углекислого газа (ГОСТ 8050-85*) сварочной проволокой марки Св-08Г2С (ГОСТ 2246-70*) диаметром 2мм. На монтаже применяется ручная дуговая сварка.

Антикоррозийное покрытие проектируемых стальных конструкций назначается в соответствии с указаниями норм проектирования по защите строительных конструкций от коррозии.

2. Статический расчет фермы

На нижний пояс фермы передаются усилия от опертых на нее ферм покрытия. Прикладываем к узлам в месте опирания стропильных ферм нагрузку, равную реакции опор: $R_A = 3490$ гН.

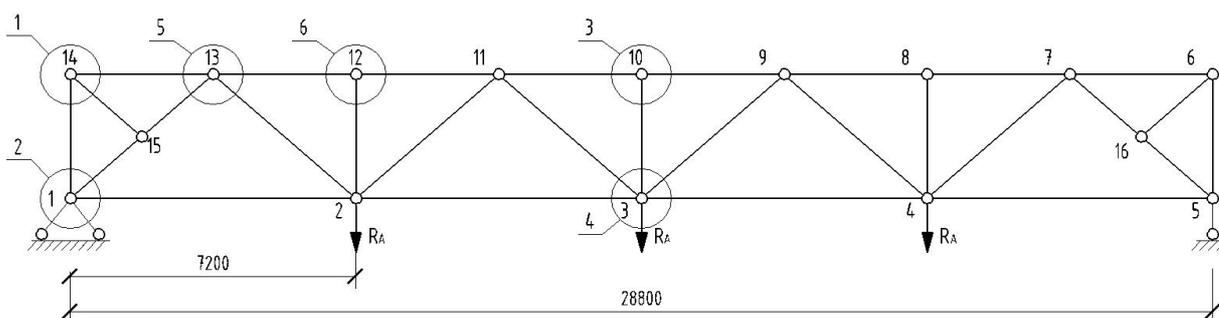


Рисунок 2.3 - Обозначение стержней и узлов подстропильной фермы

Рассматриваем статически определимую ферму.

Усилия в стержнях фермы определяем по специальной программе SNFerma на ЭВМ. Результаты статического расчёта приводим в табл. 2.5. Обозначения подстропильной фермы см. на рис. 2.3. Ферма симметричная.

Таблица 2.5 – Расчетные усилия в стержнях фермы, гН

Элемент фермы	Обозначение стержня	Расчетные усилия	
		сжатие	растяжение
Верхний пояс	10-11	-15954,286	-
	11-12, 12-13	-11965,714	-
Нижний пояс	1-2	-	5982,858
	2-3	-	13960
Раскосы	1-13	-7949,83	-
	2-13	-	7949,83
	2-11	-2649,943	-
	3-11	-	2649,943
Стойки	2-12, 3-10	0	0

3. Подбор сечений стержней фермы

3.1 Подбор сечения стержней верхнего пояса

По табл. 5 [45] принимаем толщину фасонки $t_f = 18$ мм.

Верхний пояс принимаем без изменения сечения по всей длине и рассчитываем его на максимальное усилие $N_{10-11} = -15954,286$ гН.

Для стали С245 ГОСТ 27772-88* по [4, табл. В.5] определяем расчетное сопротивление $R_y = 240$ МПа.

Задаемся гибкостью $\lambda=90$, вычисляем условную гибкость

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 90 \sqrt{\frac{240}{206000}} = 3,04$$

По [4, табл. Д.1] для типа стержней c согласно [4, табл. 7] коэффициент устойчивости при центральном сжатии $\varphi=0,53$.

Требуемая площадь сечения верхнего пояса

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{15954,286}{0,53 \cdot 240 \cdot 1} = 125,4 \text{ см}^2,$$

где γ_c – коэффициент условий работы, для верхнего сжатого пояса из парных уголков $\gamma_c = 1$.

Принимаем тавровое сечение из двух уголков $\perp 200 \times 14$ по ГОСТ 8509-93 с геометрическими характеристиками:

площадь поперечного сечения $A=2A_{y2}=2 \cdot 54,6 = 109,2 \text{ см}^2$;

радиусы инерции сечения: $i_x = 6,2 \text{ см}$, $i_y = 8,88 \text{ см}$.

Расчетные длины стержней: в плоскости фермы $l_{ef,x} = 360 \text{ см}$, из плоскости фермы $l_{ef,y} = 720 \text{ см}$.

Гибкости стержня:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{360}{6,2} = 58,1; \quad \bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 58,1 \sqrt{\frac{240}{206000}} = 2;$$

$\varphi_x = 0,744$;

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{720}{8,88} = 81,1; \quad \bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 81,1 \sqrt{\frac{240}{206000}} = 2,7;$$

$\varphi_x = 0,617$;

здесь предельные гибкости $[\lambda]_x$ и $[\lambda]_y$ определены по формулам

$$[\lambda]_x = [\lambda]_{\text{min}} = 180 - 60\alpha_x = 180 - 60 \cdot 0,82 = 130,8 > \lambda_x = 51,8,$$

где

$$\alpha_x = \frac{N}{\varphi_x A R_y \gamma_c} = \frac{15954,286}{0,744 \cdot 109,2 \cdot 240 \cdot 1} = 0,82 > 0,5;$$

$$[\lambda]_y = 180 - 60\alpha_y = 180 - 60 \cdot 0,72 = 136,8 > \lambda_y = 40,5,$$

где

$$\alpha_y = \frac{N}{\varphi_y A R_y \gamma_c} = \frac{15954,286}{0,617 \cdot 109,2 \cdot 240 \cdot 1} = 0,99 > 0,5.$$

Проверка устойчивости стержня верхнего пояса:

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{15954,286}{0,617 \cdot 109,2 \cdot 240 \cdot 1} = 0,99 < 1.$$

Устойчивость обеспечена.

3.2 Подбор сечения нижнего пояса

Для уменьшения типоразмеров сечения уголков нижний пояс проектируется без изменения сечения по длине. Рассчитываем его на максимальное усилие $N_{2,3} = 13960$ ГН.

Требуемая площадь сечения нижнего пояса

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{R_y \gamma_c} = \frac{13960}{240 \cdot 1} = 58,2 \text{ см}^2,$$

где γ_c – коэффициент условий работы, для нижнего растянутого пояса из парных уголков $\gamma_c = 1$.

Расчетные длины стержней: в плоскости фермы $l_{ef,x} = 720$ см, из плоскости фермы $l_{ef,y} = 720$ см.

Минимальные радиусы инерции:

$$i_{x \min} = \frac{l_{ef,x}}{[\lambda]_x} = \frac{720}{400} = 0,9 \text{ см};$$

$$i_{x \min} = \frac{l_{ef,x}}{[\lambda]_x} = \frac{720}{400} = 1,8 \text{ см}.$$

Принимаем тавровое сечение из двух уголков $\perp 160 \times 10$ по ГОСТ 8509-93 с геометрическими характеристиками:

площадь поперечного сечения $A = 2A_{yz} = 2 \cdot 31,4 = 62,8 \text{ см}^2$;

радиусы инерции сечения: $i_x = 4,96 \text{ см}$, $i_y = 7,18 \text{ см}$.

Проверка гибкости стержня:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{720}{4,96} = 145,1 < [\lambda]_x = 400;$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{720}{7,18} = 100,3 < [\lambda] = 400.$$

Гибкость стержня меньше предельной.

Проверка прочности сечения нижнего растянутого пояса:

$$\frac{N}{AR_y\gamma_c} = \frac{13960}{62,8 \cdot 240 \cdot 1} = 0,93 < 1.$$

Прочность обеспечена.

3.3 Подбор сечения стержней сжатого опорного раскоса

Сжатый опорный раскос рассчитываем на максимальное усилие $N_{1-13} = -7949,83$ гН.

Задаемся гибкостью $\lambda=90$, вычисляем условную гибкость

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 90 \sqrt{\frac{240}{206000}} = 3,04$$

Коэффициент устойчивости при центральном сжатии $\varphi=0,53$.

Требуемая площадь сечения верхнего пояса

$$A_{тр} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{7949,83}{0,53 \cdot 240 \cdot 1} = 62,5 \text{ см}^2,$$

где γ_c – коэффициент условий работы, для верхнего сжатого пояса из парных уголков $\gamma_c = 1$.

Принимаем тавровое сечение из двух уголков $\perp 140 \times 10$ по ГОСТ 8509-93 с геометрическими характеристиками:

площадь поперечного сечения $A = 2A_{yz} = 2 \cdot 27,3 = 54,6 \text{ см}^2$;

радиусы инерции сечения: $i_x = 4,33 \text{ см}$, $i_y = 6,39 \text{ см}$.

Расчетные длины стержней: в плоскости фермы $l_{ef,x} = 239,2 \text{ см}$, из плоскости фермы $l_{ef,y} = 478,4 \text{ см}$.

Гибкости стержня:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{239,2}{4,33} = 55,2; \quad \bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 55,2 \sqrt{\frac{240}{206000}} = 1,9;$$

$\varphi_x = 0,761$;

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{478,4}{6,39} = 74,9; \quad \bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 74,9 \sqrt{\frac{240}{206000}} = 2,5;$$

$$\varphi_x = 0,654;$$

здесь предельные гибкости $[\lambda]_x$ и $[\lambda]_y$ определены по формулам

$$[\lambda]_x = [\lambda]_{min} = 180 - 60\alpha_x = 180 - 60 \cdot 0,8 = 132 > \lambda_x = 55,2,5,$$

где

$$\alpha_x = \frac{N}{\varphi_x A R_y \gamma_c} = \frac{7949,83}{0,761 \cdot 54,6 \cdot 240 \cdot 1} = 0,8 > 0,5;$$

$$[\lambda]_y = 180 - 60\alpha_y = 180 - 60 \cdot 0,93 = 124,2 > \lambda_y = 74,9,$$

где

$$\alpha_y = \frac{N}{\varphi_y A R_y \gamma_c} = \frac{7949,83}{0,654 \cdot 54,6 \cdot 240 \cdot 1} = 0,93 > 0,5.$$

Проверка устойчивости стержня верхнего пояса:

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{7949,83}{0,509 \cdot 68,8 \cdot 240 \cdot 1} = 0,95 < 1.$$

Устойчивость обеспечена.

3.4 Подбор сечения стержней сжатого раскоса

Сжатый раскос рассчитываем на максимальное усилие $N_{2-11} = -2649,943$

гН.

Задаемся гибкостью $\lambda=90$, вычисляем условную гибкость

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 90 \sqrt{\frac{240}{206000}} = 3,04$$

Коэффициент устойчивости при центральной сжатии $\varphi=0,53$.

Требуемая площадь сечения верхнего пояса

$$A_{тр} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{2649,943}{0,53 \cdot 240 \cdot 1} = 20,8 \text{ см}^2,$$

где γ_c – коэффициент условий работы, для верхнего сжатого пояса из парных уголков $\gamma_c = 1$.

Принимаем тавровое сечение из двух уголков $\perp 125 \times 8$ по ГОСТ 8509-93 с геометрическими характеристиками:

$$\text{площадь поперечного сечения } A = 2A_{yz} = 2 \cdot 19,7 = 39,4 \text{ см}^2;$$

$$\text{радиусы инерции сечения: } i_x = 3,87 \text{ см, } i_y = 5,74 \text{ см.}$$

Расчетные длины стержней: в плоскости фермы $l_{ef,x} = 382,7$ см, из плоскости фермы $l_{ef,y} = 478,4$ см.

Гибкости стержня:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{382,7}{3,87} = 98,9; \quad \bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 98,9 \sqrt{\frac{240}{206000}} = 3,4;$$

$$\varphi_x = 0,492;$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{478,4}{5,74} = 83,3; \quad \bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 83,3 \sqrt{\frac{240}{206000}} = 2,8;$$

$$\varphi_x = 0,598;$$

здесь предельные гибкости $[\lambda]_x$ и $[\lambda]_y$ определены по формулам

$$[\lambda]_x = [\lambda]_{min} = 180 - 60\alpha_x = 180 - 60 \cdot 0,57 = 145,8 > \lambda_x = 98,9,$$

где

$$\alpha_x = \frac{N}{\varphi_x A R_y \gamma_c} = \frac{2649,943}{0,492 \cdot 39,4 \cdot 240 \cdot 1} = 0,57 > 0,5;$$

$$[\lambda]_y = 180 - 60\alpha_y = 180 - 60 \cdot 0,79 = 132,6 > \lambda_y = 97,$$

где

$$\alpha_y = \frac{N}{\varphi_y A R_y \gamma_c} = \frac{2649,943}{0,598 \cdot 39,4 \cdot 240 \cdot 1} = 0,5.$$

Проверка устойчивости стержня верхнего пояса:

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{2649,943}{0,492 \cdot 39,4 \cdot 240 \cdot 1} = 0,57 < 1.$$

Устойчивость обеспечена.

3.5 Подбор сечения растянутого раскоса

Рассчитываем растянутый раскос на максимальное усилие

$$N_{2-13} = 7949,83 \text{ ГН.}$$

Требуемая площадь сечения растянутого раскоса:

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{R_y \gamma_c} = \frac{7949,83}{240 \cdot 1} = 33,1 \text{ см}^2,$$

где γ_c – коэффициент условий работы, для нижнего растянутого пояса из парных уголков $\gamma_c = 1$.

Расчетные длины стержней: в плоскости фермы $l_{ef,x} = 382,7$ см, из плоскости фермы $l_{ef,y} = 478,4$ см.

Минимальные радиусы инерции:

$$i_{x \min} = \frac{l_{ef,x}}{[\lambda]_x} = \frac{382,7}{400} = 0,96 \text{ см};$$

$$i_{x \min} = \frac{l_{ef,y}}{[\lambda]_x} = \frac{478,4}{400} = 1,2 \text{ см}.$$

Принимаем тавровое сечение из двух уголков $\perp 110 \times 8$ по ГОСТ 8509-93 с геометрическими характеристиками:

площадь поперечного сечения $A = 2A_{yz} = 2 \cdot 17,2 = 34,4 \text{ см}^2$;

радиусы инерции сечения: $i_x = 3,39$ см, $i_y = 5,15$ см.

Проверка гибкости стержня:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{382,7}{3,39} = 112,9 < [\lambda]_x = 400;$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{478,4}{5,15} = 92,9 < [\lambda] = 400.$$

Гибкость стержня меньше предельной.

Проверка прочности сечения нижнего растянутого пояса:

$$\frac{N}{AR_y \gamma_c} = \frac{7949,83}{34,4 \cdot 240 \cdot 1} = 0,69 < 1.$$

Прочность обеспечена.

3.6 Подбор сечения стержней стоек

Сечение стоек принимаем конструктивно из парных уголков $\perp 63 \times 5$.

Результаты расчета сведены в табл. 2.5.

3.7 Подбор сечения опорной стойки

Сжатую опорную стойку конструируем из прокатного двутавра и рассчитываем на опорную реакцию $N_{1-14} = -5235$ ГН.

Задаемся гибкостью $\lambda=90$, вычисляем условную гибкость

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 90 \sqrt{\frac{240}{206000}} = 3,04$$

Коэффициент устойчивости при центральном сжатии $\varphi=0,53$.

Требуемая площадь сечения верхнего пояса

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{5235}{0,53 \cdot 240 \cdot 1} = 41,2 \text{ см}^2,$$

где γ_c – коэффициент условий работы, для верхнего сжатого пояса из парных уголков $\gamma_c = 1$.

Принимаем сечение из широкополочного двутавра 23Ш1 по ГОСТ 26020-83 с геометрическими характеристиками:

площадь поперечного сечения $A=46,08 \text{ см}^2$;

радиусы инерции сечения: $i_x = 9,62 \text{ см}$, $i_y = 3,67 \text{ см}$.

Расчетные длины стержней: в плоскости фермы $l_{ef,x} = 315 \text{ см}$, из плоскости фермы $l_{ef,y} = 315 \text{ см}$.

Гибкости стержня:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{315}{9,62} = 32,7; \quad \bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 32,7 \sqrt{\frac{240}{206000}} = 1,1;$$

$\varphi_x = 0,89$;

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{315}{3,67} = 85,8; \quad \bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 85,8 \sqrt{\frac{240}{206000}} = 2,9;$$

$\varphi_x = 0,58$;

здесь предельные гибкости $[\lambda]_x$ и $[\lambda]_y$ определены по формулам

$$[\lambda]_x = [\lambda]_{\text{min}} = 180 - 60\alpha_x = 180 - 60 \cdot 0,53 = 148,2 > \lambda_x = 32,7,$$

где

$$\alpha_x = \frac{N}{\varphi_x A R_y \gamma_c} = \frac{5235}{0,89 \cdot 46,08 \cdot 240 \cdot 1} = 0,53 > 0,5;$$

$$[\lambda]_y = 180 - 60\alpha_y = 180 - 60 \cdot 0,82 = 130,8 > \lambda_y = 85,8,$$

где

$$\alpha_y = \frac{N}{\varphi_y A R_y \gamma_c} = \frac{5235}{0,58 \cdot 46,08 \cdot 240 \cdot 1} = 0,82.$$

Проверка устойчивости стержня стойки:

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{5235}{0,58 \cdot 46,08 \cdot 240 \cdot 1} = 0,82 < 1.$$

Устойчивость обеспечена.

Таблица 2.5 – Таблица расчета сечений стержней фермы (расчет выполнен в соответствии с требованиями СП 16.13330.2011)

Элемент фермы	Обозначение стержня	Расчетное усилие N, гН	Марка стали	Сечение	Площадь A, см ²	Расчетная длина, см		Гибкость		Радиус инерции, см		$\bar{\lambda}_x$	[λ]	Φ _{min}	γ _c
						$l_{ef,x}$	$l_{ef,y}$	λ _x	λ _y	i _x	i _y				
Верхний пояс	10-11	-15954,286	С245	L 200x14	109,2	360	720	58,1	81,1	6,2	8,88	2	130,8	0,617	1
	11-12, 12-13	-11965,714													
Нижий пояс	1-2	5982,858	С245	L 160x10	62,8	720	720	145,1	100,3	4,96	7,18	-	400	-	1
	2-3	13960													
Раскосы	1-13	-7949,83	С245	L 140x10	68,8	239,2	478,4	55,2	74,9	4,33	6,39	1,9	124,2	0,654	1
	2-13	7949,83		L 110x8	34,4	382,7	478,4	112,9	92,9	3,39	5,15	-	400	-	1
	2-11	-2649,943		L 125x8	39,4	382,7	478,4	98,9	83,3	3,87	5,74	3,4	132,6	0,492	1
	3-11	2649,943		L 110x8	34,4	382,7	478,4	112,9	92,9	3,39	5,15	-	400	-	1
Стойки	2-12, 3-10	0	С245	L 63x5	12,26	252	315	129,9	93,6	1,94	3,27	-	-	-	1
	1-14	-5235		I23III	46,08	315	315	32,7	85,8	9,62	3,67	1,1	130,8	0,58	1

4. Расчет сварных швов прикрепления решетки фермы к фасонкам верхнего и нижнего поясов фермы

Для присоединения стержней применяется полуавтоматическая сварка в среде углекислого газа (ГОСТ 8050-85*) сварочной проволокой марки Св-08Г2С (ГОСТ 2246-70*) диаметром 2 мм.

Порядок расчета и расчетные коэффициенты представлены в 2.1 данного раздела.

Результаты расчета длин и катетов сведены в табл.

Таблица 2.6 – Таблица расчета сварных швов

Номер стержня	Сечение	[N], гН	Шов по обушке			Шов по перу		
			$N_{об}$, гН	k_f , мм	l_{ω} , см	$N_{п}$, гН	k_f , мм	l_{ω} , см
10-11	└ 200x14	15954,286	11168	12	28	4789,286	8	19
2-3	└ 160x10	13960	9772	12	25	4188	8	17
1-13	└ 140x10	7949,83	5564,88	10	17	2384,95	8	10
2-13	└ 110x8	7949,83	5564,88	10	17	2384,95	8	10
2-11	└ 125x8	2649,943	1854,96	6	11	749,983	6	6
2-12	└ 63x5	0	0	4	6	0	4	6

5. Расчет и конструирование узлов фермы

Расчет опорных узлов фермы на колонну

Расчет опорных узлов фермы на колонну

Узел 1

Узел опирания фермы на колонну – шарнирный. Для крепления верхнего пояса к колонне конструктивно принимаем два болта М20 класса 5.6. Толщину фасонки назначаем $t_{\phi}=18$ мм. Размер сварных швов, соединяющих раскос с фасонкой, принимаем: $k_{\phi}=6$ мм, $l_{\omega}=60$ мм.

Узел 2

Размеры опорной фасонки и ее конфигурацию определяем по расчетным длинам сварных швов крепления к ней нижнего пояса и опорного раскоса фермы. Для крепления опорного фланца фермы к колонне конструктивно принимаем болты М20 класса 5.6 в количестве 8 шт.

Требуемые длины сварных швов крепления нижнего пояса определяются исходя из расчета по металлу границы сплавления и находятся по формулам:

- шов по обушку:

$$l_{\omega}^{об} = \frac{\alpha_{yT} N_{1-2}}{nk_f \beta_z R_{\omega z} \gamma_c} + a = \frac{0,7 \cdot 5982,858}{2 \cdot 1,05 \cdot 1 \cdot 166,5 \cdot 1} + 2 \text{ см} = 14 \text{ см}; \quad (2.55)$$

- шов по перу:

$$l_{\omega}^{об} = \frac{(1-\alpha_{yT}) N_{10-11}}{nk_f \beta_z R_{\omega z} \gamma_c} + a = \frac{(1-0,7) \cdot 5982,858}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,8 \cdot 166,5 \cdot 1} + 2 \text{ см} = 8 \text{ см}; \quad (2.56)$$

Размеры опорного фланца исходя из условия размещения болтов М20 назначаем шириной 240 мм и толщиной 20 мм.

Опорная реакция фермы $R_B = 5235$ гН.

Проверяем напряжения смятия торца фланца от опорной реакции:

$$\frac{1,2 R_B}{A_p R_u} = \frac{1,2 \cdot 5235}{24 \cdot 2 \cdot 360} = 0,36 < 1.$$

Прочность обеспечена.

Определяем высоту опорного столика из условия прочности сварного шва на срез:

$$l_{\omega} = \frac{2 R_B}{3 \beta_z k_f R_{\omega z} \gamma_c} + a = \frac{2 \cdot 5235}{3 \cdot 1,05 \cdot 0,8 \cdot 166,5 \cdot 1} + 2 \text{ см} = 27 \text{ см}. \quad (2.57)$$

Принимаем высоту столика 300 мм.

Проверяем опорное сечение фасонки на срез

$$\frac{R_B}{A R_s \gamma_c} = \frac{5235}{1 \cdot 50 \cdot 138,6 \cdot 1} = 0,76 < 1,$$

где

$$R_s = 0,58 \frac{R_{yп}}{\gamma_n} = 0,58 \frac{3490}{1,025} = 138,6 \text{ МПа}.$$

Касательное напряжение

$$\tau_{\omega} = \frac{R_B}{2 k_f l_{\omega}} = \frac{5235}{2 \cdot 0,8 \cdot 50} = 65,4 \text{ МПа} < \beta_z R_{\omega z} = 1,05 \cdot 166,5 = 174,8 \text{ МПа}.$$

Условия выполняются.

Расчет укрупнительных монтажных стыков

Для удобства транспортировки конструкций ферму проектируем из двух отправочных элементов (полуферм), которые соединяются на площадке строительства с помощью укрупнительных стыков. Проектирование стыков выполняем так, чтобы правая и левая полуфермы были взаимозаменяемыми.

Узел 3

Расчетное усилие в стыке $N_{ст} = 1,2|N_{10-11}| = 1,2 \cdot 15954,286 = 19145,14$ гН.

Ширина накладки

$$b_H = 2t_{уг} + t_{\phi} + 2c = 2 \cdot 200 + 18 + 2 \cdot 20 = 458 \text{ мм.} \quad (2.58)$$

Принимаем 460 мм.

Толщина накладки

$$t_H = \frac{N_H}{R_y b_H} = \frac{13401,6}{240 \cdot 46} = 1,21 \text{ см,} \quad (2.59)$$

где $N_H = \alpha_{уг} N_{ст} = 0,7 \cdot 15954,289 = 13401,6$ гН.

Принимаем $t_H = 18$ мм (не менее толщины фасонки).

Монтажный стык двух отправочных марок ферм выполняется с помощью ручной электродуговой сварки электродами Э-42А по ГОСТ 9467-75*.

Определяем коэффициенты и расчетные сопротивления сварного соединения при расчете на срез:

- по металлу шва $\beta_f R_{\omega f} = 0,7 \cdot 180 = 126$ МПа,

где $\beta_f = 0,7$ [4, табл. 39]; $R_{\omega f} = 180$ МПа [4, табл. Г.2];

- по металлу границы сплавления $\beta_z R_{\omega z} = 1 \cdot 166,5 = 166,5$ МПа,

где $\beta_z = 1,0$ [4, табл. 39]; $R_{\omega z} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 370 = 166,5$ МПа.

Проверяем швы на срез:

$$\frac{\beta_f R_{\omega f}}{\beta_z R_{\omega z}} = \frac{126}{166,5} = 0,76 < 1,0.$$

Таким образом, несущую способность швов принимаем из расчета по металлу шва.

Требуемая длина сварных швов прикрепления накладки к полкам
поясных уголков

$$l_{\omega} = \frac{N_H}{\beta_f k_f R_{\omega f}} + a = \frac{13401,6}{0,7 \cdot 1 \cdot 180} + 2 \text{ см} = 108 \text{ см.}$$

Принимаем: два шва по 35 см и два шва по 20 см.

Определяем длину сварных швов для прикрепления верхнего пояса к
фасонке:

$$l_{\omega} = \frac{(1 - \alpha_{yT}) N_{CT}}{n \beta_z k_f R_{\omega z}} + a = \frac{(1 - 0,7) \cdot 15954,286}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,8 \cdot 166,5} + 4 \text{ см} = 21 \text{ см.}$$

Конструктивно принимаем длину сварных швов $l_{\omega} = 50 \text{ см.}$

Проверка прочности верхнего монтажного узла на внецентренное
сжатие. Геометрические характеристики сечения 1-1:

- расстояние от нижней точки до центра тяжести сечения

$$z_0 = \frac{\sum S_0}{\sum A} = \frac{50 \cdot 1,8 \cdot 25 + 46 \cdot 1,8 \cdot 50,9}{50 \cdot 1,8 + 46 \cdot 1,8} = 37,4 \text{ см} \quad (2.60)$$

- момент инерции сечения относительно x-x

$$I_x = \frac{1,8 \cdot 50^3}{12} + 1,8 \cdot 50 \cdot (37,4 - 25)^2 + \frac{46 \cdot 1,8^3}{12} + 46 \cdot 1,8 \cdot (50,9 - 37,4)^2 =$$

$$= 47701 \text{ см}^4$$

- момент сопротивления сечения

$$W_{x,b} = \frac{47701}{51,8 - 37,4} = 3312,6 \text{ см}^3$$

Эксцентриситет приложения силы $e = 500 - 374 - 41 = 85 \text{ мм.}$

Проверка прочности узла:

$$\frac{1,2N}{AR_y \gamma_c} + \frac{1,2Ne}{W_{x,b} R_y \gamma_c} = \frac{1,2 \cdot 15954,286}{(50 \cdot 1,8 + 46 \cdot 1,8) \cdot 240 \cdot 1} + \frac{1,2 \cdot 15954,286 \cdot 8,5}{3312,6 \cdot 240 \cdot 1} =$$

$$= 0,66 < 1.$$

Прочность достаточна.

Принимаем высоту вертикальных накладок $2h_{yT} = 400 \text{ мм.}$

Требуемый катет угловых швов для присоединения вертикальных
накладок к фасонке

$$k_f = \frac{R_y t_\phi}{2\beta_f R_{\omega f}} = \frac{240 \cdot 1,8}{2 \cdot 0,7 \cdot 180} = 1,71 \text{ см.}$$

Принимаем $k_f = 18$ мм.

Узел 4

Расчетное усилие в стыке

$$N_{\text{ст}} = 1,2(N_{2-3} + N_{3-11} \cos \beta) = 1,2 \cdot (13960 + 2649,943 \cdot 0,75) = 19136,95 \text{ гН.}$$

Усилие в листовой накладке

$$N_H = \alpha_{\text{уг}} N_{\text{ст}} = 0,7 \cdot 19136,95 = 13395,87 \text{ гН.}$$

Ширина накладки

$$b_H = 2t_{\text{уг}} + t_\phi + 2c = 2 \cdot 160 + 18 + 2 \cdot 20 = 378 \text{ мм.}$$

Принимаем 380 мм.

Толщина накладки

$$t_H = \frac{N_H}{R_y b_H} = \frac{13395,87}{240 \cdot 38} = 1,47 \text{ см.}$$

Принимаем $t_H = 18$ мм (не менее толщины фасонки).

Монтажный стык двух отправочных марок ферм выполняется с помощью ручной электродуговой сварки электродами Э-42А по ГОСТ 9467-75*.

Требуемая длина сварных швов прикрепления накладки к полкам уголков нижнего пояса

$$l_n = \frac{N_H}{\beta_f k_f R_{\omega f}} + a = \frac{13395,87}{0,7 \cdot 1 \cdot 180} + 2 \text{ см} = 108 \text{ см.}$$

Принимаем: два шва по 35 см и два шва по 20 см.

Проверка прочности верхнего монтажного узла на внецентренное сжатие. Геометрические характеристики сечения 2-2:

- расстояние от нижней точки до центра тяжести сечения

$$z_0 = \frac{\sum S_0}{\sum A} = \frac{44 \cdot 1,8 \cdot 22 + 38 \cdot 1,8 \cdot 44,5}{44 \cdot 1,8 + 38 \cdot 1,8} = 32,4 \text{ см}$$

- момент инерции сечения относительно х-х

$$I_x = \frac{1,8 \cdot 44^3}{12} + 1,8 \cdot 44 \cdot (32,4 - 22)^2 + \frac{38 \cdot 1,8^3}{12} + 38 \cdot 1,8 \cdot (44,5 - 32,4)^2 =$$

$$= 31376,8 \text{ см}^4$$

- момент сопротивления сечения

$$W_{x,b} = \frac{31376,8}{44 + 1,8 - 32,4} = 2341,6 \text{ см}^3$$

Эксцентриситет приложения силы $e=440-324-33=83$ мм.

Нормальная сила в сечении 2-2

$$N_{II} = N_{2-3} + N_{3-11} \sin \beta = 13960 + 2649,943 \cdot 0,66 = 15708,96 \text{ гН.}$$

Проверка прочности узла:

$$\frac{1,2N_{II}}{AR_y\gamma_c} + \frac{1,2N_{II}e}{W_{x,b}R_y\gamma_c} = \frac{1,2 \cdot 15708,96}{(44 \cdot 1,8 + 38 \cdot 1,8) \cdot 240 \cdot 1} + \frac{1,2 \cdot 15708,96 \cdot 8,3}{2341,6 \cdot 240 \cdot 1} =$$

$$= 0,81 < 1.$$

Прочность достаточна.

Принимаем высоту вертикальных накладок $2h_{yt} = 320$ мм.

Длина сварного шва прикрепления нижнего пояса к фасонке

$$l_\omega = \frac{(1 - \alpha_{yt})N_{ст}}{n\beta_z k_f R_{\omega z}} + a = \frac{(1 - 0,7) \cdot 1,2 \cdot 13960}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,8 \cdot 166,5} + 2 \text{ см} = 20 \text{ см.}$$

Конструктивно принимаем длину сварных швов $l_\omega = 40$ см.

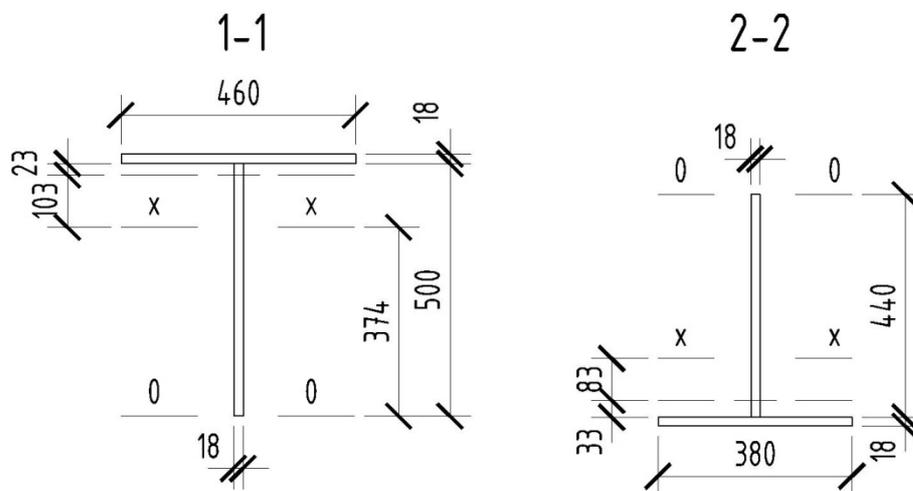


Рисунок 2.4 – Для расчета укрупнительных монтажных стыков

Расчет промежуточных узлов

Узел 5

Определяем высоту сварных швов, прикрепляющих фасонку к нижнему поясу:

$$k_f = \frac{N_{12-13}}{\beta_z \sum l_\omega R_{\omega z}} = \frac{11965,714}{1,05 \cdot 60 \cdot 4 \cdot 166,5} = 0,29 \text{ см.}$$

Принимаем $k_f = 6$ мм.

Узел 6

Принимаем катет сварного шва для прикрепления верхнего пояса к фасонке $k_f = 6$ мм. Длина сварного шва принята по расчету (табл.2.6)

Узел 7

Определяем высоту сварных швов, прикрепляющих фасонку к верхнему и нижнему поясу соответственно:

$$k_f = \frac{F}{\beta_z \sum l_\omega R_{\omega z}} = \frac{674}{1,05 \cdot 16 \cdot 2 \cdot 166,5} = 0,12 \text{ см.}$$

Принимаем $k_f = 6$ мм.

2.3 Расчет центрально-сжатой колонны

1. Подбор поперечного сечения колонны

Подбираем поперечное сечение стержня сплошной центрально-нагруженной колонны из стали С245 ГОСТ 27772-88 с $R_y=240$ МПа.

Определим длину колонны

$$l_1 = 16,21 + 7,7 = 23,91 \text{ м,}$$

где 16,21 м – отметка верха настила, м; -7,7 м – отметка пола подвала.

Расчетную длину колонны рассчитываем из условий закрепления с учетом коэффициента приведения расчетной длины колонны $\mu=0,7$:

$$l_{ef} = l_1 \cdot \mu = 23,91 \cdot 0,7 = 16,737 \text{ м.} \quad (2.61)$$

Задаемся гибкостью колонны $\lambda_0=90$ и находим по [2, табл.72] соответствующее значение коэффициента продольного изгиба $\varphi=0,612$.

Определяем требуемую площадь поперечного сечения колонны

$$A_{mp} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{9399}{0,612 \cdot 240 \cdot 0,9} = 71,1 \text{ см}^2 \quad (2.62)$$

$N = 5235 + 3490 + 674 = 9399$ гН – сумма реакций опор ферм и балок, действующих на колонну.

Требуемый радиус инерции сечения при расчетной длине колонны $l_{ef}=16,737$ м и принятой гибкости $\lambda_0=90$ равен

$$i_{mp} = \frac{l_{ef}}{\lambda_0} = \frac{1673,7}{90} = 18,6 \text{ см} \quad (2.63)$$

По сортаменту подбираем стальную электросварную прямошовную трубу с внешним диаметром 406,4 мм:

- площадь поперечного сечения $A=100,13 \text{ см}^2$;
- толщина стенки $t = 8 \text{ мм}$;
- радиус инерции $i_x = i_y = 14,09 \text{ см}$;
- момент инерции $I_x = I_y = 19873,89 \text{ см}^3$.

Гибкость колонны:

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i_x} = \frac{1673,7}{14,09} = 119$$

По [2, табл. 72] находим $\varphi_y=0,413$, чему соответствует значение напряжения

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_y A} = \frac{9399}{0,413 \cdot 100,13} = 227,3 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 240 \cdot 1 = 240 \text{ МПа} \quad (2.64)$$

Прочность обеспечена.

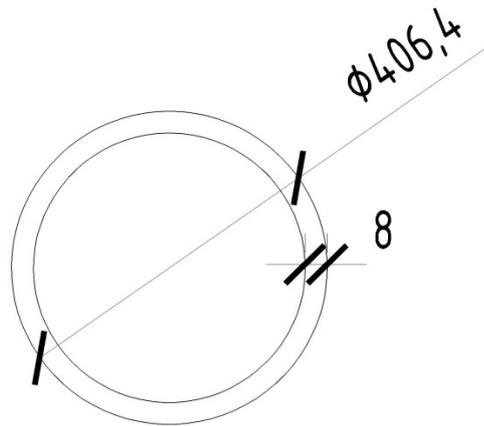


Рисунок 2.5 – Поперечное сечение колонны

Производим окончательную проверку выбранного сечения колонны:

Условная гибкость:

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 119 \cdot \sqrt{\frac{240}{206000}} = 4,05 \quad (2.65)$$

Проверяем общую устойчивость колонны:

$$\frac{N}{\varphi_y \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{9399}{0,486 \cdot 100,13 \cdot 240 \cdot 1} = 0,8 < 1$$

Общая устойчивость обеспечена.

Проверяем местную устойчивость стенки трубы:

$$\frac{r}{t} = \frac{199,2}{8} = 24,9 < 3,14 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 3,14 \sqrt{\frac{206000}{240}} = 92. \quad (2.66)$$

Местная устойчивость стенки обеспечена.

2. Расчет оголовка колонны

Рассчитываем и конструируем оголовок сварной сплошной колонны.
Расчетная нагрузка на колонну $N=9399$ гН.

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

Ребра оголовка соединяем с опорной плитой и со стенкой колонны сварными швами.

Определяем толщину сварного шва, соединяющего ребра оголовка с плитой,

$$k_f = \frac{N}{\beta_f \sum l_w R_{wf}} = \frac{9399}{0,9 \cdot 127,61 \cdot 215} = 0,38 \text{ см}, \quad (2.67)$$

где $\sum l_w = \pi d = 3,14 \cdot 40,64 = 127,61$ см – суммарная длина сварных швов;
ширина опорного ребра главной балки.

Принимаем $k_f = 6$ мм.

Требуемая длина ребра оголовка

$$l_p = \frac{N}{n \beta_f k_f R_{wf}} + 1 = \frac{9399}{8 \cdot 0,9 \cdot 180 \cdot 0,6} + 1 = 13 \text{ см} \quad (2.68)$$

где $n=8$ – количество сварных швов.

Толщину ребер оголовка определяем из условия сопротивления их смятию:

$$t_p = \frac{N}{l_{cm} \cdot R_p \cdot \gamma_c} = \frac{9399}{39 \cdot 327 \cdot 0,9} = 0,82 \text{ см} \quad (2.69)$$

Принимаем $t_p=10$ мм.

Проверяем прочность принятого ребра из условия работы на срез

$$\tau = \frac{N}{n_{cp} \cdot l_p \cdot t_p} = \frac{9399}{4 \cdot 13 \cdot 1} = 181 \text{ МПа} \leq R_s = 0,58 R_y = 0,58 \cdot 240 = 139 \text{ МПа}$$

Принятое сечение ребер оголовка недостаточное. Увеличим длину ребра оголовка до $l_p = 17$ см.

Проверяем прочность принятого ребра из условия работы на срез

$$\tau = \frac{N}{4 \cdot l_p \cdot t_p} = \frac{9399}{4 \cdot 17 \cdot 1} = 138 \text{ МПа} \leq R_s = 0,58 R_y = 0,58 \cdot 240 = 139 \text{ МПа}$$

Окончательно принимаем размеры ребра оголовка $l_p=35\text{ см}$, $t_p=10\text{ мм}$.

3. Расчет базы колонн

Запроектируем базу сплошной сварной колонны.

Расчетная нагрузка на базу колонны $N=9399\text{ гН}$.

Принимаем отношение $A_f/A_{pl}=1,46$ и находим расчетное сопротивление смятию бетона фундамента

$$R_{b,loc} = R_{cm} = R_b \sqrt[3]{\frac{A_f}{A_{pl}}} = 8,5 \sqrt[3]{1,46} = 9,6 \text{ МПа} \quad (2.70)$$

где $R_b=8,5\text{ МПа}$ – расчетное сопротивление бетона сжатию класса В15.

Требуемая площадь плиты базы

$$A_{pl} = \frac{N}{R_{cm}} = \frac{9399}{9,6} = 979 \text{ см}^2,$$

Принимаем размеры плиты квадратной в плане

$$L_{pl} = B_{pl} = \sqrt{A_{pl}} = \sqrt{979} = 31,3 \text{ см} \quad (2.71)$$

Принимаем размеры плиты в плане $L_{pl} = B_{pl} = 56\text{ см}$.

Равномерно распределенное реактивное давление фундамента под плитой

$$\sigma_f = q = \frac{N}{B_{pl} L_{pl}} = \frac{9399}{56 \cdot 56} = 3,48 \text{ МПа}. \quad (2.72)$$

Расстояние от края контура колонны до центра тяжести консоли

$$c = \frac{B_{pl} - b_k}{2} \cdot \frac{2B_{pl} + h_k}{3(B_{pl} + h_k)} = \frac{56 - 40,64}{2} \cdot \frac{2 \cdot 56 + 40,64}{3 \cdot (56 + 40,64)} = 4,04 \text{ см}. \quad (2.73)$$

Грузовая площадь консоли

$$A_{гр} = a_1 \frac{B_{pl} + h_k}{2} = 8 \cdot \frac{56 + 40,64}{2} = 387 \text{ см}^2 = 0,039 \text{ м}^2. \quad (2.74)$$

Изгибающий момент в плите по кромке колонны

$$M_{pl} = \sigma_f A_{гр} c = 3,48 \cdot 387 \cdot 4,04 = 5441 \text{ гН} \cdot \text{см}. \quad (2.75)$$

Требуемая толщина плиты

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6M_{pl}}{h_k R_y}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 5441}{40,64 \cdot 240}} = 1,84 \text{ см.} \quad (2.76)$$

Принимаем толщину плиты $t_{pl} = 28$ мм согласно ГОСТ 19903-74.

Заменяем квадратную плиту базы равновеликими по площади кругами и определяем ее радиус a :

$$a = \sqrt{\frac{L_{pl} \cdot B_{pl}}{\pi}} = \sqrt{\frac{56 \cdot 56}{3,14}} = 31,6 \text{ см.} \quad (2.78)$$

По отношению $\beta = \frac{b}{a} = \frac{20,32}{31,6} = 0,64$ находим значение коэффициентов $K_r = 0,0188$ и $K_t = 0,0356$.

Определяем значение изгибающих моментов:

- в радиальном направлении

$$M_r = K_r N = 0,0188 \cdot 9399 = 176,6 \text{ гН} \cdot \text{см}; \quad (2.79)$$

- в тангенциальном направлении

$$M_t = K_t N = 0,0356 \cdot 9399 = 334,6 \text{ гН} \cdot \text{см.} \quad (2.80)$$

Определяем напряжения в плите:

- нормальное в радиальном направлении

$$\sigma_r = \frac{6M_r}{t_{pl}^2} = \frac{6 \cdot 176,6}{2,8^2} = 135,2 \text{ МПа}; \quad (2.81)$$

- нормальное в тангенциальном направлении

$$\sigma_t = \frac{6M_t}{t_{pl}^2} = \frac{6 \cdot 334,6}{2,8^2} = 256,1 \text{ МПа}; \quad (2.82)$$

- касательное

$$\tau = \frac{N}{2\pi b t_{pl}} = \frac{9399}{2 \cdot 3,14 \cdot 20,32 \cdot 2,8} = 26,31 \text{ МПа.} \quad (2.83)$$

Проверяем прочность плиты по приведенным напряжениям

$$\begin{aligned} \sigma_{ef} &= \sqrt{\sigma_r^2 + \sigma_t^2 - \sigma_r \sigma_t + 3\tau^2} = \\ &= \sqrt{135,2^2 + 256,1^2 - 135,2 \cdot 256,1 + 3 \cdot 26,31^2} = 226,5 \text{ МПа} \\ \sigma_{ef} &= 226,5 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 240 \cdot 1 = 240 \text{ МПа.} \end{aligned} \quad (2.84)$$

Следовательно, принятая толщина плиты 28 мм удовлетворяет условиям прочности.

Швы, соединяющие стержень колонны с плитой базы, рассчитываются на усилие, составляющее 15% от общего (0,15N).

Катет сварного шва, соединяющего стержень колонны с плитой, равен

$$k_f = \frac{0,15N}{\sum l_{\omega} \beta_f R_{wf} \gamma_{\omega f} \gamma_c} = \frac{0,15 \cdot 9399}{127,6 \cdot 0,7 \cdot 180 \cdot 1 \cdot 1} = 0,09 \text{ см},$$

где $\sum l_{\omega} = \pi D = 3,14 \cdot 40,64 = 127,6$ см – длина сварных швов, соединяющих стержень колонны с плитой. Принимаем катет сварного шва равным $k_f = k_{min} = 4$ мм.

Таким образом, рассчитанная база удовлетворяет условиям прочности и жесткости.

Расчет анкерных болтов крепления при $M=56,18$ кНм, $N = 959,7$ кН (с учетом веса колонны).

Усилие в анкерных болтах:

$$F_a = \left| \frac{M - Na}{y} \right| = \left| \frac{5618 - 959,7 \cdot 20,34}{44,65} \right| = 311 \text{ кН} \quad (2.85)$$

Требуемая площадь сечения болтов из стали Вст3кл2 $R_{ba}=18$ кН/см²

$$A_{b,тр} = \frac{F_a \gamma_n}{R_{ba}} = \frac{311 \cdot 0,95}{18,5} = 16 \text{ см}^2 \quad (2.86)$$

Для соединения базы колонны с фундаментом принимаем 3 анкерных болта диаметром $d = 30$ мм с $A_{ba} = 3 \cdot 7,09 = 21,27$ см².

2.4 Расчет основания

2.4.1 Оценка инженерно-геологических условий площадки строительства

Рассматриваемая в данном проекте площадка строительства находится в городе Москва. Местный рельеф – спокойный. Инженерно–геологические условия площадки строительства выявлены бурением нескольких скважин на глубину 20-30 м. Глубина сезонного промерзания грунта – 1,1 м. Уровень грунтовых вод не вскрыт. В процессе бурения установлены напластования грунтов, представленные в таблице 2.6.

Таблица 2.6 Физико-механические свойства грунтов

Наименование грунта	δ , м	γ кН/м ³	ρ_s кН/м ³	ρ_d кН/м ³	W %	W _L %	W _p %	I _p	I _L	e	S _r	ϕ град	C кПа	E МПа
Почвенно-растительный слой	0,7	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Суглинки	2,5	19,2	26,9	15	28	36	22	14	0,43	0,79	0,9	18	18	7,0
Супеси	4,2	19,2	26,6	15,6	21	27	20	7	0,43	0,7	0,8	24	5	8,0
Песок мелкий	10	18,1	26,6	14,5	11	-	-	-	-	0,83	0,3	27	-	17

2.4.2 Проектирование фундаментов

Фундамент проектируем мелкого заложения на естественном основании отдельно стоящий под колонны стаканного типа из монолитного железобетона.

С учетом конструктивных особенностей здания, диапазона и характера нагрузок на фундамент, напластования слоев грунта и типоразмеров элементов отдельно стоящего фундамента под колонны выбираем глубину заложения подошвы.

Подошва фундамента мелкого заложения располагается ниже глубины сезонного промерзания грунтов. В районе строительства объекта – в городе Москва, глубина сезонного промерзания грунта равна 1,1 м. Грунт под подошвой – суглинок. Исходя из этого, глубину заложения принимаем $d = 1,6$ м.

1. Колонна 8-Г

Продольная нагрузка, передаваемая на фундамент на оси 8-Г, складывается из нагрузки, передаваемой от колонны $N_1 = 959,76$ кН, нагрузки, передаваемой от фундаментной балки $N_2 = 183,71$ кН:

$$N_n = 959,76 + 183,71 = 1143,47 \text{ кН.} \quad (2.87)$$

Для расчета фундамента под колонну предварительно зададимся его шириной. Исходя из значений $\varphi_{II} = 24^\circ$ и $c_{II} = 5$ кПа, при глубине заложения d_I равной

$$d_I = h_s + \frac{h_{cf} \gamma_{cf}}{\gamma'_{II}} = 1,2 + \frac{25 \cdot 0,3}{17,8} = 1,6 \text{ м} \quad (2.88)$$

где h_s - толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала, м; h_{cf} - толщина конструкции пола подвала, м;

γ_{cf} - расчетное значение удельного веса конструкции пола подвала, кН/м³;

γ'_{II} - осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента, кН/м³

примем предварительную ширину фундамента $b=2$ м.

По формуле (5.5) СП 50-101-2004 вычисляем сопротивление грунта R :

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma \cdot b \cdot k_z \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}] \quad (2.89)$$

где $M_\gamma=0,72$, $M_q=3,87$, $M_c=6,45$ – безразмерные коэффициенты, принимаемые по таблице СП 50.101.2004 в зависимости от угла внутреннего трения грунта;

$\gamma_{c1}=1,2$, $\gamma_{c2}=1$, $k=1,1$ и $k_z=1$ – безразмерные коэффициенты условия работы;

$d_b = 2,7$ м - глубина подвала, расстояние от уровня планировки до пола подвала.

$$R = \frac{1,2 \cdot 1}{1,1} [0,72 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 18,6 + 3,87 \cdot 1,6 \cdot 17,8 + (3,87 - 1) \cdot 2,7 \cdot 17,8 + 6,45 \cdot 5] = 369 \text{ кПа}$$

Требуемая предварительная площадь подошвы в этом случае будет равна:

$$A = \frac{N_{II}}{R} \cdot 1,2 = \frac{1143,47}{369} \cdot 1,2 = 3,7 \text{ м}^2 \quad (2.90)$$

Проанализировав ветер с фронта и слева выяснили, что наибольшие усилия возникают в направлении цифровых осей.

Изгибающий момент относительно оси симметрии подошвы фундамента:

$$M_0 = M_{II} + Q_{II} \cdot d_I = 50,6 + 3,4 \cdot 1,6 = 56 \text{ кНм} \quad (2.91)$$

Зададимся соответствующими подсчитанной площади размерами:

$$b \cdot l = 1,8 \cdot 2,1 = 3,8 \text{ м}^2 \quad (2.92)$$

условие $l/b = 1,2 - 1,4$ выполняется.

Определяем крайние давления:

$$P_{\text{MAX}}^{\text{MIN}} = \frac{N_{II} + Q_{\text{ф.гр.}}}{A} \pm \frac{M_0}{W} \quad (2.93)$$

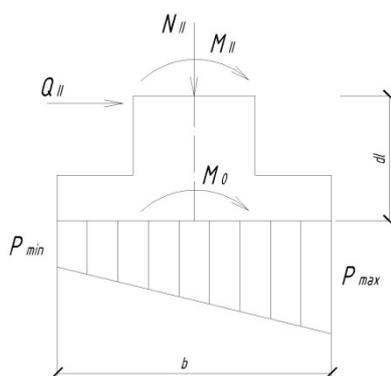


Рисунок 2.6 – Расчетная схема фундамента

При принятых размерах подошвы:

$$W = \frac{b \cdot l^2}{6} = \frac{1,8 \cdot 2,1^2}{6} = 1,32 \text{ м}^3 \quad (2.94)$$

$$Q_{\text{ф.гр.}} = b \cdot l \cdot d_I \cdot 20 \text{ кН/м} = 1,8 \cdot 2,1 \cdot 1,6 \cdot 20 \text{ кН/м} = 121 \text{ кН} \quad (2.95)$$

Проверяем условие:

$$P_{\text{ср}} = \frac{N + Q_{\text{ф.гр.}}}{A} < R \quad (2.96)$$

$$P_{\text{ср}} = \frac{1143,47 + 121}{3,8} = 332 \text{ МПа} < R = 369 \text{ МПа}. \quad (2.97)$$

Условие выполняется.

$$P_{\frac{MAX}{MIN}} = \frac{1143,47 + 121}{3,8} \pm \frac{56}{1,32} = 333 \pm 43 \text{ кПа} \quad (2.98)$$

$$P_{MAX} = 376 \text{ кПа} < 1,2R = 1,2 \cdot 369 = 443 \text{ кПа} - \text{условие выполняется};$$

$$P_{MIN} = 290 \text{ кПа} > 0 - \text{условие выполняется.}$$

Окончательно принимаем размеры подошвы фундамента

$$b \times l = 1,8 \times 2,1 \text{ м}$$

2. Колонна 12-Е

Продольная нагрузка, передаваемая на фундамент на оси 12-Е

$$N_{II} = 1393 \text{ кН.}$$

Для расчета фундамента под колонну предварительно зададимся его шириной. Исходя из значений $\varphi_{II} = 24^\circ$ и $c_{II} = 5 \text{ кПа}$, при глубине заложения $d_I = 1,6 \text{ м}$ примем предварительную ширину фундамента $b = 2 \text{ м}$.

где h_s - толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны

Соппротивление грунта

$$R = \frac{1,2 \cdot 1}{1,1} [0,72 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 18,6 + 3,87 \cdot 1,6 \cdot 17,8 + (3,87 - 1) \cdot 2,7 \cdot 17,8 + 6,45 \cdot 5] = 369 \text{ кПа}$$

Требуемая предварительная площадь подошвы в этом случае будет равна:

$$A = \frac{N_{II}}{R} \cdot 1,2 = \frac{1393}{369} \cdot 1,2 = 4,53 \text{ м}^2$$

Изгибающий момент относительно оси симметрии подошвы фундамента:

$$M_0 = M_{II} + Q_{II} \cdot d_I = 63,9 + 5,87 \cdot 1,6 = 73 \text{ кНм}$$

Зададимся соответствующими подсчитанной площади размерами:

$$b \cdot l = 1,8 \cdot 2,4 = 4,32 \text{ м}^2$$

Определяем краевые давления при принятых размерах подошвы:

$$W = \frac{b \cdot l^2}{6} = \frac{1,8 \cdot 2,4^2}{6} = 1,73 \text{ м}^3$$

$$Q_{\phi, \text{зр.}} = b \cdot l \cdot d_I \cdot 20 \frac{\text{кН}}{\text{м}} = 1,8 \cdot 2,4 \cdot 1,6 \cdot 20 \frac{\text{кН}}{\text{м}} = 138 \text{ кН}$$

Проверяем условие:

$$P_{cp} = \frac{N + Q_{\phi.гр.}}{A} < R$$

$$P_{cp} = \frac{1393 + 138}{4,32} = 354 \text{ МПа} < R = 369 \text{ МПа.}$$

Условие выполняется.

$$P_{\substack{MAX \\ MIN}} = \frac{1393+138}{4,32} \pm \frac{73}{1,73} = 354 \pm 42 \text{ кПа}$$

$$P_{MAX} = 396 \text{ кПа} < 1,2R = 1,2 \cdot 369 = 443 \text{ кПа} - \text{условие выполняется;}$$

$$P_{MIN} = 312 \text{ кПа} > 0 - \text{условие выполняется.}$$

Окончательно принимаем размеры подошвы фундамента

$$b \times l = 1,8 \times 2,4 \text{ м}$$

2.4.3 Расчет осадки фундаментов

1. Колонна 8-Г

Расчет осадки ведется методом послойного суммирования с использованием расчетной схемы грунтового основания в виде линейно-деформируемого полупространства.

В данном методе вся толща грунта разбивается послойно на слои толщиной $h_i \leq 0,4b$. В нашем случае $h_i \leq 0,4 \cdot 1,8 = 0,72 \text{ м}$. Граница слоя грунта также является и границей i -го элементарного слоя.

Для полученных точек определяем природное давление грунта:

$$\sigma_{zq,i} = \sum_{i=1}^n \gamma_{II,i} \cdot h_i \quad (2.99)$$

$\sigma_{zq,i}$ - среднее давление от собственного веса грунта в уровне подошвы фундамента.

Природное давление под подошвой фундамента составит

$$\sigma_{zq0} = 19,2 \cdot 0,3 + 19,2 \cdot 0,9 = 23 \text{ кПа} \quad (2.100)$$

Определяем дополнительное давление в уровне подошвы фундамента

$$P_0 = P - \sigma_{zq0}, \quad (2.101)$$

$$\text{где } P = \frac{P_{MAX} + P_{MIN}}{2} = \frac{376 + 290}{2} = 333 \text{ кПа}; \quad (2.102)$$

$$P_0 = 333 - 23 = 310 \text{ кПа}$$

Находим дополнительное давление в характерных точках:

$$\sigma_{zp} = P_0 \cdot \alpha \quad (2.103)$$

α – коэффициент, принимаем по [6, табл. 5.8].

Расчет осадки ведем в пределах сжимаемой толщи, нижняя граница которой определяется из условия $\sigma_{zp} \leq 0,2\sigma_{zq}$

Расчет осадки сводится к проверке условия:

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_i \cdot h_i}{E_i} \leq S_u = 150 \text{ мм} \quad (2.104)$$

где S_u – предельно-допустимая осадка;

$$\sigma_i = \frac{\sigma_{zPi} + \sigma_{zPi+1}}{2} - \text{дополнительное давление в середине слоя; } \beta = 0,8.$$

Весь расчет сводим в таблицу.

Таблица 2.7– Расчет осадки фундаментов мелкого заложения

№ точки	z, м	$\xi = \frac{2z}{b}$	α	$\sigma_{zq}, \text{кПа}$	$\sigma_{zp}, \text{кПа}$	$\sigma_i, \text{кПа}$	E, МПа	h _i , м	
0	0	0	1,0	23	310	306	8000	0,3	
1	0,3	0,33	0,970	29	301			265	0,6
2	0,9	1	0,734	41	228	190		0,6	
3	1,5	1,67	0,491	53	152	121		0,6	
4	2,1	2,33	0,291	65	90	77		0,6	
5	2,7	3	0,208	77	64	56		0,6	
6	3,3	3,67	0,152	89	47	40		0,6	
7	3,9	4,33	0,107	100	33	30		0,6	
8	4,5	5	0,085	111	26	24		17000	0,6
9	5,1	5,67	0,068	122	21 НГСТ				0,6

$$S = 0,8 \cdot \left[\frac{310 \cdot 0,3}{8000} + \frac{(265 + 190 + 121 + 77 + 56) \cdot 0,6}{8000} + \frac{(40 + 30 + 24) \cdot 0,6}{17000} \right] = 0,8 \cdot [0,012 + 0,053 + 0,003] = 0,054 \text{ м}$$

$$= 54 \text{ мм}$$

$$S = 54 \text{ мм} < S_u = 150 \text{ мм.}$$

Условие выполняется.

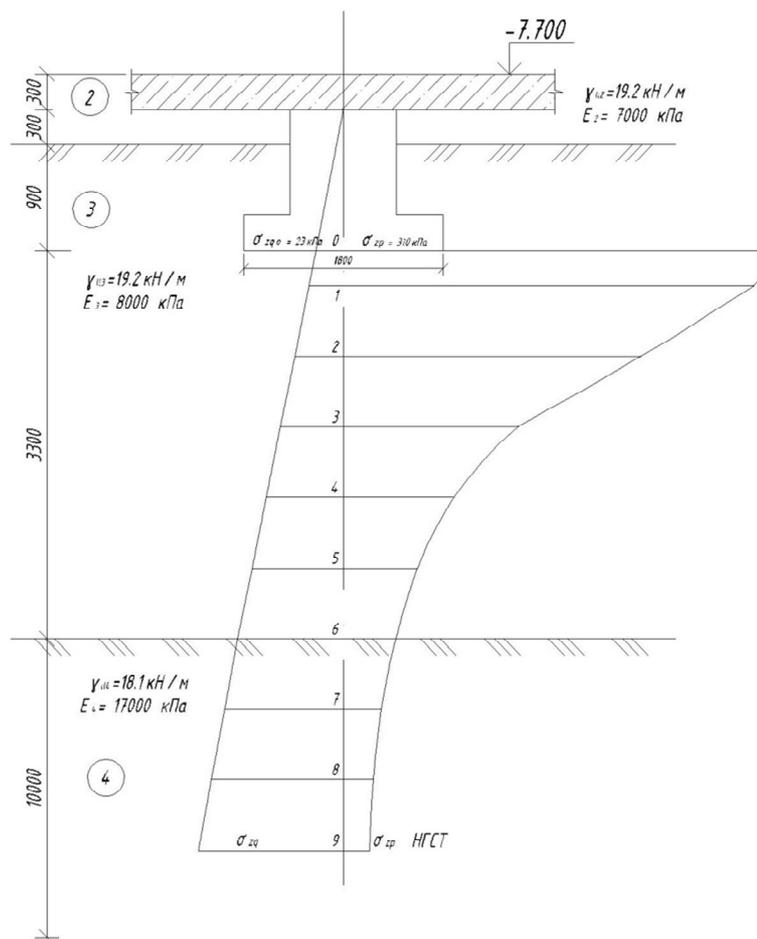


Рисунок 2.7. Схема расчета осадки фундамента на оси 8-Г

2 Колонна 12-Е

Расчет осадки ведется тем же методом, что и фундамента на оси 8-Г.

Разбиваем толщину грунта на слои $h_i \leq 0,4 \cdot 1,8 = 0,72 \text{ м}$. Граница слоя грунта также является и границей i -го элементарного слоя.

Для полученных точек определяем природное давление грунта:

$$\sigma_{zq,i} = \sum_{i=1}^n \gamma_{II,i} \cdot h_i$$

Природное давление под подошвой фундамента составит

$$\sigma_{zq0} = 19,2 \cdot 0,3 + 19,2 \cdot 0,9 = 23 \text{ кПа}$$

Определяем дополнительное давление в уровне подошвы фундамента

$$P = \frac{P_{MAX} + P_{MIN}}{2} = \frac{396 + 312}{2} = 354 \text{ кПа};$$

$$P_0 = 354 - 23 = 331 \text{ кПа}$$

Находим дополнительное давление в характерных точках:

$$\sigma_{zp} = P_0 \cdot \alpha$$

Расчет осадки ведем в пределах сжимаемой толщи, нижняя граница которой определяется из условия $\sigma_{zp} \leq 0,2\sigma_{zq}$

Расчет сводим в таблицу.

Таблица 2.8 – Расчет осадки фундаментов мелкого заложения

№ точки	z, м	$\xi = \frac{2z}{b}$	α	$\sigma_{zq}, \text{кПа}$	$\sigma_{zp}, \text{кПа}$	$\sigma_i, \text{кПа}$	E, МПа	h _i , м
0	0	0	1,0	23	331	326	8000	0,3
1	0,3	0,33	0,969	29	321	287		0,6
2	0,9	1	0,765	41	253	213		0,6
3	1,5	1,67	0,523	53	173	142		0,6
4	2,1	2,33	0,331	65	110	96		0,6
5	2,7	3	0,249	77	82	70		0,6
6	3,3	3,67	0,171	89	57	54		0,6
7	3,9	4,33	0,152	100	50	41	17000	0,6
8	4,5	5	0,097	111	32	28		0,6
9	5,1	5,67	0,074	122	24,5 нГСТ			0,6

$$S = 0,8 \cdot \left[\frac{326 \cdot 0,3}{8000} + \frac{(287 + 213 + 142 + 96 + 70) \cdot 0,6}{8000} + \frac{(54 + 41 + 28) \cdot 0,6}{17000} \right] = 0,8 \cdot [0,012 + 0,061 + 0,004] = 0,062 \text{ м}$$

$$= 62 \text{ мм}$$

$$S = 62 \text{ мм} < S_u = 150 \text{ мм.}$$

Условие выполняется.

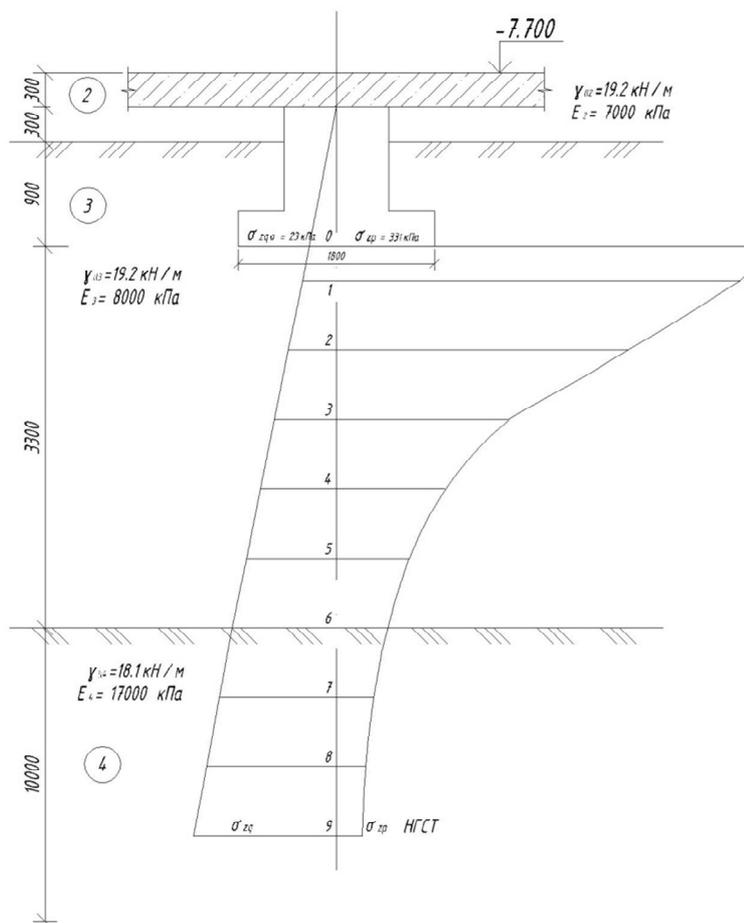


Рисунок 2.8. Схема расчета осадки фундамента на оси 12-Е

2.5. Научно-исследовательская работа

Стальные конструкции плоских ферм представляют собой комбинацию стержней, соединённых в узлах и образующих геометрически неизменяемую систему. Фермы экономичнее балок по расходу материала. Благодаря высоким технико-экономическим показателям область применения стальных ферм весьма широка и разнообразна. Это промышленные и гражданские здания, сооружения, мосты, мачты башни. Металлические конструкции должны быть долговечны, надежны, эстетичны, технологичны в изготовлении, что обеспечивается соответствием расчётных предпосылок действительной работе и условиям эксплуатации. Уровень развития металлических конструкций определяется экономическим и техническим развитием страны.

Определено пять этапов развития металлических конструкций, связанных с экономическим развитием России, её металлургии, строительной науки и техники. Постепенно все строительные конструкции совершенствовались, в том числе и фермы. Вообще, стальные конструкции правильно рассматривать в единстве конструктивной формы, технологии изготовления, транспортировки и монтажа, что определяет конкурентность, применимость и экономическую целесообразность. Рассматривая надёжность конструкций ферм, можем отметить близкое совпадение действительной работы с расчётными предположениями. Из всех несущих конструкций: железобетонных, каменных, деревянных - стальные являются самыми лёгкими. Их можно изготовить на высокопроизводительном заводском оборудовании, затем на строительной площадке произвести монтаж краном, что подчёркивает их индустриально. Фермы легко поддаются усилению и ремонту, их можно демонтировать и смонтировать в другом месте.

Сравним по материалоемкости и напряженно-деформированному состоянию стропильную ферму, сконструированную из парных уголков и ферму с поясами из тавров и решеткой из парных уголков.

2.5.1 Расчет и конструирование стропильной фермы из парных уголков

Требуется рассчитать и сконструировать стропильную ферму покрытия со стержнями из парных уголков при определенных заданных условиях. При расчете фермы используется СП 16.13330.2011 «Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*».

Исходные данные описаны в пункте 2.1.

Согласно [4, табл. В.1] принимаем материалы конструкций: верхний, нижний пояса и решетка из парных уголков – сталь С245 по ГОСТ 27772-88*, фасонки – сталь С255 по ГОСТ 27772-88*.

Сварка полуавтоматическая в среде углекислого газа (ГОСТ 8050-85*) сварочной проволокой марки Св-08Г2С (ГОСТ 2246-70*) диаметром 2мм. На монтаже применяется ручная дуговая сварка.

Антикоррозийное покрытие проектируемых стальных конструкций назначается в соответствии с указаниями норм проектирования по защите строительных конструкций от коррозии.

Для определения расчетных усилий в стержнях фермы предварительно был выполнен сбор нагрузок (таблица 2.1).

1. Статический расчет фермы

Рассматриваем статически определимую ферму.

Усилия в ферме определяем по специальной программе SNFerma на ЭВМ. Результаты статического расчёта приводим в таблице 2.2. Обозначения стропильной фермы см. на рис. 2.9.

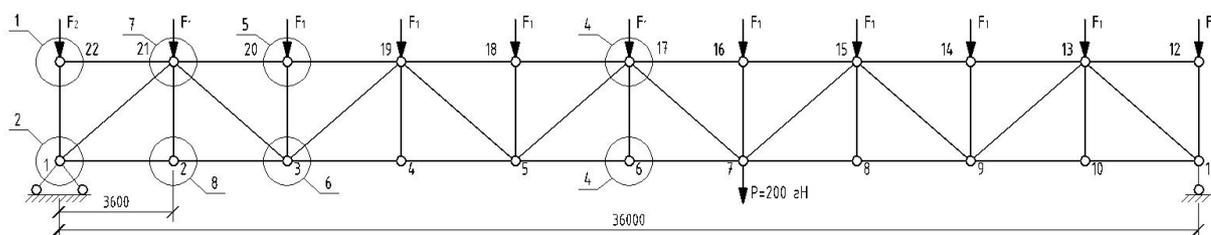


Рис. 2.9. Обозначение стержней и узлов стропильной фермы

2. Подбор сечений стержней фермы

По табл. 5 [45] принимаем толщину фасонки $t_{\phi} = 12$ мм.

1) Подбор сечения стержней верхнего пояса

Верхний пояс принимаем без изменения сечения по всей длине и рассчитываем его на максимальное усилие $N_{15-16} = -9792$ ГН.

Для стали С245 ГОСТ 27772-88* по [4, табл. В.5] определяем расчетное сопротивление $R_y = 240$ МПа.

Задаемся гибкостью $\lambda = 90$, вычисляем условную гибкость

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 90 \sqrt{\frac{240}{206000}} = 3,04$$

По [4, табл. Д.1] для типа стержней с согласно [4, табл. 7] коэффициент устойчивости при центральном сжатии $\varphi = 0,53$.

Требуемая площадь сечения верхнего пояса

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{9792}{0,53 \cdot 240 \cdot 1} = 77 \text{ см}^2,$$

где γ_c – коэффициент условий работы, для верхнего сжатого пояса из парных уголков $\gamma_c = 1$.

Принимаем тавровое сечение из двух уголков $\perp 160 \times 11$ по ГОСТ 8509-93 с геометрическими характеристиками:

площадь поперечного сечения $A = 2A_{y2} = 2 \cdot 34,4 = 68,8 \text{ см}^2$;

радиусы инерции сечения: $i_x = 4,95 \text{ см}$, $i_y = 7 \text{ см}$.

Расчетные длины стержней: в плоскости фермы $l_{ef,x} = 360 \text{ см}$, из плоскости фермы $l_{ef,y} = 360 \text{ см}$.

Гибкости стержня:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{360}{4,95} = 72,7; \quad \bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 72,7 \sqrt{\frac{240}{206000}} = 2,5;$$

$\varphi_x = 0,654$;

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{360}{7} = 51,4; \quad \bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 51,4 \sqrt{\frac{240}{206000}} = 1,8;$$

$\varphi_x = 0,778$;

здесь предельные гибкости $[\lambda]_x$ и $[\lambda]_y$ определены по формулам

$$[\lambda]_x = [\lambda]_{min} = 180 - 60\alpha_x = 180 - 60 \cdot 0,91 = 125,4 > \lambda_x = 72,7,$$

где

$$\alpha_x = \frac{N}{\varphi_x AR_y \gamma_c} = \frac{9792}{0,654 \cdot 68,8 \cdot 240 \cdot 1} = 0,91 > 0,5;$$

$$[\lambda]_y = 180 - 60\alpha_y = 180 - 60 \cdot 0,76 = 134,4 > \lambda_y = 51,4,$$

где

$$\alpha_y = \frac{N}{\varphi_y AR_y \gamma_c} = \frac{9792}{0,778 \cdot 68,8 \cdot 240 \cdot 1} = 0,76 > 0,5.$$

Проверка устойчивости стержня верхнего пояса:

$$\frac{N}{\varphi AR_y \gamma_c} = \frac{9792}{0,654 \cdot 68,8 \cdot 240 \cdot 1} = 0,91 < 1.$$

Устойчивость обеспечена.

2) Подбор сечения нижнего пояса

Для уменьшения типоразмеров сечения уголков нижний пояс проектируется без изменения сечения по длине. Рассчитываем его на максимальное усилие $N_{6,7} = 10085,7$ гН.

Требуемая площадь сечения нижнего пояса

$$A_{тр} = \frac{N}{R_y \gamma_c} = \frac{10085,7}{240 \cdot 1} = 42 \text{ см}^2,$$

где γ_c – коэффициент условий работы, для нижнего растянутого пояса из парных уголков $\gamma_c = 1$.

Расчетные длины стержней: в плоскости фермы $l_{ef,x} = 360$ см, из плоскости фермы $l_{ef,y} = 720$ см.

Минимальные радиусы инерции:

$$i_{x \min} = \frac{l_{ef,x}}{[\lambda]_x} = \frac{360}{400} = 0,9 \text{ см};$$

$$i_{x \min} = \frac{l_{ef,y}}{[\lambda]_y} = \frac{720}{400} = 1,8 \text{ см}.$$

Принимаем тавровое сечение из двух уголков $\angle 125 \times 9$ по ГОСТ 8509-93 с геометрическими характеристиками:

площадь поперечного сечения $A = 2A_{yz} = 2 \cdot 22 = 44 \text{ см}^2$;

радиусы инерции сечения: $i_x = 3,86 \text{ см}$, $i_y = 5,55 \text{ см}$.

Проверка гибкости стержня:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{360}{3,86} = 93,2 < [\lambda]_x = 400;$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{720}{5,55} = 130 < [\lambda] = 400.$$

Гибкость стержня меньше предельной.

Проверка прочности сечения нижнего растянутого пояса:

$$\frac{N}{AR_y \gamma_c} = \frac{9792}{44 \cdot 240 \cdot 1} = 0,93 < 1.$$

Прочность обеспечена.

Подбор сечений решетки фермы представлен в пункте 2.1.

Сечение раскосов и стоек принято аналогичным сечениям рассчитанных раскосов в зависимости от характера работы.

Результаты расчета сведены в табл. 2.9.

2.5.2 Расчет и конструирование стропильной фермы с поясами из тавров и решеткой из парных уголков

Расчет и конструирование стропильной фермы с поясами из тавров и решеткой из парных уголков представлен в пункте 2.1. Результаты расчета сведены в таблицу 2.3.

Таблица 2.9 – Таблица расчета сечений стержней фермы из парных уголков

Элемент фермы	Обозначение стержня	Расчетное усилие N, гН	Марка стали	Сечение	Площадь A, см ²	Расчетная длина, см		Гибкость		Радиус инерции, см		$\bar{\lambda}_x$	[λ]	φ _{min}	γ _c
						$l_{ef,x}$	$l_{ef,y}$	λ _x	λ _y	i _x	i _y				
Верхний пояс	12-13	0	С245	L 160x11	68,8	360	360	72,7	51,4	4,95	7	2,5	125,4	0,654	1
	13-14, 14-15	-6436,6													
	15-16, 16-17	-9792													
Нижний пояс	6-7	10085,7	С245	L 125x9	44	360	720	93,2	130	3,86	5,55	-	400	-	1
	7-8, 8-9	8499,43													
	9-10, 10-11	3603,42													
Раскосы	7-15	1717,52	С245	L 75x6	17,56	382,7	478,4	208	170	2,3	3,51	-	400	-	1
	7-17	-1099,5		L 110x8	39,4	382,7	478,4	123,6	108	3,87	5,53	4,2	132,6	0,375	1
	9-13	3764,59		L 75x6	17,56	382,7	478,4	208	170	2,3	3,51	-	400	-	1
	9-15	-2759		L 110x8	34,4	382,7	478,4	112,9	92,9	3,39	5,15	3,8	136,2	0,43	1
	11-13	-4788,1		L 140x9	49,4	382,7	478,4	110	97	4,34	6,16	3,8	123,6	0,43	1
Стойки	6-17, 8-15, 10-13	0	С245	L 63x5	12,26	252	315	129,9	89	1,94	3,26	4,4	141	0,351	1
	7-16, 9-14	-674													
	11-12	-3490													

2.5.3 Сравнительный анализ ферм

Исходя из проведенных расчетов, выяснилось, что площадь сечения поясов фермы из парных уголков незначительно превышает площадь сечения, следовательно, и расход стали, поясов фермы из широкополочных тавров. Но для совместной работы симметричных уголков между ними становятся соединительные прокладки. Сжатые стержни необходимо соединять не менее чем двумя прокладками. Соединительные прокладки ставятся на равных расстояниях. Размеры прокладок приняты для верхнего пояса 100x200x12 мм, для нижнего 100x150x12 мм. Расстояния между прокладками принимаются: $40i$ – для сжатых элементов и $80i$ – для растянутых (где i – радиус инерции уголка относительно оси, параллельной плоскости прокладки для таврового сечения):

для верхнего пояса: $l = 40 \cdot 7 = 280$ см;

для нижнего пояса: $l = 80 \cdot 5,5 = 440$ см.

Таким образом, для верхнего пояса необходимы 129 накладок, для нижнего – 82.

С учетом соединительных прокладок объем стали верхнего и нижнего поясов для фермы из парных уголков $V_1 = 0,454$ м³, для фермы из широкополочных тавров: $V_2 = 0,406$ м³, что на 10,6 % меньше. Следовательно, масса фермы с поясами из тавров на 10,6% легче, чем из парных уголков.

В связи с необходимостью приварки стальных соединительных прокладок к поясам ферм из парных уголков увеличивается трудоемкость выполнения работ на 15-20%, по сравнению с трудоемкостью изготовления ферм с поясами из широкополочных тавров. Исходя из последнего, повышается стоимость конструкции на 10-15%.

Рассмотрим напряженно-деформированное состояние в поясах ферм, выполненных из разных профилей.

Сравним нормальные напряжения, возникающие от действия нормальной силы N в поясах ферм, которые определяются по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{A}, \quad (2.105)$$

где A – площадь сечения пояса фермы.

Определяем нормальные напряжения в поясах фермы, выполненных из парных уголков:

- для верхнего пояса

$$\sigma_{\text{в}}^1 = \frac{9792}{70,37} = 139,15 \text{ МПа};$$

- для нижнего пояса

$$\sigma_{\text{н}}^1 = \frac{10085,7}{43,18} = 233,57 \text{ МПа}.$$

Определяем нормальные напряжения в поясах фермы, выполненных из широкополочных тавров:

- для верхнего пояса

$$\sigma_{\text{в}}^2 = \frac{9792}{68,8} = 142,33 \text{ МПа};$$

- для нижнего пояса

$$\sigma_{\text{н}}^1 = \frac{10085,7}{44} = 229,22 \text{ МПа}.$$

Таблица 7. 5 – Сравнительная таблица

Показатель	Ферма с поясами из уголков	Ферма с поясами из тавров
Объем стали, м ³	0,454	0,406
Нормальные напряжения для верхнего пояса, МПа	139,15	142,33
Нормальные напряжения для нижнего пояса, МПа	233,57	229,22

Исходя из результатов расчетов видно, что разница значений нормальных напряжений не превышает 2 %. Касательные напряжения, и нормальные относительно оси y отсутствуют, т.к. на сечение действует только продольная сила. Следовательно, распределение нормальных напряжений в зоне пропорциональности ($\sigma_i < \sigma_{\text{пл}}$) не зависит от конфигурации сечения.

Вывод: по сравнению с фермами со стержнями из парных уголков фермы с поясами из тавров экономичнее по массе металла на 10,6%, по трудоемкости на 15-20% и по стоимости на 10-15%. Экономия достигается за счет уменьшения числа деталей, размеров фасонки и длины сварных швов. Следовательно, для проектируемого здания конструируем стропильные фермы с поясами из широкополочных тавров и решеткой из парных уголков.

3. Раздел технологии и организации строительства

					<i>ВКР-2069059-08.03.01-131101-2017</i>	<i>Лист</i>
<i>Изм.</i>	<i>Лист</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Подпись</i>	<i>Дата</i>		94

3.1 Паспорт объекта

Планировочная структура участка застройки характеризуется следующими технико-экономическими показателями:

Площадь застройки – 4409,2 м²;

сметная стоимость – 371489,46 тыс. руб.

Территория строительства свободна от строений и имеет спокойный рельеф.

Транзитная схема предусматривает транзитное движение автомашин по прилегающим к кварталу улицам; дороги и проезды – с двухслойным асфальтобетонным покрытием.

Конструктивное и объемно-планировочное решение проектируемого здания описано в Разделе 1.

3.2 Технология производства работ

Земляные работы

Земляные работы на строительной площадке начинаются со срезки растительного слоя. Бульдозером ДЗ-20 срезается и перемещается грунт, укладывая его в промежуточные валики, которые затем окучиваются и перемещаются в сторону. Глубина срезки грунта 15 см за один два прохода для погрузки в самосвалы экскаватором.

Следующий процесс это планировка площадки бульдозером ДЗ-20. Планировка площадки позволяет разровнять строительную площадку и придать ей необходимый уклон для стока атмосферных вод.

Основная работа – разработка грунта экскаватором ЭО-5123. Глубина разработки грунта 4,8 м. Так как ширина котлована более 3,5 м то принимаем продольно торцевую проходку экскаватора. Основная часть разработанного грунта погружается в транспортные средства и вывозится из строительной площадки. Оставшаяся часть грунта складывается в бурты и используется для засыпки пазух котлована.

Устройство монолитного фундамента

Дощатую опалубку ступенчатых фундаментам стаканного типа собирать из пар щитов – закладных и накрывных. В каждом ярусе закладные щиты вставляют между накрывными и полученный таким образом короб стягивают стяжкой или скруткой. Монтаж арматуры вести как правило, с использованием механизмов и приспособлений, применяемых для других видов работ (использовать самоходный кран ДЭК-251). Ручная укладка допускается при массе арматурных элементов не более 20 кг. Соединять арматурные элементы в единую армоконструкцию вязкой.

Бетонную смесь укладывают горизонтальными слоями по всей площади. Для соединения металлических колонн с фундаментами анкерные болты устанавливают в тело фундамента в процессе его заливки. Для закладки анкеров используются стандартные кондуктора, позволяющие установить болты с максимальной точностью.

Распалубка начинается после того, как бетон наберет необходимую прочность. Снимать боковые элементы опалубки, не несущие нагрузок, можно по достижению бетоном прочности, обеспечивающей сохранность углов, кромок и поверхностей.

Возведение металлического каркаса

Металлические колонны устанавливаются на бетонные фундаменты на заранее установленные, выверенные стальные опорные плиты с верхней строганой поверхностью. При подготовке колонн к монтажу на них наносят следующие риски: продольной оси колонны на уровне низа колонны и верха фундамента.

При установке колонны осевые риски на ее ветвях совмещают с рисками, нанесенными на опорных плитах, что обеспечивает проектное положение колонны, и она может быть закреплена анкерными болтами. После установки расчалок к смонтированным конструкциям колонн и их натяжения начинают монтировать балки. Установленные по осевым рискам балки не требуют дополнительной выверки. После их закрепления снимают расчалки.

Подготовка фермы к монтажу состоит из следующих операций: укрупнительной сборки, обустройства люльками, лестницами и расчалками, строповки, подъема в зону установки, разворота при помощи расчалок поперек пролета, временного крепления с использованием кондукторов, расчалок, распорок между фермами и оттяжек. Положение фермы выверяют по положению осевых рисок на торцах фермы.

После установки и закрепления первой фермы и раскрепления ее четырьмя растяжками устанавливают вторую, которую связывают с первой при помощи прогонов, связей и распорок, они все вместе образуют жесткую пространственную систему. На колоннах средних рядов ферму дополнительно соединяют болтами с фермами рядом смонтированного пролета.

Соединение ферм с колоннами. При шарнирном опирании фермы на колонну верхний пояс фермы прикрепляют к колонне, соединяя фасонку болтами и монтажным сварным швом к пластинам, приваренным к колонне.

Контроль качества сварных соединений. Сварные швы проверяют внешним осмотром, выявляя неровности по высоте и ширине, непровар, подрезы, трещины, крупные поры. По внешнему виду сварные швы должны иметь гладкую или мелкочешуйчатую поверхность, наплавленный металл должен быть плотным по всей длине шва. Допускаемые отклонения в размерах сечений сварных швов и дефекты сварки не должны превышать значений, указанных в соответствующих стандартах.

Устройство монолитного перекрытия

Монолитное перекрытие на основе стального профилированного настила (СПН) осуществляется в следующей последовательности:

- устройство временных опор под перекрытие (монтаж лесов, поддерживающих опалубку);
- монтаж СПН по балкам перекрытия; - постановка комбинированных заклепок на продольных стыках листов СПН;
- постановка (приварка) анкеров к верхней полке балки перекрытия, прожигая нижнюю гофру СПН;
- монтаж арматурных каркасов, стержней с обеспечением защитного слоя;
- прием и укладка бетонной смеси.

3.3 Календарное планирование

3.3.1 Ведомость требуемых ресурсов

Календарный план строительства объекта устанавливает очередность выполнения основных и вспомогательных операций строительных и монтажных работ в увязке со временем их исполнения.

При разработке календарного плана учитывались:

- технологическая последовательность выполнения строительных и монтажных работ;
- выполнение монтажных работ с учётом дорогостоящих механизмов;
- максимальное совмещение по времени отдельных видов работ;
- равномерная загрузка рабочих;
- соблюдение правил охраны труда и техники безопасности.

При проектировании календарного плана использовался принцип поточной организации строительства и совмещения работ во времени. На календарном плане представлены дифференциальные графики: движения рабочих, освоение средств, расхода материалов и интегральный график освоения средств.

Профессии, разряды и количество рабочих в звеньях приняты согласно ЕНиР. По этим данным установлен численный состав бригады с таким расчетом, чтобы состав бригады в процессе выполнения однотипных работ оставался неизменным.

Календарный план составлен на основе ведомости требуемых ресурсов.

Номенклатура и объемы работ определены по компоновочным чертежам объекта в единицах измерения, принятых в сборниках Государственных элементных сметных норм. Были учтены не только основные процессы по установке конструктивных элементов в проектное положение, но и в процессы, сопутствующие им: электросварка швов, заделка монтажных стыков, выгрузка, складирование и т.д.

Данные для ведомости определены из сборников ТСН, ЕНиР и ГЭСН, исходя из наименования работ. Расчеты сведены в таблицу 3.1.

Таблица 3.1 – Ведомость укрупненной номенклатуры работ на общестроительные работы

№ п/п	Шифр и № позиции и норматива	Наименование работ	Объем		Сметная стоимость		Трудоёмкость чел.-дн.		Состав звена			Потребность в механизмах маш.-см.			Потребность в материалах, изделиях, конст-ях			
			Ед. изм.	Кол-во	за ед., руб	Всего, руб	на ед. чел-ч	всего чел-дн	профессия	разряд	Кол-во	Наим. механизма	на ед	всего	наимен	Ед изм	Треб-ся	
																	На ед.	всего
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
1	01-01-030-6	Вертикальная планировка со срезкой растительного грунта II кат. бульдозером и перемещение грунта на расстояние до 50 м.	1000 м ³	3.1	3199	9916.90	7.49	2.83	машинист	6	1	Бульдозер 79 (108) кВт (л.с.)	7.49	2.83				
2	01-01-012-8	Разработка грунта II кат. экскаватором "обратная лопата" емк. ковша 1,6 м ³ в котловане с погрузкой в транспорт	1000 м ³	5.6	4013.75	22477.00	6.03	4.12	Машинист Помощник маш. Землекоп	6	2	Экскаваторы "обратная лопата" 1.6 м ³	12.74	8.70	Щебен ь	м ³	0.03	0.17
							29.44	20.11										
3	01-01-002-8	то же в отвал	1000 м ³	13.4	2397.6	32127.84	4.93	8.06	Машинист Землекоп Землекоп	6	2	Экскаватор "обратная лопата" 1.6 м ³	10.24	16.73				
							20.48	33.47										

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19									
4	01-02-063-2	Доработка грунта в котлованах и траншеях в ручную	100 м ³	8	2042.62	16340.96	281.58	274.71	землекоп	2	1	Краны переносные 1т	91.2	88.98													
							91.2	88.98																			
5	01-01-033-5	Обратная засыпка траншей, пазух фундаментов с уплотнением грунта трамбованием с применением пневмотрамбовок	1000 м ³	13.4	409.7	5489.98	4.18	6.83	Землекоп Землекоп машинист	3	1	Бульдозер 79 (108) кВт (л.с.)	4.18	6.83													
	100 м ³		134	764.71	102471.14	14.96	244.47	3.63											59.32	2	1	Трамбовки пневматические	14.5	236.95			
6	06-01-001-6	Устройство монолитных отдельностоящих ж/б фундаментов под колонны	100 м ³	3.41	7910.8	26975.83	610.06	253.70	Слесарь стр -//- -//- арматурщик арматурщик бетонщик бетонщик машинист	4	1	Краны на гусен. ходу 25т	25.2	10.48	Бетон	м ³	101.5	346.15									
	401-9021				5752.41	64731.87	26.82	11.15											3	1	Вибратор глубинный	28.26	11.75	Арматура	т	3.3	11.3
	204-9001				587.53	203352.95	2	1																			
7	06-01-001-22	Устройство монолитных летночных ж/б фундаментов под стены	100 м ³	1.39	10467.63	14550.01	344.04	58.32	Слесарь стр -//- -//- арматурщик арматурщик бетонщик бетонщик машинист	4	1	Гусеничный кран	27.25	4.62	Бетон	м ³	101.5	141.085									
	401-9021				587.53	82891.67	30.64	5.19											3	1	Установки для сварки ручной дуговой	123.76	20.98	Арматура	т	6.6	9.17
	204-9001				5752.41	52772.61	2	1																			

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
8	06-01-015-1	Установка анкерных болтов в готовые гнезда с заделкой длиной до 1 м	1 т	2.4	3654.08	8769.79	351.01	102.73	Бетонщик -//-	4 3	1 1				Анкерные детали	т	1	2.4
	204-0059				21387.71	51330.50												
9	06-01-034-1	Монтаж монолитных железобетонных фундаментных балок	100 м ³	0.29	42219.83	12243.75	1309	46.29	Слесарь стр -//- -//- арматурщик арматурщик бетонщик машинист кр	4 3 2 2 4 2 6	1 1 1 1 1 1 1	Установки для сварки ручной дуговой	141.6 1	5.01	Бетон	м ³	101.5	29.5
	401-9021				587.53	17293.95						Гусеничный кран	58.43	2.07	Арматура	т	8.5	2.5
	204-9001				5752.41	14179.69												
10	06-01-024-1	Устройство стен подвалов бетонных высотой до 6 м толщиной до 300 мм	100 м ³	1.63	27506.72	44835.95	1084.5 9	215.60	Монтажник -//- -//- Машинист крана	4 3 2 6	1 1 1 1	Гусеничный кран	38.2	7.59	Бетон	м ³	102	166.2 6
	401-9021				587.53	97682.74						Установки для сварки ручной дуговой	108.2 9	21.53				
11	06-01-041-12	Устройство перекрытий по стальным балкам приведенной толщиной 200 мм	100 м ³	46.7	22104.64	1032286.6 9	216.78	1234.59	Монтажник -//- -//- -//- Машинист крана	5 4 3 2 2 6	1 1 2 1 1 1	Башенный кран	38.68	220.29	Бетон	м ³	101.5	4740
	401-9021				587.53	2784921.5 8						Установки для сварки ручной дуговой						
	1112001001				109.86	513046.20						41.11	234.13	99.96	569.28	Профилированный настил	м ²	100

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
12	09-03-001-1	Монтаж опорных плит с обработанной поверхностью до 0,1 т	1 т	7.5	277.6	2082.00	22.96	21.00	Монтажник и -//- -//- Машинист крана	5	1	Башенный кран	7.84	7.17	Конструкции стальные	т	1	7.5
	201-9002				15139.2	113544.00	8.44	7.72		4	1							
13	09-03-002-11	Монтаж колонн многоэтажных зданий при высоте здания до 50м	1 т	62	175.65	10890.30	8.07	61.02	монтажник монтажник монтажник машинист	6	1	Башенный кран	2.38	8.24	Конструкции стальные	т	1	62
	201-9002				16042.03	994605.86	2.64	19.96		5	1	4		2				
14	09-03-002-13	Монтаж балок, ригелей перекрытия при высоте здания до 50 м	1 т	78.4	331.97	26026.45	19.07	182.33	монтажник монтажник монтажник машинист	4	1	Башенный кран	1.76	16.83	Конструкции стальные	т	1	78.4
	201-9002				13721.03	1075728.75	3.1	29.64		3	2	2	1	6				
15	09-04-010-3	Монтаж навесных панелей из герметичных стеклопакетов в алюминиевой обвязке	100 м ²	32	4043.27	129384.64	322.73	1259.43	монтажник монтажник монтажник электросв. Машинист	5	1	КРАН	2.4	9.37	Конструкции витражей из алюминиевых сплавов	м ²	100	3200
	206-9001				1184.68	3790976.00	19.95	77.85		4	1	3	1	4				
16	09-03-012-2	Монтаж стропильных и подстропильных ферм на высоте до 25 м пролетом до 24 м массой до 3 т.	1 т	10.3	348.14	3585.84	17.32	21.76	Монтажник -//- -//- -//- Машинист крана	5	1	Краны на гусен. ходу 25т	2.53	3.18	Конструкции стальные	т	1	10.3
	201-9002				14633.49	150724.95	3.31	4.16		4	1							

ВКР-2069059-08.03.01-131101-2017

Лист

103

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
17	09-03-012-5	Монтаж стропильных, подстропильных ферм на высоте до 25 м пролетом до 36 м массой до 5 т.	1 т	30.5	375.47	11451.84	14.21	52.85	Монтажник и -//- -//- -//- Машинист крана	5	1	Башенный кран	2.23	8.29	Конструкции стальные	т	1	30.5
	201-9002				15493.2	472542.60	2.79	10.38		4	2		Преобразователи сварочные	2.46				
18	09-06-006-1	Монтаж стационарн. конструкций сцены: колосники, штанкетные площадки, рабочие галереи, мостики	1 т	5.2	324.65	1688.18	121.86	77.28	монтажник монтажник электросв. Машинист	4	1	Преобразователи сварочные	5.74	3.64	Конструкции стальные	т	1	5.2
	201-9002				12515.95	65082.94	1.1	0.70		3	2		Лебедки электрические	12.53				
19	07-04-006-1	Сборка и установка ж/б лестниц	100 м ³	0.46	5858.61	2694.96	760.5	42.66	монтажник монтажник электросв. Машинист	4	1	Башенный кран	75.57	4.24	Бетон тяжелый	м ³	2.77	1.28
	440-9006				1478.03	67989.38	113.26	6.35		3	2		Установки для сварки ручной дуговой	142.8				
20	08-03-002-2	Кладка стен из легковесных камней при высоте этажа свыше 4м	1 м ³	3416	43.37	148151.92	4.24	1766.32	каменщик каменщик машинист	4	1	Башенный кран	0.35	145.80	Камни легковесные	м ³	0.92	3143
	403-9210				2835.12	9684769.92				3	1							
21	11-01-004-05	Устройство гидроизоляции и обмазочной в один слой толщиной 2 мм	100 м ²	43	6397.17	275078.31	26.97	136.78	Гидроизоляровщики	4	1	Котлы битумные передвижные	4.37	22.92	Битумы нефтяные строительные	т	0.157	6.75
							0.43	2.25		2	1		Термос 100 л	1.5				

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
22	11-01-011-01	Устройство стяжек цементных толщиной 20 мм	100 м ²	43	280.21	12049.03	39.51	207.19	изоляровщик изоляровщик	4 3	1 1	Вибратор поверхностные	9.07	47.56	Раствор готовый кладочный тяжел. цементный	м ³	2.04	87.7
23	11-01-002-09	Устройство подстилающего бетонного слоя	1 м ³	43	76.97	3309.71	26.24	137.60	бетонщик	4 2	1 1	Вибратор поверхностные	0.48	2.52	Бетон тяжелый	м ³	1.02	43.9
	4 019 002				542.03	23773.44												
24	11-01-014-02	Устройство полов бетонных толщиной 150 мм	100 м ²	43	8384.35	360527.05	33.5	175.67	бетонщик	4 2	2 1	Комплексы вакуумные типа СО-17	12.18	63.87	Бетон тяжелый	м ³	15.3	658
	401-9002				542.03	356601.54												
25	11-01-037-04	Устройство ковровых покрытий насухо с проклеиванием на стыках клеем КН-2	100 м ²	9.8	900	8820.00	47.17	56.37	облицовщик облицовщик машинист	4 2 6	1 1 1	Автомобили бортовые гр. до 5т	0.5	0.60	Ковровые покрытия	м ²	102	999
	101-9884				240.88	240783.65												
26	11-01-036-02	Устройство покрытий из линолеума на клее КН-2	100 м ²	4.1	519.58	2130.28	42.4	21.20	облицовщик облицовщик машинист	4 2 6	1 1 1	Автомобили бортовые гр. до 5т	0.5	0.25	Линолеум без подосновы	м ²	102	418
	101-9876				162.24	67848.77												
27	11-01-020-03	Устройство покрытий поливинилацетатных толщиной 3 мм	100 м ²	5.2	687.67	3575.88	77.26	48.99	облицовщик синтетическими материалами	4 3 2	1 1 1	Растворосмесители передвижные	7.56	4.79	Дисперсия поливинилацетатная	кг	219	1139
	224151 0001				39052.85	44473.39	8.01	5.08										

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
28	11-01-035-01	Устройство покрытий из щитов паркетных	100 м ²	5.2	1386.72	7210.94	99.68	63.21	паркетчик	5	1	Машины паркетно-шлифовальные	7	4.44	Щиты паркетные	м ²	101.5	527.8
	102-9092				234.72	123885.22												
29	12-01-002-10	Устройство кровель плоских из наплавляемых материалов в один слой	100 м ²	43	1604.15	68978.45	8.44	44.26	кровельщик	4	1				Материалы рулонные кровельные	м ²	116	4988
	101-9121				383	1910404.00												
30	12-01-015-01	Устройство пароизоляции из 1сл. рубероида на битумной мастике	100 м ²	43	283.86	12205.98	17.51	91.82	пароизолировщик	4	1	Котлы битумные передвижные до 400л	1.81	9.49	Рубероид кровельный	м ²	110	4730
	101-0856				7	33110.00												
31	12-01-013-03	Укладка плитного утеплителя	100 м ²	43	2161.74	92954.82	45.54	238.81	термоизоляторщики	4	1	Котлы битумные передвижные до 400л	1.84	9.65	Плиты теплоизоляц.	м ²	103	4429
	104-9090				159.66	6865.38												
32	15-143-2	Монтаж навесных вентилируемых фасадов	100 м ²	30.5	48324.66	1473902.13	506.93	1885.53	Монтажник электросварщик	4	1	Пилы дисковые электрические для резки пиломатериалов	68.95	256.46	Плиты облицовочные	м ²	109.5	3340
	5762900000				374.27	58788.46												
	5789520000				477	1593060.8												
33	15-01-047-15	Устройство подвесных потолков типа <Армстронг> по каркасу из оцинкованного профиля	100 м ²	145	2165.88	314052.60	102.46	1811.79	штукатуры	4	1				Панели потолочные "Армстронг" с комплектующими	м ²	103	14935
	101-2414				78.65	1174637.8												

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
34	15-02-015-10	Штукатурка поверхностей известковым раствором высококачественным	100 м ²	4.3	1266.4	5445.52	122.96	64.48	штукатуры	4 3 2	1 1 1	Растворонасосы 1 м ³ /ч	4.76	2.50	Раствор готовый отделочный	м ³	2.3	9.89
	402-0086				540.42	5344.75												
35	15-05-001-4	Заполнение оконными проемами	100 м ²	3.3	2196.59	7248.75	510.8	205.6	стекольщик	5	1	Автомобили бортовые гр. до 5т	0.46	0.19	Стекло оконное	м ²	157	518
	101-9882				2570.56	1331807.2												
36	15-01-019-1	Гладкая облицовка стен керамической плиткой на цементном растворе	100 м ²	41.8	3108.01	129914.82	228	1162.24	облицовщик-плиточник	4 3	1 2	Подъемники мачтовые строительные 0,5 т	1.23	6.27	Плитки рядовые	м ²	100	4180
	101-9049				52.32	218697.60												
37	15-07-016-01	Облицовка стен листовыми материалами	100 м ²	47.3	1142.35	54033.16	71	409.55	штукатуры	4 2	1 2				Листы г/к стандартные	м ²	105	4966
	101-3275				33.67	167222.06												
38		Разные работы 10 %				3215135.1												
39		Всего				32151351												
40		Итого				35366486												

3.3.2 Расчет технико-экономических показателей календарного плана

1) Сметная стоимость строительно-монтажных работ определяется по формуле

Сметная стоимость строительно-монтажных работ:

$$C_{\text{СМР}}^{2001} = \text{ПЗ} + \text{НР} + \text{СП} = 35\,366\,486 + 133\,589 + 111\,324 = 35\,611\,399 \text{ руб.}, \quad (3.1)$$

где ПЗ=35366486 – прямые затраты на общестроительные работы, руб.;

ФОТ ОР = 222648,38 руб. – фонд оплаты труда основных рабочих;

НР = 60%·ФОТ ОР = 133589 руб. – накладные расходы;

СП = 50%·ФОТ ОР = 111324 руб. – сметная прибыль.

Сметная стоимость строительно-монтажных работ на текущий уровень цен:

$$C_{\text{СМР}}^{2017} = I \cdot C_{\text{СМР}}^{2001} = 7,19 \cdot 35\,366\,486 = 254\,285\,034 \text{ руб.} \quad (3.2)$$

I – индекс удорожания на I квартал 2017 года

2) Продолжительность строительства, определяемая по правой части календарного плана, сравнивается с нормативным значением: $T_{\text{кп}} \leq T_{\text{н}}$

$$T_{\text{кп}} = 581 \text{ дн}$$

$$T_{\text{н}} = 1170 \text{ дн}$$

3) Общая трудо- и машиноёмкость определяется как суммарная величина в соответствующих графах календарного плана.

$$Q_{\text{чел-дн}} = 13131,54 \text{ чел.-дн.}$$

$$Q_{\text{маш-см}} = 2016,69 \text{ маш.-см.}$$

4) Удельная трудо- и машиноёмкость на конечный измеритель определяется делением соответствующей графы календарного плана на полный объем измерителя.

$$U_{\text{чел-дн}} = Q_{\text{чел-дн}} / \text{и} = 13131,54 / 109759 = 0,12 \text{ чел.-дн/м}^3 \quad (3.3)$$

и - объем здания.

$$U_{\text{маш-емк}} = Q_{\text{маш-емк}} / \text{и} = 2016,69 / 109759 = 0,018 \text{ маш.-емк/м}^3 \quad (3.4)$$

5) Выработка на 1 чел.-дн. Определяется отношением сметной стоимости СМР (руб.) к общей трудоемкости (чел./дн.).

$$B^{2001} = C_{\text{СМР}}^{2001} / Q_{\text{чел-дн}} = 35\,611\,399 / 13131,54 = 2712 \text{ руб/чел-дн} \quad (3.5)$$

$$B^{2017} = C_{\text{СМР}}^{2017} / Q_{\text{чел-дн}} = 254\,285\,034 / 13131,54 = 19364 \text{ руб/чел-дн} \quad (3.6)$$

6) Уровень сборности $K_{сб}$ определяется по формуле

$$K_{сб} = (C_{сб} / C_{смп}) \cdot 100\% = (2\,745\,557 / 35\,366\,486) \cdot 100\% = 8\%, \quad (3.7)$$

где $C_{сб}$ – сметная стоимость работ с применением сборных конструкций и деталей;

$C_{смп}$ – сметная стоимость строительно-монтажных работ объекта.

7) уровень механизации $K_{мех}$ находится по формуле

$$K_{мех} = (C_{мех} / ПЗ) \cdot 100\% = (28\,462\,023 / 35\,366\,486) \cdot 100\% = 80,5\%, \quad (3.8)$$

где $C_{мех}$ – стоимость работ, на которых применяются механизмы, руб.;

8) Коэффициент неравномерности движения рабочей силы K_n вычисляется по формуле

$$K_n = R_{max} / R_{ср} = 30 / 23 = 1,3, \quad (3.9)$$

где R_{max} – максимальное число рабочих по графику потока рабочей силы, чел.;

$R_{ср}$ – среднее число рабочих, определяемое как отношение общих трудозатрат, чел.-дн., к общей продолжительности выполнения работ по календарному плану, дн.

$$R_{ср} = \frac{Q, \text{чел.дн}}{T_{кп}} = \frac{13131,54}{581} = 23 \quad (3.10)$$

9) Коэффициент совмещения работ $K_{совм}$ определяется по формуле

$$K_{совм} = \sum t_i / T_{кп} = 669 / 581 = 1,15 \geq 1, \text{ где}$$

$\sum t_i$ – продолжительность работ, выполняемых последовательно одна за другой;

$T_{кп}$ – продолжительность работ по календарному плану.

3.4 Объектный стройгенплан

Стройгенплан – генеральный план площадки, на котором показана расстановка основных монтажных и грузоподъемных механизмов, временных зданий, сооружений и установок, возводимых и используемых в период строительства.

СГП предназначен для определения состава и размещения объектов строительного хозяйства и размещения объектов строительного хозяйства в целях максимальной эффективности их использования и с учетом соблюдения требований охраны труда. СГП – важнейшая составная часть технологической документации и основной документ, регламентирующий организацию площадки и объемы временного строительства.

При разработке СГП соблюдены следующие принципы:

- обеспечение обоснованного и минимального объемов временного строительства;
- использование для нужд строительства зданий и сооружений проектируемого объекта;
- рациональное размещение на строительной площадке временных зданий, сооружений и коммуникаций;
- обеспечение требований охраны труда, производственной санитарии, правил пожарной безопасности и охраны окружающей среды.

При проектировании СГП выполнены расчеты площадей административных и бытовых временных зданий, площадей складов открытого и закрытого хранения материалов, а также потребность в электроэнергии, запроектированы временные дороги.

3.4.1 Выбор монтажного механизма

Монтажные механизмы выбраны в зависимости от габаритов зданий и сооружений; массы и размеров монтируемых элементов; объема работ, условий строительства; наличия электроэнергии и др.

Выбор произведен в следующем порядке: определение типа монтажного крана; выбор крана по основным параметрам; обоснование выбора крана технико-экономическими параметрами.

Тип монтажного крана определен в зависимости от габаритов здания: для многоэтажного здания применяем башенный кран.

Основными параметрами монтажных башенных кранов являются:

- требуемая грузоподъемность - $Q_{кр.тр.}$, Т;
- требуемая высота подъема крюка – $H_{кр.тр.}$, м;
- требуемый вылет крюка – $L_{кр.тр.}$, м.

За расчетный монтажный элемент принимаем подстропильную ферму, массой 1,5 т, длиной 14,4 м, высотой 3,3 м, толщиной 0,4 м.

1. Грузоподъемность крана должна быть больше или равна сумме монтажной массы монтируемого элемента $Q_{эл}$ и массы грузозахватного приспособления Q_0 , т.е.

$$Q_{кр.тр.} = Q_{эл} + Q_0 \quad (3.11)$$

$$Q_{кр.тр.} = 1,5 + 1,326 = 2,826 \text{ т.}$$

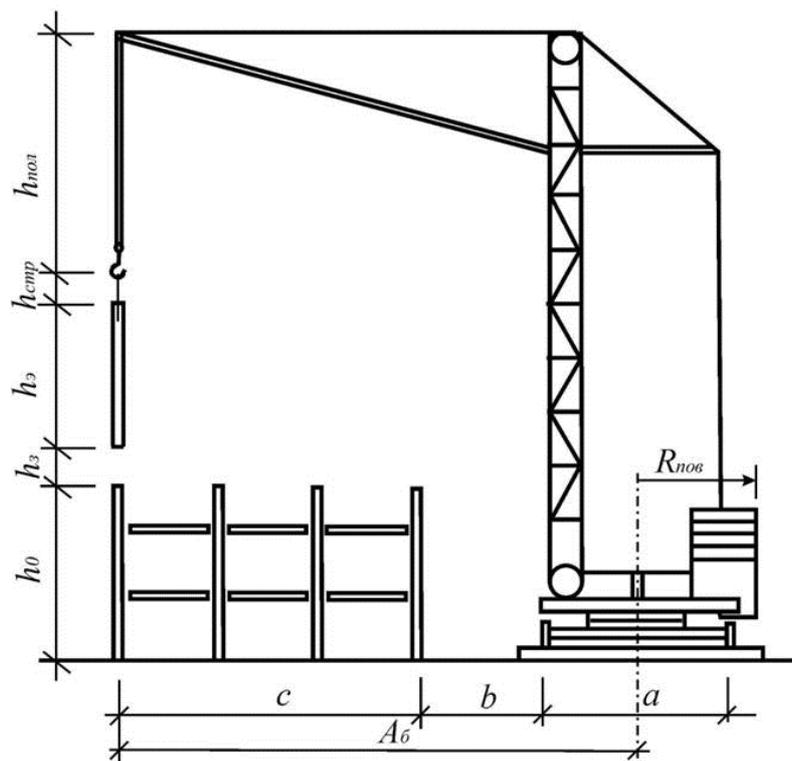


Рисунок 3.1 Схема выбора монтажного крана

2. Высота подъема крюка:

$$H_{\text{кр.тр.}} = h_0 + h_3 + h_{\text{эл}} + h_{\text{ст}}, \quad (3.12)$$

где h_0 - высота опоры монтируемого элемента от уровня стоянки крана, м;

h_3 - запас по высоте между опорой и монтируемым элементом, м;

$h_{\text{эл}}$ - высота монтируемого элемента, м;

$h_{\text{ст}}$ - расчетная высота строповки монтируемого элемента, м.

$$H_{\text{кр.тр.}} = 27,5 + 1,5 + 3,26 + 3,9 = 36,16 \text{ м.}$$

3. Вылет крюка

$$L_{\text{кр.тр.}} = \frac{a}{2} + b + c \quad (3.13)$$

где a – ширина подкранового пути;

b – расстояние от оси подкранового рельса до ближайшей выступающей части здания;

c – расстояние от центра тяжести элемента до выступающей части здания со стороны крана.

$$L_{\text{кр.тр.}} = \frac{7,5}{2} + 2,6 + 34,3 = 40,65 \text{ м}$$

По полученным данным принимаем 2 крана КБ-674А-I.

Технические характеристики крана КБ-674А-I:

Грузоподъемность $Q_{\text{к}} = 5,6 \dots 12,5$ т.

Вылет стрелы $L_{\text{к}} = 50 \dots 25,6$ м.

Высота подъема крюка $H_{\text{к}} = 47$ м.

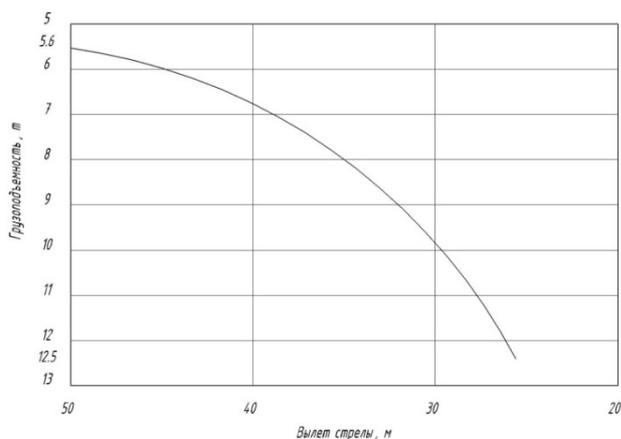


Рисунок 3.2 – Грузовая характеристика крана КБ-674А-I

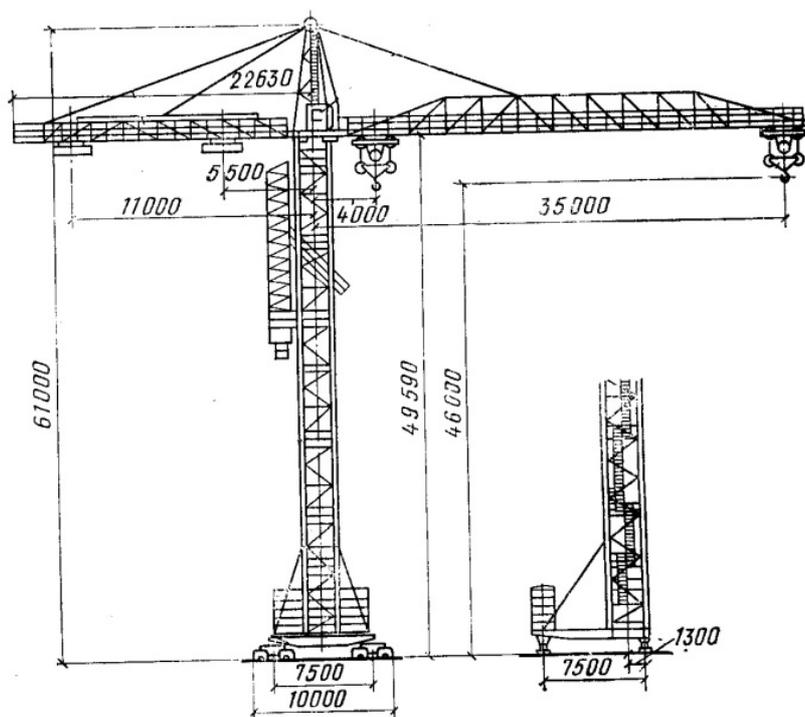


Рисунок 3.3 – Кран башенный КБ-674А-І

Расчет опасных зон действия крана

При размещении строительных машин следует установить опасные для людей зоны, в пределах которых постоянно действуют или потенциально могут действовать опасные производственные факторы.

К зонам постоянно действующих опасных производственных факторов, связанных с работой монтажных и грузоподъемных машин, относятся места, над которыми происходит перемещение грузов грузоподъемными кранами. Эта зона обносится защитными ограждениями. Под защитными ограждениями понимаются устройства, предназначенные для предотвращения непреднамеренного доступа людей в зону. Эта зона обозначается сигнальными ограждениями. Под сигнальными ограждениями понимают устройства, предназначенные для предупреждения о потенциально действующих опасных производственных факторах и обозначения зон ограниченного доступа.

Монтажной зоной называют пространство, где возможно падение груза при установке и закреплении элементов. Она равна контуру здания плюс 5 м. На СГП зона обозначена пунктирной линией.

Опасной зоной работы крана называют пространство, где возможно падение груза при его перемещении с учетом вероятного рассеивания при падении.

Для всех кранов границу опасной зоны работы $R_{оп}$ определяет радиусов, рассчитываемым по формуле:

$$R_{оп} = 0,5l_{max} + l_{без}, \quad (3.14)$$

где

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

$l_{без}$ – дополнительное расстояние для безопасной работы, устанавливаемое в соответствии со СНиП. Вызвана возможным рассеиванием груза в случае падения вследствие раскачивания его на крюке под динамическими воздействиями движений крана и силы давления ветра и зависит от высоты подъема груза.

$$R_{оп} = 0,5 \cdot 36 + 4 = 22 \text{ м}$$

Опасную зону поворотной платформы определяют суммой радиуса поворотной части механизма $R_{пов.}$ и расстояния безопасности:

$$R_{пов.} = R_{пов.} + l_{без}, \quad (3.15)$$

где $l_{без} = 1 \text{ м}$

$$R_{пов.} = 7,5 + 1 = 8,5 \text{ м.}$$

3.4.2 Выбор транспортных средств для доставки конструкций

Специализированные автотранспортные средства предназначены для перевозки конструкций, размеры, форма и масса которых не позволяет осуществлять эффективную перевозку их на автомобилях общего применения. Перевозку материальных ресурсов на строительный объект производят на автомашинах без прицепов, на прицепах и полуприцепах, транспортируемых автотягачами и отцепляемых на стройплощадке (заводе,

складе). Наибольшее распространение для доставки конструкций получили автопоезда, состоящие из седельного тягача и специализированного полуприцепа.

Таблица 3.2 - Ведомость потребности в автотранспорте

Наименование и марка элемента	Наименование и тип транспорта	Грузоподъёмность, т	Количество перевозимых элементов	Количество единиц автотранспорта
1. Колонны стальные	Полуприцеп-тяжеловоз универсальный 65 ПЛН 2981 (УПЛ 2981)	18	273	1
2. Фермы стальные	Полуприцеп-фермовоз 65 ПФ 2124	21	9	1
3. Балки стальные	Полуприцеп-тяжеловоз универсальный 65 ПЛН 2981 (УПЛ 2981)	18	168	1
4. Бетонные блоки	КАМАЗ-5320	8	3416	1

3.4.3 Внутрипостроечные дороги

При разработке стройгенплана следует проанализировать возможность использования существующих постоянных дорог. При невозможности их использования необходимо запроектировать временные дороги, которые, по возможности, должны быть кольцевые.

При трассировке дорог принимаем следующие расстояния:

- между дорогой и бровкой траншеи (котлована) – 4 м;
- между дорогой и складской площадкой – 1 м;
- между дорогой и защитными ограждениями строительной площадки – не менее 1,5 м.

Не допускается размещение временных дорог над подземными сетями или в непосредственной близости от них.

Ширину проезжей части временной дороги для выбранного крана КБ-674А-I с грузоподъемностью 12,5 т принимаем 3,5 м, а радиусы закругления дорог 12 м.

3.4.4 Расчет площадей склада

Площадки приобъектных складов рассчитаны по фактическому объему складированных ресурсов. При этом учитываем коэффициент использования

складской площадки: обеспечение возможности проходов, проездом, соблюдение требований технике безопасности и противопожарных норм.

Площадь склада для каждого вида ресурсов:

$$S_{\text{тр}} = \frac{Q_{\text{зап}}}{\alpha \cdot K_{\text{и}}}, \quad (3.16)$$

где $Q_{\text{зап}}$ – производственный запас каждого вида материалов и конструкций;

α – количество ресурсов, складываемых на 1 м² полезной площади склада;

$K_{\text{и}}$ – коэффициент использования склада, равный 0,5-0,7 для закрытых складских площадок и 0,5-0,6 для навесов.

Производственный запас рассчитывается в зависимости от среднесуточной потребности того или иного ресурса или нормы запаса:

$$Q_{\text{зап}} = \frac{Q_{\text{общ}}}{t} \cdot m \cdot K_1 \cdot K_2, \quad (3.17)$$

где $Q_{\text{общ}}$ – общая потребность данного ресурса на весь период возведения данного объекта;

t – длительность периода потребления, принимая по календарному плану;

m – нормативный запас материалов и конструкций, зависящий от вида ресурса, способа и расстояния доставки, дн.

K_1 – коэффициент неравномерности поступления ресурсов на объект, равный 1,1 для автомобильного и железнодорожного транспорта;

K_2 – коэффициент неравномерности потребления ресурса в течение расчетного периода t , равный 1,3.

Расчеты складских помещений сведены в таблицу 3.3.

Таблица 3.3 - Ведомость расчета складских помещений

Конструкции, изделия, материалы	Единица измерения	Общая потребность $Q_{\text{общ}}$	Продолжительность укладки материалов в конструкцию Т, дни	Наибольший суточный расход $Q_{\text{общ}}/Т$	Число дней запаса, п	Коэффициент неравномерного поступления, α	Коэффициент неравномерности потребления, К	Запас на складе, $Q_{\text{зап}}$	Норма хранения на 1 м ² площади, q	Полезная площадь склада, F, м ²	Коэффициент использования площади склада, β	Полная площадь склада, S, м ²	Размер склада, м	Характеристика склада
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Колонны стальные	т	62	5	12,4	10	1.2	1.3	193,4	4	48,4	0.7	69	3x6 (4шт)	открытый склад
Фермы стальные	т	40,8	6	6,8	10	1.2	1.3	106,1	4	26,5	0.7	37,9	18x1 (4шт)	
Балки стальные	т	78,4	15	5,3	10	1.2	1.3	82,7	1	82,7	0.7	118,1	4x8 (4шт)	
Профилированные листы	м ²	4670	62	75,3	5	1.2	1.3	587,3	150	4	0.7	5,7	4x2 (4шт)	
Стекло оконное	м ²	330	17	19,4	2	1.2	1.3	60,5	200	0,3	0.7	0,43	2x2 (4шт)	
Бетонные блоки	м ³	3416	88	38,8	2	1.2	1.3	121	1,5	80,6	0.7	115,2	6x5 (4 шт)	
Минер. вата	т	77,4	20	3,9	2	1.2	1.3	12,2	0,4	30,5	0.7	43,57	5x3 (4шт)	закрытый

3.4.5 Расчет площадей административно-бытовых помещений

Потребность в административно-бытовых помещениях определяется по действующим нормативам на расчетное количество рабочих, ИТР, служащих, МОП и работников охраны.

Расчетное количество рабочих принимается:

а) при расчете гардеробных – максимальное количество работающих по графику движения рабочих (списочный состав рабочих);

б) при расчете других помещений – максимальное значение работающих по графику движения рабочих умножается на коэффициент 0,85, что соответствует численности рабочих, занятых в наиболее загруженную дневную смену, как более благоприятной для работы.

Расчетное количество работающих составляет 30% женщин.

Максимальное число рабочих равно 30 человек.

1. Число работающих мужчин и женщин на строительстве объекта:

$$N_p^M = 0,7 \cdot N_p = 0,7 \cdot 30 = 21 \text{ чел и } N_p^Ж = 0,3 \cdot N_p = 0,3 \cdot 30 = 9 \text{ чел} \quad (3.18)$$

2. Общая численность работающих на строительстве объекта:

$$N = \frac{N_p}{K_p} = \frac{30}{0,83} = 36 \text{ чел}, \quad (3.19)$$

где K_p – нормативный коэффициент, учитывающий долю рабочих в общем количестве рабочих на возводимом объекте.

3. Количество инженерно-технических работников с учетом нормативных коэффициентов категорий работников:

$$N_{итр} = N \cdot K_{и} = 36 \cdot 0,12 = 4 \text{ чел} \quad (3.20)$$

4. Количество служащих:

$$N_c = N \cdot K_c = 36 \cdot 0,041 = 2 \text{ чел} \quad (3.21)$$

5. Численность младшего обслуживающего персонала:

$$N_{моп} = N \cdot K_c = 36 \cdot 0,009 = 1 \text{ чел} \quad (3.22)$$

Расчет требуемых площадей и оборудования бытовых помещений производится отдельно для мужчин и женщин:

$$A_i = K_i \cdot N_p \quad (3.23)$$

Расчет площадей временных зданий и сооружений сведен в таблицу 3.4.

Таблица 3.4 - Ведомость расчета временных зданий и сооружений

Наименование	Численность персонала, чел.	Норма, м ² на 1 чел.	Расчетная площадь, м ²	Принимаемая площадь, м ²	Размеры в плане, м	Количество зданий	Используемый типовой проект и конструктивная характеристика
Прорабская	5	3.5	10.5	18	3х6	1	контейнер
Гардеробная	30	1	30	36	3х6	2	контейнер
Душевая	30	0.43	12.9	18	3х6	1	контейнер
Умывальная	30	0.05	1.65	12			
Туалет	муж. 21	1 на 20 чел.				2	биотуалет
	жен. 9	1 на 20 чел.				1	биотуалет
Помещение для обогрева, отдыха и принятия пищи	30	1	30	30	5х6	1	контейнер

3.4.6 Освещение строительной площадки

Основные задачи проектирования производственного освещения: выбор системы и выбор освещения, светильников и источников света; определение их рационального количества, мощности и размещения на стройплощадке.

Электрическое освещение осуществляется установками общего равномерного или локального освещения. Общее равномерное освещение строительных площадок должно быть не менее 2 лк.

Для строительных площадок и участков, где работы, согласно календарному плану, выполняются в темное время суток, предусматривают устройство рабочего освещения.

Эвакуационное освещение предусматривается в местах основных путей

эвакуации, а также в местах прохода, связанных с опасностью травматизма. При этом эвакуационная освещенность внутри строящегося здания составляет не менее 0,5 лк., вне 2 лк.

Количество прожекторов для стройки:

$$N = \frac{m \cdot E_H \cdot K \cdot A}{P_L} = \frac{0,15 \cdot 2 \cdot 1,5 \cdot 33138}{4000} = 4 \text{ шт.}$$

где m – коэффициент, учитывающий световую отдачу источника света, КПД прожекторов и коэффициент использования светового потока;

E_H – нормируемая освещенность,

K – коэффициент запаса;

A – освещаемая площадь;

P_L – мощность лампы.

Минимальная высота установки прожекторов над освещаемой поверхностью:

$$h_{min} = \sqrt{\frac{I_{max}}{300}} = \sqrt{\frac{120000}{300}} = 20 \text{ м,}$$

где I_{max} – максимальная сила света

Расстояние между стойками принимаем с учетом отношения

$$l = 10 \cdot h_{min} = 10 \cdot 20 = 200 \text{ м}$$

3.5.5 ТЭП стройгенплана

1. Площадь строительной площадки, м^2 – 33138;
2. Площадь застройки постоянными зданиями и сооружениями, м^2 – 4409;
3. Площадь застройки временными зданиями и сооружениями, м^2 – 109;
4. Площадь складов, м^2 – 480;
5. Коэффициент компактности застройки определяется по формуле

$$K_{к.з.} = \frac{F_1}{F_{стр}} \cdot 100\% < 1$$

где F_1 – площадь, занимаемая постоянными строящимся зданиями;

$F_{стр}$ – площадь строительной площадки.

$$K_{к.з.} = \frac{4409}{33138} \cdot 100\% = 13,3\%$$

6. Коэффициент застройки K_3 , %, определяется по формуле

$$K_3 = \frac{F_B}{F_n} \cdot 100\% < 1$$

где F_B – площадь, занимаемая временными зданиями и сооружениями;

F_n – площадь застройки постоянными зданиями и сооружениями.

$$K_3 = \frac{109}{4409} \cdot 100\% = 2,5\%$$

4. Раздел экономики

					ВКР-2069059-08.03.01-131101-2017	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		122

4.1 Определение капитальных вложений на строительство объекта

Показатель сметной стоимости – важнейший показатель, характеризующий экономичность проектного решения и определяющих экономичность проектного решения и определяющих сумму средств на реализацию проекта. Сметная стоимость определяется по укрупненным показателям на 1 м² общей площади.

Из состава сметной документации в данной выпускной квалификационной работе рассчитываются локальная смета на общестроительные работы, объектная смета и сводный сметный расчет стоимости строительства. Стоимостные показатели даны в базисных ценах на 01.01.2001г. для города Москва, принятые по Территориальным сметным нормативам для г. Москва (ТСНМ-2001).

В качестве исходных данных для проекта принята ведомость укрупненной номенклатуры работ на общестроительные процессы, приведенная в Разделе 3 (таблица 3.1)

4.2 Локальная смета

Локальные сметы - это сметы на отдельные виды работ. Она составлена по ТСНМ-2001 года на основе ведомости подсчета объемов работ по каждому виду СМР и отдельным элементам зданий и сооружений. Из ТСНМ выбирались составляющие прямых затрат и группировались по следующим графам: всего прямые затраты, основная зарплата, эксплуатация машин и механизмов, в том числе зарплата машинистов и трудозатраты на единицу измерения. Умножением соответствующих граф на объем СМР получили соответствующие затраты на весь объем выполняемых работ. Далее осуществили суммирование всех затрат и определение накладных расходов, сметной прибыли и сметной стоимости в ценах 2001 года. Перевод в текущие цены 2017 года осуществляется путем умножения на коэффициент удорожания $K=7,19$.

Таблица 5.1

Локальная смета

на строительство киноконцертного зала на земельном участке, расположенном в г. Москва

Сметная стоимость 58404,545 тыс. руб.

Нормативная трудоемкость 2523,861 тыс. чел. час.

Сметная заработная плата 3812,449 тыс. руб.

№ п/п	Шифр и № позиции норматива	Наименование работ	Объем		Стоимость единицы		Общая стоимость, руб			Затраты труда рабочих, чел-ч, не занятых обслуж. машин	
			Ед. изм.	Кол- во	всего	эксплуатац. машин	всего	основной з/п	эксплуат. машин	на ед.	всего
					основной з/п	в т.ч. зарплаты			в т.ч. зарплаты		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	01-01-030-6	Вертикальная планировка со срезкой растительного грунта II кат. бульдозером и перемещения грунта на расстояние до 50 м.	1000 м2	3.1	26.74	26.47	82.894	-	82.057	-	-
					-	6.36			19.716		
2	01-01-012-8	Разработка грунта II кат. экскаватором "обратная лопата" емк. ковша 1,6 м3 в котловане с погрузкой в транспорт	100 м3	56	346.35	340.93	19395.6	303.52	19092.08	0.53	29.68
					5.42	72.32			4049.92		
3	01-01-002-8	то же в отвал	100 м3	134	239.76	235.16	32127.84	616.4	31511.44	0.98	131.32
					4.6	48.98			6563.32		
4	01-02-063-2	Доработка грунта в котлованах и траншеях вручную	100м3	8	2042.62	-	16340.96	16340.96	-	192.7	1541.6
					2042.62	-			-		

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
5	01-01-033-5	Обратная засыпка траншей, пазух фундаментов с уплотнением грунта	100м3	134	805.68	684.94	107961.12	16179.16	91781.96	10.8	1447.2
	01-02-005-2				120.74	204.56			27411.04		
6	06-01-001-6	Устройство монолитных ж/б фундаментов под колонны	100м3	3.41	10467.63	948.10	35694.618	14252.436	3233.021	360	1227.6
					4179.6	100.83					
	401-9021	Бетон	м3	346.1	587.53		203352.95		343.8303		
	204-9001	Арматура	т	11.23	5752.41		64599.564				
7	06-01-001-22	Устройство монолитных ленточных ж/б фундаментов под стены	100м3	1.39	7910.8	144.29	10996.012	5205.967	200.5631	335	465.65
					3745.3	29.8					
	401-9021	Бетон	м3	141.1	587.53		82891.67		41.422		
	204-9001	Арматура	т	9.174	5752.41		52772.609				
8	06-01-015-1	Установка анкерных болтов в готовые гнезда с заделкой длиной до 1 м	1 т	2.4	3654.08	48.79	8769.792	8052.696	117.096	289	693.6
					3355.29	12.89					
	204-0059	Анкерные детали из гнутых круглых стержней с резьбой			21387.71		51330.504		30.936		
9	06-01-034-1	Монтаж монолитных фундаментных балок	100 м3	0.29	42219.83	1055.24	12243.751	3611.08	306.0196	1100	319
					12452	91.71					
	401-9021	Бетон	м3	29.44	587.53		17293.946		26.5959		
	204-9001	Арматура	т	2.465	5752.41		14179.691				
10	06-01-024-1	Устройство стен подвалов бетонных высотой до 6 м толщиной до 300 мм	100 м3	1.63	27506.72	1256.47	44835.954	17331.285	2048.046	612	997.56
						10632.69			186.92		
	401-9021	Бетон	м3	166.3	587.53		97682.738		304.6796		

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
11	06-01-041-12	Устройство перекрытий по стальным балкам привед. толщ. 200мм	100 м3	46.7	22104.64	802.8	1032286.7	434016.72	37490.76	821	38340.7
					9293.72	82.59					
	401-9021	Бетон	м3	4740	587.53		2784921.6				
	1112001001	Профилированный настил	м2	4670	109.86		513046.2		3856.953		
12	09-03-001-1	Монтаж опорных плит с обработанной поверхностью до 0,1 т	1 т	7.5	277.6	32.31	2082	572.25	242.325	5.78	43.35
						76.3					
	201-9002	Конструкции стальные			15139.2		113544				
13	09-03-002-11	Монтаж колонн многоэтажных зданий различного назначения при высоте зд.до 50м	1 т	62	175.65	26.33	10890.3	7152.94	1632.46	8.74	541.88
						115.37					
	201-9002	Конструкции стальные			16042.03		994605.86				
14	09-03-002-13	Монтаж балок, ригелей перекрытия многоэтажных зданий	1 т	78.4	331.97	14.6	26026.448	16868.544	1144.64	16.3	1277.92
						215.16					
	201-9002	Конструкции стальные			13721.03		1075728.8				
15	09-04-010-3	Монтаж навесных панелей из герметичных стеклопакетов в алюминиевой обвязке	100м2	32	4043.27	408.25	129384.64	46886.4	13064	111	3552
					1465.2	35.97					
	206-9001	Конструкции витражей	м2	3200	1184.68		3790976				
16	09-03-012-2	Монтаж стропильных и подстропильных ферм на высоте до 25 м пролетом до 24 м массой до 3 т.	1 т	10.3	348.14	61.89	3585.842	2120.976	637.467	15.6	160.68
						205.92					
	201-9002	Конструкции стальные			14633.49		150724.95				

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
17	09-03-012-5	Монтаж стропильных и подстропильных ферм на высоте до 25 м пролетом до 36 м массой до 5 т.	1 т	30.5	375.47	48.97	11451.835	5153.28	1493.585	12.8	390.4
					168.96	11.3					
	201-9002	Конструкции стальные			15493.2		472542.6		344.65		
18	09-06-006-1	Монтаж стационарных конструкций сцены: колосники, штанкетные площадки, рабочие галереи, мостики	1 т	5.2	324.65	52.3	1688.18	842.92	271.96	28.4	147.68
					162.1	12.75					
	201-9002	Конструкции стальные			12515.95		65082.94		66.3		
19	07-04-006-1	Сборка и установка ж/б лестниц	100 м3	0.46	5858.61	262.41	2694.9606	2130.513	120.7086	385	177.1
	440-9006	Конструкции сборные ж/б	м3	46	1478.03						
20	08-03-002-2	Кладка стен из легкогобетонных камней при высоте этажа свыше 4 м	1 м3	3416	43.37	-	148151.92	137664.8	-	3.56	12160.96
					40.3	-					
	403-9210	Камни легкогобетонные		3143	2835.12		8909988.3		-		
21	11-01-004-05	Устройство гидроизоляции обмазочной в один слой толщиной 2 мм	100м2	43	6397.17	189.59	275078.31	10204.33	8152.37	19	817
					237.31	32.8			1410.4		
22	11-01-011-01	Устройство стяжек цементных толщ. 20 мм	100м2	43	280.21	12.59	12049.03	10443.41	541.37	23.33	1003.19
					242.87	0.31			13.33		
23	11-01-002-09	Устройство подстилающего бетонного слоя	1м3	43	76.97	1.05	3309.71	1729.46	45.15	3.66	157.38
					40.22	0.03					
	401-9002	Бетон		43.86	542.03		23773.436		1.29		

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
24	11-01-014-02	Устройство полов бетонных толщиной 150 мм	100м2	43	8384.35	2752.04	360527.05	41891.46	118337.7	78	3354
					974.22	552.48			2		
	401-9002	Бетон	м3	657.9	542.03		356601.54		23756.64		
25	11-01-037-04	Устройство ковровых покрытий насухо	100м2	9.8	900	-	8820	7373.52	-	57	558,6
					752.4	-			-		
101-9884	Ковровые покрытия	м2	999.6	240.88		240783.65	-				
26	11-01-036-02	Устройство покрытий из линолеума на клее КН-2	100м2	4.1	519.58	64.02	2130.278	1863.778	262.482	38.2	156.62
					454.58	15.13			-		
101-9876	Линолеум	м2	418.2	162.24		67848.768	278179.9				
27	11-01-020-03	Устройство покрытий поливинилацетатных толщиной 3 мм	100м2	5.2	687.67	0.52	3575.884	27.924	2.704	0.38	1.976
					5.37	0.04			-		
2241510001	Дисперсия поливинилацетатная	кг	1139	39052.85		44473.386	0.208				
28	11-01-035-01	Устройство покрытий из щитов паркетных	100м2	5.2	1386.72	85.70	7210.944	5977.088	445.64	89.8	466.96
					1149.44	19.44			-		
102-9092	Щиты паркетные	м2	527.8	258.06		136204.07	101.088				
29	12-01-002-10	Устройство кровель плоских из наплавливаемых материалов в один слой	100м2	43	1604.15	261.00	68978.45	18163.2	11223	33	1419
					422.4	70.56			-		
101-9121	Кровельная мембрана	м2	4730	383		1811590	3034.08				
30	12-01-015-01	Устройство пароизоляции из 1сл. рубероида на битумной мастике	100м2	43	283.86	5.96	12205.98	3509.23	256.28	196.3	8440.47
					81.61	1.41			-		
101-0856	Рубероид кровельный	м2	4730	7		33110	60.63				

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
31	12-01-013-03	Укладка плитного утеплителя	100м2	43	2161.74	77.68	92954.82	33084.2	3340.24	1596	68634.88
					769.4	20.96					
	104-9090	Плиты теплоизоляционные	м2	4429	159.66		707134.14		901.28		
32	15-143-2	Монтаж навесных вентилируемых фасадов	100м2	30.5	48324.66	227.97	1473902.1	190947.69	6953.085	506.9	15461.36
					6260.58	10.91					
		5762900000	Плиты облицовочные	м2	3340	477			1593060.8		
	5789520000	Плиты минераловатные	м3	157.1	374.27		58788.46				
33	15-01-047-15	Устройство подвесных потолков типа <Армстронг> по каркасу из оцинкованного профиля	100м2	145	2165.88	19.66	314052.6	303688	2850.7	176	25520
					2094.4	3.93					
	101-2414	Панели потолочные "Армстронг"	м2	14935	41.54		620399.9		569.85		
34	15-02-015-10	Штукатурка поверхностей известковым раствором высококачественным	100 м2	4.3	1266.42	228.26	5445.606	3684.928	981.518	64	275.2
					856.96	56.76					
	402-0086	Раствор отделочный	м3	9.89	540.42		5344.7538		244.068		
35	15-05-001-4	Остекление оконным стеклом окон со спаренным переплетом	100 м2	3.3	2196.59	55.09	7248.747	4801.302	181.797	118	389.4
					1454.94	13.02					
	101-9882	Стекло оконное	м2	518.1	2570.56		1331807.1		42.966		
36	15-01-019-1	Гладкая облицовка стен керамической плиткой на цементном растворе	100 м2	41.8	3108.01	29.03	129914.82	98313.6	1213.454	200	8360
					2352	6.86					
	101-9049	Плитки рядовые	м2	4180	52.32		218697.6		286.748		

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
37	15-07-016-01	Облицовка стен листовыми материалами	100м2	47.3	1142.35	38.70	54033.155	50618.568	1830.51	91	4304.3
					1070.16	7.70					
	101-3275	Листы гипсокартонные	м2	4967	33.67		167222.06		364.21		
38		Всего					31428223	1521624.5	361088.2		202408
									354238.1		
39		Разные работы 10 %					3142822.3	152162.45	36108.8		20240.1
									35423.8		
40		ИТОГО					34571045	1673787	397197		222648.4
									389661.8		

1. Сумма зарплаты: 2063448.844 руб.
2. Полные прямые затраты: 34571045.03 руб.
3. Полные накладные расходы (65 %) от з/платы: 1238069.307 руб.
4. Полная сметная прибыль (50 %) от з/платы: 1031724.422 руб.
5. Итого по смете в ценах 2001 года: 36840838.76 руб.
6. Всего по смете в ценах 2017 (К=7.19): 264885630.7 руб.

4.3 Объектная смета

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

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

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

Объектная смета приведена в таблице 5.2.

Таблица 5.2

Объектная смета

на строительство киноконцертного зала на земельном участке, расположенном в г. Москва

Сметная стоимость 390784,5 тыс. руб.

Средства на оплату труда 100004,4 тыс. руб.

Расчетный измеритель единичной стоимости 1 м³ - 24,98 тыс. руб.

Составлен в ценах на I квартал 2017 г.

№	Номера смет и расчетов	Работы и затраты	Сметная стоимость, тыс руб				средства на оплату труда, тыс.руб	Показатели единичной стоимости
			строительно-монтажных работ	оборудования, мебели, инвентаря	прочих затрат	всего		
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Укрупненные показатели	Общестроительные работы	264885.63	31786.28	2648.856	299320.76	83809.81	19.23
Санитарно-технические работы								
2	Укрупненные показатели	Отопление	18557.887	2226.946	185.5789	20970.413		1.347
3	Укрупненные показатели	Вентиляция	21251.774	2550.213	212.5177	24014.505		1.543
4	Укрупненные показатели	Внутренний водопровод	3591.8491	431.0219	35.91849	4058.7895		0.261
5	Укрупненные показатели	Канализация	4040.8303	484.8996	40.4083	4566.1382		0.293
		Итого по санитарно-техническим работам	47442.341	5693.081	474.4234	53609.845	15010.76	3.444
		Накладные расходы - 128% от ФЗП	19213.768			19213.768		
		Сметная прибыль - 83% от ФЗП	12458.928			12458.928		
		Всего по санитарно-техническим работам	79115.037	5693.081	474.4234	85282.542	15010.76	5.479

1	2	3	4	5	6	7	8	9
6	Укрупненные показатели	Электроосвещение здания	3741.5095	448.9811	37.4151	4227.9058	1183.814	0.272
		Накладные расходы - 105% от ФЗП	1243.0043			1243.0043		
		Сметная прибыль - 60% от ФЗП	710.28817			710.28817		
		Всего по освещению	5694.802	448.9811	37.4151	6181.1982	1183.814	0.272
		Всего по объекту	349695.47	37928.34	3160.695	390784.5	100004.4	24.98

4.4 Сводный сметный расчет стоимости строительства

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

Размер резерва средств на непредвиденные работы и затраты определяется в процентах от общей сметной стоимости 2%

После итога сводного сметного расчета указываются возвратные суммы (в размере 15% сметной стоимости временных зданий и сооружений).

Сводный сметный расчет стоимости строительства представлен в таблице 5.3.

Сводный сметный расчет в сумме 522124,21 тыс.руб.
В т.ч. возвратных сумм 1700,85 тыс. руб.
«31» мая 2016г.

Сводный сметный расчет стоимости строительства

Составлен в ценах на I квартал 2017 г.

№	Номера смет и расчетов	Наименование глав, объектов, работ и затрат	Сметная стоимость, тыс руб			Общая сметная стоимость, тыс. руб
			строительно-монтажных работ	оборудования и приспособлений	прочих затрат	
1	2	3	4	5	6	7
		Глава 1. Подготовка территории строительства				
	Сметный расчет №2	1. Отвод территории строительства в % стоимости			13.148	1625.6635
	Сметный расчет №3	2. Подготовка территории строительства в % стоимости	7273.67			8128.32
		Итого по главе 1	7273.67		13.148	9753.98
	Объектная смета	Глава 2. Основные объекты строительства: Киноконцертный зал	349695.47	37928.34	3160.69	390784.50
	Сметный расчет №1	Глава 3. Объекты подсобного и обслуживающего назначения	13987.82	1517.13	126.43	15631.38
		Итого по главам 2 и 3	363683.29	39445.47	3287.12	406415.88
		Глава 4. Объекты энергетического хозяйства	-	-	-	-
		Глава 5. Объекты транспортного хозяйства и связи	-	-	-	-
	Сметный расчет №4	Глава 6. Наружные сети и сооружения водоснабжения, канализации и газоснабжения	15274.70	1656.71	138.06	17069.47
	Сметный расчет №5	Глава 7. Благоустройство и озеленение территории	18184.16			20320.79
		Итого по главам 1-7	404415.82	41102.18	3438.33	453560.12
	Сметный расчет №6	Глава 8. Временные здания и сооружения	10110.40			11339.00
		Итого по главам 1-8	414526.21	41102.18	3438.33	464899.13
		Глава 9. Прочие работы и затраты				
	Сметный расчет №7	1. Доп. затраты при производстве работ в зимнее время	6217.89			6973.49
	Сметный расчет №8	2. Затраты на аккордную плату рабочих			58.45	7903.29
	Сметный расчет №9	3. Затраты, связанные с подвижным характером работ			127.22	17201.27
		Итого по главам 1-9	420744.10	41102.18	3624.00	496977.17

Продолжение таблицы 5.3

1	2	3	4	5	6	7
		Глава 10. Содержание дирекции (технадзор) строящихся предприятий (учреждений) и авторский надзор	-	-	-	-
		Глава 11. Расходы на подготовку эксплуатационных кадров (с коэф. К=0,9)	-	-	-	-
	Сметный расчет №10	Глава 12. Проектные и изыскательные работы			108.720	14909.32
		Итого по главам 1-12	420744.10	41102.18	3732.72	511886.48
	Сметный расчет №11	Резервные средства на непредвиденные работы и затраты				10237.73
		Всего по сводному сметному расчету	420744.10	41102.18	3732.72	522124.21
		В т.ч. возвратных сумм				1700.85

4.5 Техничко-экономические показатели

Таблица 5.4 – Общие технико-экономические показатели проекта

№	Наименование показателей	Ед. изм.	Кол-во	Прим.
I. Объемно-планировочная характеристика объекта				
1	Этажность	эт.	4 (5)	
2	Высота этажей	м	4,2	
3	Длина корпуса в осях	м	79,5	
4	Ширина корпуса в осях	м	66,6	
5	Полезная площадь	м ²	15565	
6	Рабочая (расчетная площадь)	м ²	11217	
7	Строительный объем	м ³	109759	
8	Площадь наружных ограждающих конструкций	м ²	92,6	
9	Отношение рабочей площади к общей площади (планировочный)	K ₁	0,72	11217/15565
10	Отношение строительного объема к общей площади (объемный)	K ₂	9	109759/15565
11	Отношение площади наружных стен к общей площади	K ₃	0,006	92,6/15565
12	Отношение периметра наружных стен к общей площади (к-т компактности)	K ₄	0,016	249/15565
13	Площадь земельного участка, приходящаяся на 1м ² общей площади	м ²	2,3	35858,26/15565
II. Конструктивная характеристика объекта				
1	Строительно-конструктивный тип здания	каркасный		
2	Материал основных несущих ограждающих конструкций	Металл		
3	Вид наружной и внутренней отделки стен	Наружный – керамогранит (вентфасад), внутренний - гипсокартон		
4	Конструкция кровли	Плоская с внутренним водостоком		
5	Типы чистых полов	Наливные полимерные полы, линолеум, ковролин, щитовые доски.		
III. Показатели сметной стоимости строительства				
1	На 1м ² общей площади	тыс.руб.	33,54	522124,21/15565
2	На 1м ² рабочей площади	тыс.руб.	46,55	522124,21/11217

5. Раздел экологии и безопасности жизнедеятельности

					ВКР-2069059-08.03.01-131101-2017	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		138

5.1 Безопасность при проведении строительного-монтажных работ

Общие требования безопасности в строительстве регламентирует СНИП 12-03-2001 «Безопасность труда в строительстве» и устанавливает единые нормативные требования по управлению охраны труда в организациях, организационно-технологической подготовке безопасности производства, обеспечению безопасности при производстве межотраслевых работ, которые являются общими для строительства, строительной индустрии и промышленности строительных материалов.

Безопасность производственной территории, участков работ и рабочих мест.

Производственные территории и участки работ проводятся в населенном пункте, в связи с этим, во избежание доступа посторонних лиц, они ограждены.

Конструкция защитных ограждений удовлетворяет следующим требованиям:

- высота ограждения производственных территорий не менее 2 м, а участков работ - не менее 1,5;
- ограждения, примыкающие к местам массового прохода людей, имеют высоту 2,5 м и оборудованы сплошным защитным козырьком;
- ограждения не имеют проемов, кроме ворот и калиток, контролируемых в течение рабочего времени и запираемых после его окончания.

У въезда на производственную территорию установлена схема внутрипостроечных дорог и проездов с указанием мест складирования материалов и конструкций, мест разворота транспортных средств, объектов пожарного водоснабжения и пр.

Строительные площадки, участки работ и рабочие места, проезды и подходы к ним в темное время суток освещены в соответствии с

требованиями государственных стандартов. Освещение закрытых помещений соответствует требованиям строительных норм и правил.

Рабочие места и проходы к ним, расположенные на перекрытиях, покрытиях на высоте более 1,3 м и на расстоянии менее 2 м от границы перепада по высоте, ограждены защитными, а при расстоянии более 2 м - сигнальными ограждениями.

Проходы на рабочих местах и к рабочим местам отвечают следующим требованиям: ширина одиночных проходов к рабочим местам и на рабочих местах не менее 0,6 м, а высота таких проходов в свету - не менее 1,8 м;

Безопасность при складировании материалов и ресурсов.

Материалы, конструкции и оборудование при хранении на открытой площадке укладывают следующим образом:

- бетонные блоки стен - в штабеля высотой не более 2,6 м на подкладках и прокладках;
- ригеля и колонны - в штабеля высотой до 2 м на подкладках и прокладках;
- мелкосортный металл - в стеллажи высотой не более 1,5 м;
- санитарно-технические и вентиляционные блоки - в штабеля высотой не более 2,5 м на прокладках и подкладках;
- стекло в ящиках и рулонные материалы - вертикально в один ряд на подкладках;
- черные прокатные металлы (листовая сталь, швеллеры, двутавровые балки, сортовая сталь) - в штабеля высотой до 1,5 м с подкладками и прокладками;
- теплоизоляционные материалы - в штабеля высотой до 1,2 м в закрытом сухом помещении;
- трубы диаметром более 300 мм - в штабеля высотой до 3 м в седло без прокладок; нижний ряд труб должен быть уложен на подкладки, укреплен инвентарными металлическими башмаками или концевыми упорами, надежно закрепленными на подкладках.

Раскладка конструкций и размещение штабелей производится в зоне действия монтажного крана с учетом последовательности монтажа. Конструкции, имеющие большую массу, размещаются ближе к монтажному крану.

Для защиты бетонных и железобетонных конструкций от деформирования при хранении в горизонтальном положении прокладки между изделиями располагают строго по вертикали одну над другой.

Безопасность при эксплуатации мобильных машин и транспортных средств.

Техническое состояние и оборудование автомобилей всех типов, марок и назначений, находящихся в эксплуатации, соответствуют правилам по охране труда на автомобильном транспорте.

При размещении и эксплуатации машин, транспортных средств приняты меры, предупреждающие их опрокидывание или самопроизвольное перемещение под действием ветра, при уклоне местности или просадке грунта.

Строительно-монтажные работы с применением машин в охранной зоне действующей линии электропередачи производятся под непосредственным руководством лица, ответственного за безопасность производства работ.

Для технического обслуживания и ремонта мобильные машины выводятся из рабочей зоны.

При перемещении машины, транспортного средства своим ходом, на буксире или на транспортных средствах по дорогам общего назначения соблюдаются правила дорожного движения.

При эксплуатации машин, имеющих подвижные рабочие органы, необходимо предупредить доступ людей в опасную зону работы, граница которой находится на расстоянии не менее 5 м от предельного положения рабочего органа, если в инструкции завода - изготовителя отсутствуют иные повышенные требования.

Безопасность при эксплуатации средств механизации, средств подмащивания, оснастки, ручных машин и инструмента.

Персонал, эксплуатирующий средства механизации, оснастку, приспособления и ручные машины, до начала работ обучен безопасным методам и приемам работ с их применением.

Домкраты для подъема грузов испытаны перед началом эксплуатации, а также через каждые 12 мес. и после каждого ремонта.

Съемные грузозахватные приспособления и тара в процессе эксплуатации подвергаются техническому осмотру лицом, ответственным за их исправное состояние. Результаты осмотра необходимо регистрировать в журнале работ.

Грузовые крюки грузозахватных средств (стропы, траверсы), применяемых в строительстве, промышленности строительных материалов и строительной индустрии, снабжены предохранительными замыкающими устройствами, предотвращающими самопроизвольное выпадение груза.

Средства подмащивания, применяемые при штукатурных или малярных работах, в местах, под которыми ведутся другие работы или есть проход, имеют настил без зазоров.

Подвесные лестницы и площадки, применяемые для работы на конструкциях, снабжены специальными захватами-крюками, обеспечивающими их прочное закрепление за конструкцию.

Конструкция подъемных подмостей (люлек), применяемых при выполнении строительно-монтажных работ, соответствует требованиям соответствующих государственных стандартов.

Эксплуатация ручных машин осуществляется при выполнении следующих требований:

проверка комплектности и надежности крепления деталей, исправности защитного кожуха, кабеля (рукава) должна осуществляться при каждой выдаче машины в работу;

до начала работы следует проверять исправность выключателя и машины на холостом ходу;

при перерывах в работе, по окончании работы, а также при смазке, очистке, смене рабочего инструмента и т.п. ручные машины должны быть выключены и отсоединены от электрической или воздухопроводящей сети;

ручные машины, масса которых, приходящаяся на руки работающего, превышает 10 кг, должны применяться с приспособлениями для подвешивания;

при работе с машинами на высоте следует использовать в качестве средств подмащивания устойчивые подмости;

надзор за эксплуатацией ручных машин следует поручать специально выделенному для этого лицу.

При переноске или перевозке инструмента его острые части следует закрывать чехлами.

Требования безопасности к технологическим процессам и местам производства сварочных и газопламенных работ

Для дуговой сварки применяются изолированные гибкие кабели, рассчитанные на надежную работу при максимальных электрических нагрузках с учетом продолжительности цикла сварки.

Рабочие места сварщиков в помещении при сварке открытой дугой отделены от смежных рабочих мест и проходов несгораемыми экранами (ширмами, щитами) высотой 2 м.

При сварке на открытом воздухе в случае одновременной работы нескольких сварщиков вблизи друг от друга и на участках интенсивного движения людей устанавливаются ограждения.

Места производства сварочных работ обеспечены средствами пожаротушения.

В электросварочных аппаратах и источниках их питания элементы, находящиеся под напряжением, закрыты оградительными устройствами.

5.2 Пожарная безопасность

Производственные территории оборудованы средствами пожаротушения согласно ППБ-01-03 «Правила пожарной безопасности в Российской Федерации». В качестве средств пожаротушения установлены пожарные щиты, которые размещены возле входа, складов, непосредственно объекта строительства и рабочих бытовок.

В соответствии с ППБ-01-03 на территории стройплощадки пожарный щит включает: топор – 2шт; лом – 2 шт; лопата – 2шт (штыковая и совковая); багор железный – 2 шт; ведро – 2шт; 2 огнетушителя; противопожарное полотно; ящик с песком (от 0,5 м³); емкость с водой (от 0,2 м³).

Для обеспечения пожарной безопасности к временному водопроводу подключен пожарный гидрант. Местоположение гидранта указано на стройгенплане.

В местах, содержащих горючие или легковоспламеняющиеся материалы, курение запрещено, а пользование открытым огнем допускается только в радиусе более 50 м.

На территории строительной площадки установлены информационных стенды, где указаны телефоны охранных и пожарных служб. В целях быстрого извещения о пожаре и вызова пожарной охраны на стройплощадке проведена телефонная связь.

Противопожарное оборудование содержится в исправном, работоспособном состоянии. Проходы к противопожарному оборудованию свободны и обозначены соответствующими знаками.

На рабочих местах, где применяются или готовятся клеи, мастики, краски и другие материалы, выделяющие взрывоопасные или вредные вещества, не допускаются действия с использованием огня или вызывающие искрообразование.

Дороги и проезды не загромождены стройматериалами и оборудованием, каждое подсобные помещения и строящееся здание находятся от дорог и проездов на расстоянии не более 25 м. В ночное время

дороги и проезды на стройплощадке, места расположения водоисточников и пожарных постов освещены.

Временная электропроводка на стройплощадке выполнена изолированным проводом на прочных опорах на высоте не менее 2,5 м над рабочим местом, 3,5 м — над проходами и 6 м — над проездами.

Проводится своевременная ликвидация горючих отходов строительства.

Ведется постоянный контроль исправности электрических сетей на объекте.

5.3 Санитарно-бытовое обслуживание

Все бытовые помещения расположены на строительной площадке на расстоянии более 50 м от объектов, выделяющих пыль, вредные пары и газы с наветренной стороны ветров преобладающего направления.

Состав санитарно-бытовых помещений должен включать следующие санитарно-бытовые помещения: гардеробные, душевые, умывальные, уборные, помещения для отдыха и обогрева.

На строительной площадке предусмотрены укрытия от атмосферных осадков и солнечной радиации, места для отдыха и курения.

Бытовые здания и помещения на строительной площадке оборудованы водопроводом, канализацией, освещением, отоплением, вентиляцией.

Для обогрева помещений и зданий применены радиаторы.

Рабочие места, находящиеся на открытом воздухе или в неотапливаемых помещениях, расположены до гардеробных, душевых, умывальных на расстоянии не более 500 м.

Все рабочие обеспечены шкафами для одежды.

Помещения для сушки оборудованы вентиляцией.

Площадь бытовых помещений принята согласно нормам из расчета требуемой площади на 1 рабочего.

В помещении предусмотрены устройства для согревания рук и ног, просушивания рукавиц, вешалки для одежды, устройство питьевого

водоснабжения. Расстояние от рабочих мест до помещения для обогрева не превышает 150 м.

Уборные размещены на расстоянии не более 200 м от наиболее удаленного рабочего места.

Все работающие обеспечены горячим питанием. Расстояние от рабочих мест до пункта общественного питания составляет не более 500 м.

5.4 Охрана окружающей среды

Мероприятия по охране окружающей среды.

На строительной площадке не разводится открытый огонь.

При ведении земляных работ верхний растительный слой (почва) аккуратно срезается, складывается в отвалах и затем используется для рекультивации территорий, а также для парков и скверах в городах.

На строительной площадке организовано хранение мусора.

Отходы ГСМ, лакокрасочные материалы, а также вода после промывки бетонных и растворных емкостей не сливается в канализацию, овраги, ручьи, реки и озера.

При организации стройплощадки обеспечен водоотвод с территории и водопропуск с соседних участков.

На стройплощадке организовано пылеподавление (регулярный полив дорог, проездов, площадок).

Пылящие грузы (песок, щебень, ПГС, грунт) при перевозке в самосвалах укрываются пологом.

Временные автодороги на площадке имеют твердое покрытие (щебень). На выезде со строительной площадки организована мойка колес. Это исключает вынос грязи колесами автомашины на городские магистрали.

Гусеничная техника перемещается по городским магистралям на специальных платформах-тяжеловозах (трейлерах).

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*
2. СП 131.13330.2012 Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23.01.99*
3. СП 50.13330.2012 Тепловая защита зданий. Актуализированная редакция СНиП 23-02-2003.
4. СП 16.13330.2011. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*.
5. СП 51.13330.2011. Защита от шума. Актуализированная редакция СНиП 23-03-2003.
6. СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*.
7. СП 48.13330.2011. Организация строительства. Актуализированная редакция СНиП 12-01-2004.
8. СП 118.13330.2012. Общественные здания и сооружения. Актуализированная редакция СНиП 31-06-2009.
9. СП 28.13330.2012. Защита стальных конструкций от коррозии. Актуализированная редакция СНиП 2.03.11-85.
10. СНиП 1.04.03-85*. Нормы продолжительности строительства.
11. СНиП 12-03-99 Безопасность труда в строительстве.
12. Проект СП Сталебетонные перекрытия с применением стальных гнутых профилей СКН90Z-1000 и СКН50Z-600
13. ГОСТ 8509-93. Международный стандарт. Уголки стальные горячекатаные равнополочные.
14. ГОСТ 27772-88. Прокат для строительных стальных конструкций. Общие технические условия.
15. ГОСТ 10704-91. Трубы стальные электросварные прямошовные. Сортамент.
16. ГОСТ 26020-83. Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок.
17. ГОСТ 26020-83. Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок.
18. ЕНиР. Сборник Е1. Внутростроечные транспортные работы. М.: Прейскурантиздат, 1987.-40ст.
19. ЕНиР. Сборник Е4. Монтаж сборных и устройство монолитных железобетонных конструкций. Вып.1: Здания и промышленные сооружения. – М., Стройиздат,1987. – 64с.

					ВКР-2069059-08.03.01-131101-2017	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		147

20. ЕНиР. Сборник Е5. Монтаж металлических конструкций – М., Стройиздат, 1987.
21. ЕНиР. Сборник Е22. Сварочные работы. Вып. 1 /Госстрой СССР. М.: Прейскурантиздат, 1987.
22. ГЭСН 81-02-01-2001 Часть 1. Земляные работы.
23. ГЭСН 81-02-09-2001 Часть 9. Строительные металлические конструкции.
24. ГЭСН 81-02-11-2001 Часть 11. Полы.
25. ГЭСН 81-02-12-2001 Часть 12. Кровли.
26. ГЭСН 81-02-15-2001 Часть 15. Отделочные работы.
27. ТСН-2001.3-1 Сборник 1. Земляные работы.
28. ТСН-2001.3-9 Сборник 9. Металлические конструкции.
29. ТСН-2001.3-11 Сборник 11. Полы.
30. ТСН-2001.3-12 Сборник 12. Кровли.
31. ТСН-2001.3-15 Сборник 15. Отделочные работы.
32. Руководство по акустическому проектированию залов многоцелевого назначения средней вместимости. НИИ строит. физики Госстроя СССР. – 2-е изд. – М.: Стройиздат, 1981 – 47 стр.
33. ЦНМИОМТП. Рекомендации по организации труда при производстве строительно – монтажных работ.
34. СН 545-82 Инструкция по технико-экономической оценке типовых и экспериментальных жилых домов и общественных зданий и сооружений (Текст) – М.: Стройиздат, 1982
35. Методические указания по определению стоимости строительства предприятий, зданий и сооружений (Текст) М.: Стройиздат, 1985.
36. Расчет и проектирование металлических конструкций рабочих площадок: учеб. пособие/ В.С. Абрашитов. – Пенза: ПГУАС, 2013. – 152 с.
37. Агафонкина Н.В. Пособие по выполнению курсовой работы на тему: «Проект производства работ на возведение надземной части здания». – Пенза, ПГУАС
38. Металлические конструкции. Общий курс: Учебник для вузов/ Е.И. Беленя, В.А. Балдин, Г.С. Ведеников и др., Под общ. ред. Е.И. Беленя. – 6 изд. перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1986. – 560с.
39. Веселов В.А. Проектирование оснований и фундаментов. – М.: Стройиздат, 1990.
40. Викторова О.Л., Разживин В.М, «Проектирование общественных зданий». Пенза. ПГУАС 2005.

41. Гаевой А.Ф., Усик С.А. Курсовое и дипломное проектирование. М. Стройиздат, 1987 г.
42. Дикман Л.Г. Организация строительного производства. Издательство АСВ, 2002 г.
43. Ковригин С.Д. «Архитектурно-строительная акустика». Москва. «Высшая школа». 1980г.
44. Металлические конструкции: учебник ля вузов / под ред. Ю.И. Кудишина. – 9-е изд., стер. – М.: Издательский центр «Академия», 2007. – 688 с.
45. Кузин Н.Я. Проектирование и расчет стальных ферм покрытий промышленных зданий: Учебное пособие. - М.: Изд-во АС В, 1998 - 184 с.
46. Маклакова Т.Г., Нанасова С.М., Шарапенко В.Г. «Проектирование жилых и общественных зданий».Москва.«Высшая школа». 1998 г.
47. Организация, планирование и управление в строительстве: учеб. Пособие/ Н.А. Шлапакова, С.Ю. Глазкова, Т.Н. Чудайкина – Пенза: ПГУАС, 2015, 12,78 п.л.
48. Теличенко В.И. и др. Технология строительных процессов. Т. 1. – М.: Высшая школа, 2003.-391с.
49. Шлапакова Н.А., Глазкова С.Ю. Экономическая оценка проектных решений строительства зданий и комплексов (Текст) учеб.-метод. пособие / Шлапакова Н.А., Глазкова С.Ю. – Пенза ПГУАС, 2009.
50. EN 1993. Eurocode 3: Design of steel structures - Проектирование стальных конструкций.
51. Subramanian N. Design of Steel Structures: Theory and Practice. Oxford University Press, 2010. 460 p.

Приложения

					<i>ВКР-2069059-08.03.01-131101-2017</i>	<i>Лист</i>
<i>Изм.</i>	<i>Лист</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Подпись</i>	<i>Дата</i>		150

Расчет фермы

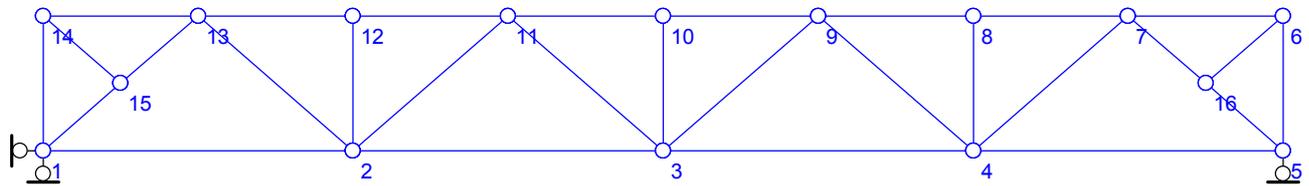
Исходные данные

Узлов: 16

Стержней: 29

Закрепленных узлов: 2

Расчетная схема (исходная):



Координаты узлов:

№ узла	1	2	3	4	5	6
X	0.000	7.200	14.400	21.600	28.800	28.800
Y	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.150

№ узла	7	8	9	10	11	12
X	25.200	21.600	18.000	14.400	10.800	7.200
Y	3.150	3.150	3.150	3.150	3.150	3.150

№ узла	13	14	15	16
X	3.600	0.000	1.800	27.000
Y	3.150	3.150	1.575	1.575

Стержни:

№ стержня	1	2	3	4	5
Начало-конец	15-14	14-13	13-12	12-11	11-10
Длина	2.392	3.600	3.600	3.600	3.600
Относит. жесткость	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000

№ стержня	6	7	8	9	10
Начало-конец	10-9	9-8	8-7	7-6	6-5
Длина	3.600	3.600	3.600	3.600	3.150
Относит. жесткость	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000

№ стержня	11	12	13	14	15
Начало-конец	5-4	4-3	3-2	2-1	1-14
Длина	7.200	7.200	7.200	7.200	3.150
Относит. жесткость	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000

№ стержня	16	17	18	19	20
Начало-конец	1-15	15-13	13-2	2-11	11-3
Длина	2.392	2.392	4.784	4.784	4.784
Относит. жесткость	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000

№ стержня	21	22	23	24	25
Начало-конец	3-9	9-4	4-7	7-16	16-5
Длина	4.784	4.784	4.784	2.392	2.392
Относит. жесткость	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000

№ стержня	26	27	28	29
Начало-конец	16-6	12-2	10-3	8-4
Длина	2.392	3.150	3.150	3.150
Относит. жесткость	1.000	1.000	1.000	1.000

Закрепления узлов:

№ узла	1	5
Горизонтальное	Да	-
Вертикальное	Да	Да

Нагрузки

Нагрузка 1 (Постоянная нагрузка)

Нагруженных узлов - 3

Значения нагрузок:

№ узла	2	3	4
Fx	0.000	0.000	0.000
Fy	3490.000	3490.000	3490.000

Результаты расчета

Таблица внутренних усилий в стержнях при нагружениях:

- 1 (Постоянная нагрузка)

Стержень	Длина	Нагруж. 1
1 (15-14)	2.392	0.001
2 (14-13)	3.600	0.001
3 (13-12)	3.600	-11965.714
4 (12-11)	3.600	-11965.714
5 (11-10)	3.600	-15954.286
6 (10-9)	3.600	-15954.286
7 (9-8)	3.600	-11965.714
8 (8-7)	3.600	-11965.714
9 (7-6)	3.600	0.001
10 (6-5)	3.150	0.000
11 (5-4)	7.200	5982.858
12 (4-3)	7.200	13960.000
13 (3-2)	7.200	13960.000
14 (2-1)	7.200	5982.858
15 (1-14)	3.150	0.000
16 (1-15)	2.392	-7949.830
17 (15-13)	2.392	-7949.830
18 (13-2)	4.784	7949.831
19 (2-11)	4.784	-2649.943
20 (11-3)	4.784	2649.943
21 (3-9)	4.784	2649.943
22 (9-4)	4.784	-2649.943
23 (4-7)	4.784	7949.831
24 (7-16)	2.392	-7949.829
25 (16-5)	2.392	-7949.830
26 (16-6)	2.392	0.001
27 (12-2)	3.150	0.000
28 (10-3)	3.150	0.000
29 (8-4)	3.150	0.000

Таблица опорных реакций в закрепленных узлах:

Узел	Реакция	Нагруж. 1
1	Rx	-0.001
1	Ry	5234.999
5	Ry	5234.999

Расчет фермы

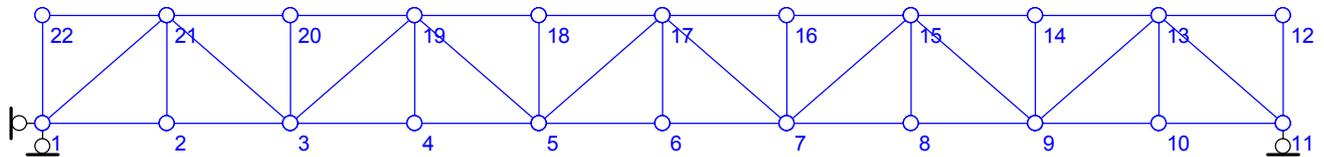
Исходные данные

Узлов: 22

Стержней: 41

Закрепленных узлов: 2

Расчетная схема (исходная):



Координаты узлов:

№ узла	1	2	3	4	5	6
X	0,000	3,600	7,200	10,800	14,400	18,000
Y	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

№ узла	7	8	9	10	11	12
X	21,600	25,200	28,800	32,400	36,000	36,000
Y	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	3,150

№ узла	13	14	15	16	17	18
X	32,400	28,800	25,200	21,600	18,000	14,400
Y	3,150	3,150	3,150	3,150	3,150	3,150

№ узла	19	20	21	22
X	10,800	7,200	3,600	0,000
Y	3,150	3,150	3,150	3,150

Стержни:

№ стержня	1	2	3	4	5
Начало-конец	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
Длина	3,600	3,600	3,600	3,600	3,600
Относит. жесткость	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

№ стержня	6	7	8	9	10
Начало-конец	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11
Длина	3,600	3,600	3,600	3,600	3,600
Относит. жесткость	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

№ стержня	11	12	13	14	15
Начало-конец	11-12	12-13	13-14	14-15	15-16
Длина	3,150	3,600	3,600	3,600	3,600
Относит. жесткость	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

№ стержня	16	17	18	19	20
Начало-конец	16-17	17-18	18-19	19-20	20-21
Длина	3,600	3,600	3,600	3,600	3,600
Относит. жесткость	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

№ стержня	21	22	23	24	25
Начало-конец	21-22	22-1	1-21	21-2	21-3
Длина	3,600	3,150	4,784	3,150	4,784
Относит. жесткость	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

№ стержня	26	27	28	29	30
Начало-конец	3-19	19-5	5-17	17-7	7-15
Длина	4,784	4,784	4,784	4,784	4,784
Относит. жесткость	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

№ стержня	31	32	33	34	35
Начало-конец	15-9	9-13	13-11	20-3	19-4
Длина	4,784	4,784	4,784	3,150	3,150

№ стержня	31	32	33	34	35
Относит. жесткость	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

№ стержня	36	37	38	39	40
Начало-конец	18-5	17-6	16-7	15-8	14-9
Длина	3,150	3,150	3,150	3,150	3,150
Относит. жесткость	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

№ стержня	41
Начало-конец	13-10
Длина	3,150
Относит. жесткость	1,000

Закрепления узлов:

№ узла	1	11
Горизонтальное	Да	-
Вертикальное	Да	Да

Нагрузки

Нагрузка 1 (Постоянная нагрузка)

Нагруженных узлов - 12

Значения нагрузок:

№ узла	22	21	20	19	18	17
Fx	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Fy	103,500	207,000	207,000	207,000	207,000	207,000

№ узла	16	15	14	13	12	7
Fx	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Fy	207,000	207,000	207,000	207,000	103,500	200,000

Нагрузка 2 (снег)

Нагруженных узлов - 11

Значения нагрузок:

№ узла	22	21	20	19	18	17
Fx	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Fy	233,500	467,000	467,000	467,000	467,000	467,000

№ узла	16	15	14	13	12
Fx	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Fy	467,000	467,000	467,000	467,000	233,500

Результаты расчета

Таблица внутренних усилий в стержнях при нагрузках:

- 1 (Постоянная нагрузка)

- 2 (снег)

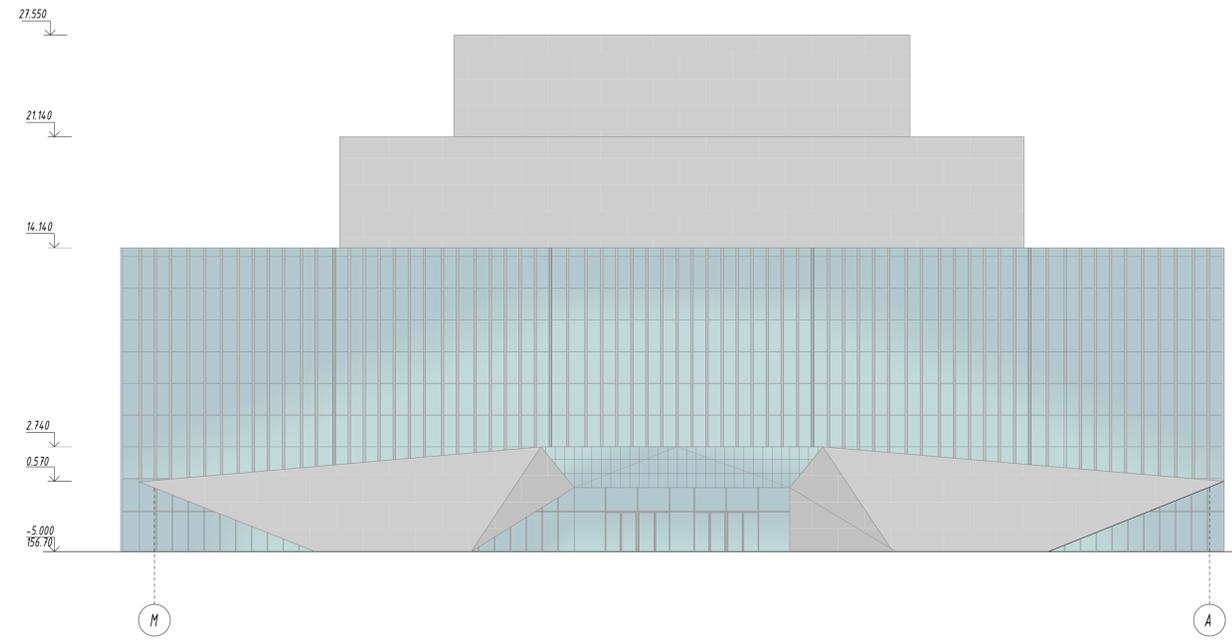
Стержень	Длина	Нагруз. 1	Нагруз. 2
1 (1-2)	3,600	1156,000	2401,715
2 (2-3)	3,600	1156,000	2401,715
3 (3-4)	3,600	2758,286	5604,000
4 (4-5)	3,600	2758,286	5604,000
5 (5-6)	3,600	3414,286	6671,429
6 (6-7)	3,600	3414,286	6671,429
7 (7-8)	3,600	2895,429	5604,000
8 (8-9)	3,600	2895,429	5604,000
9 (9-10)	3,600	1201,714	2401,715
10 (10-11)	3,600	1201,714	2401,715
11 (11-12)	3,150	-103,500	-233,500
12 (12-13)	3,600	0,000	0,000
13 (13-14)	3,600	-2166,857	-4269,714
14 (14-15)	3,600	-2166,857	-4269,714
15 (15-16)	3,600	-3387,429	-6404,571
16 (16-17)	3,600	-3387,429	-6404,571
17 (17-18)	3,600	-3204,571	-6404,571
18 (18-19)	3,600	-3204,571	-6404,571
19 (19-20)	3,600	-2075,428	-4269,714
20 (20-21)	3,600	-2075,428	-4269,714
21 (21-22)	3,600	0,000	0,000

Стержень	Длина	Нагруз. 1	Нагруз. 2
22 (22-1)	3,150	-103,500	-233,500
23 (1-21)	4,784	-1536,056	-3191,321
24 (21-2)	3,150	0,000	0,000
25 (21-3)	4,784	1221,708	2482,139
26 (3-19)	4,784	-907,359	-1772,956
27 (19-5)	4,784	593,010	1063,774
28 (5-17)	4,784	-278,662	-354,591
29 (17-7)	4,784	-35,687	-354,591
30 (7-15)	4,784	653,754	1063,774
31 (15-9)	4,784	-968,102	-1772,956
32 (9-13)	4,784	1282,451	2482,139
33 (13-11)	4,784	-1596,799	-3191,321
34 (20-3)	3,150	-207,000	-467,000
35 (19-4)	3,150	0,000	0,000
36 (18-5)	3,150	-207,000	-467,000
37 (17-6)	3,150	0,000	0,000
38 (16-7)	3,150	-207,000	-467,000
39 (15-8)	3,150	0,000	0,000
40 (14-9)	3,150	-207,000	-467,000
41 (13-10)	3,150	0,000	0,000

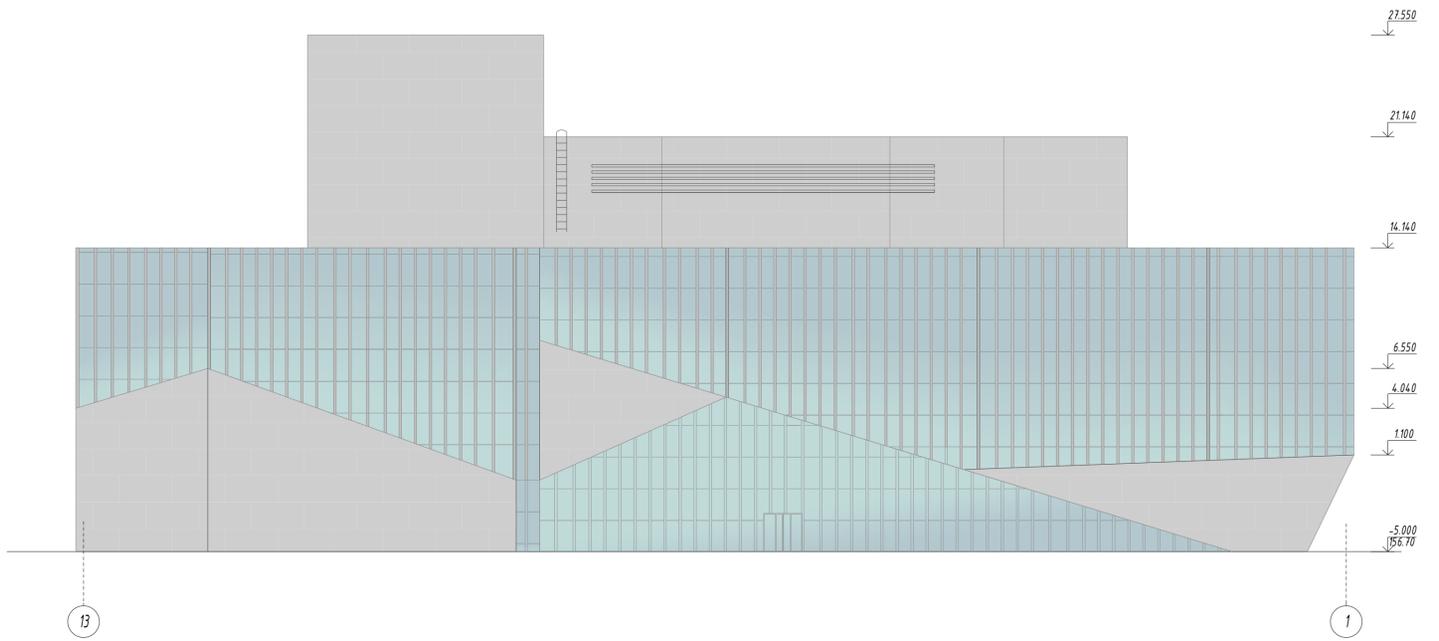
Таблица опорных реакций в закрепленных узлах:

Узел	Реакция	Нагруз. 1	Нагруз. 2
1	Rx	0,000	-0,001
1	Ry	1115,000	2334,999
11	Ry	1155,000	2334,999

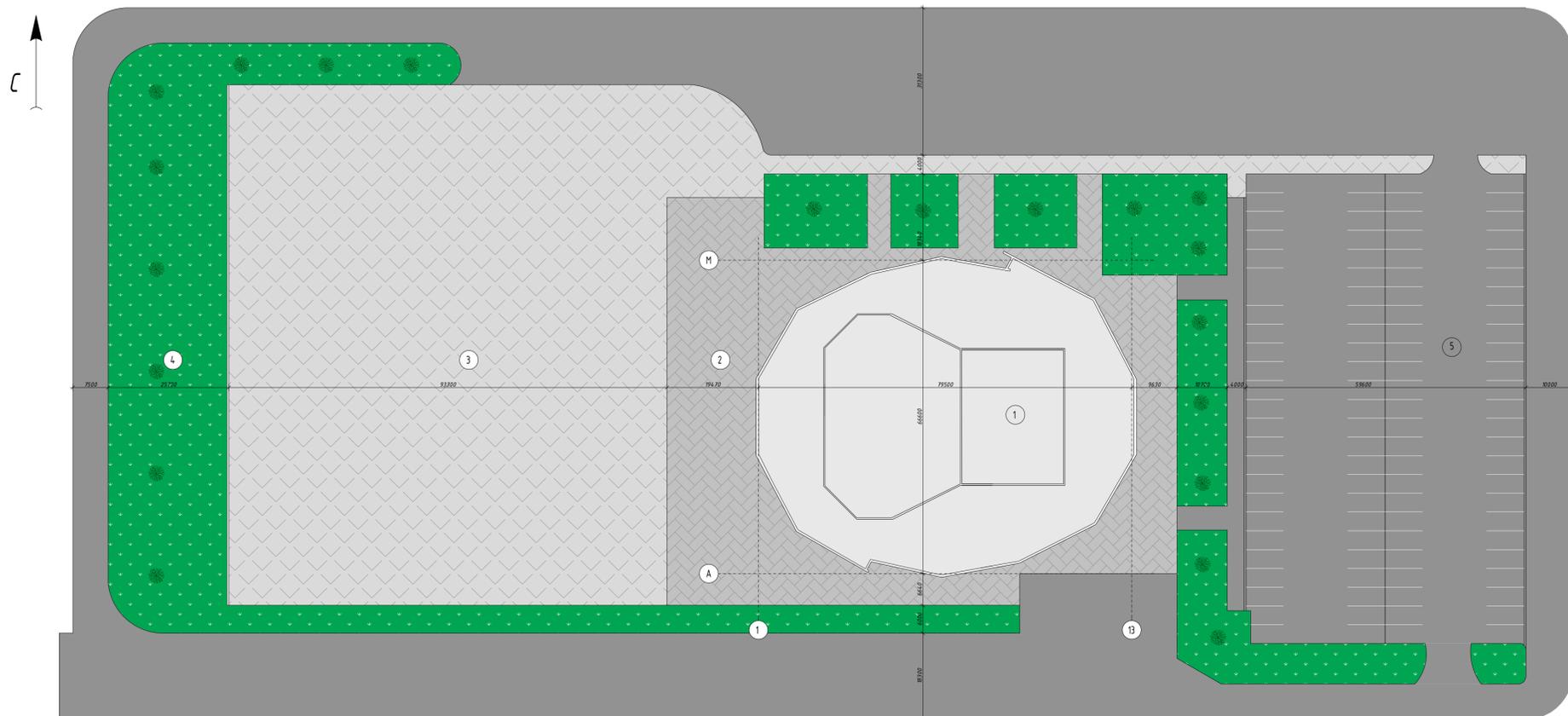
Фасад М-А



Фасад 13-1



Генеральный план



Технико-экономические показатели ГП

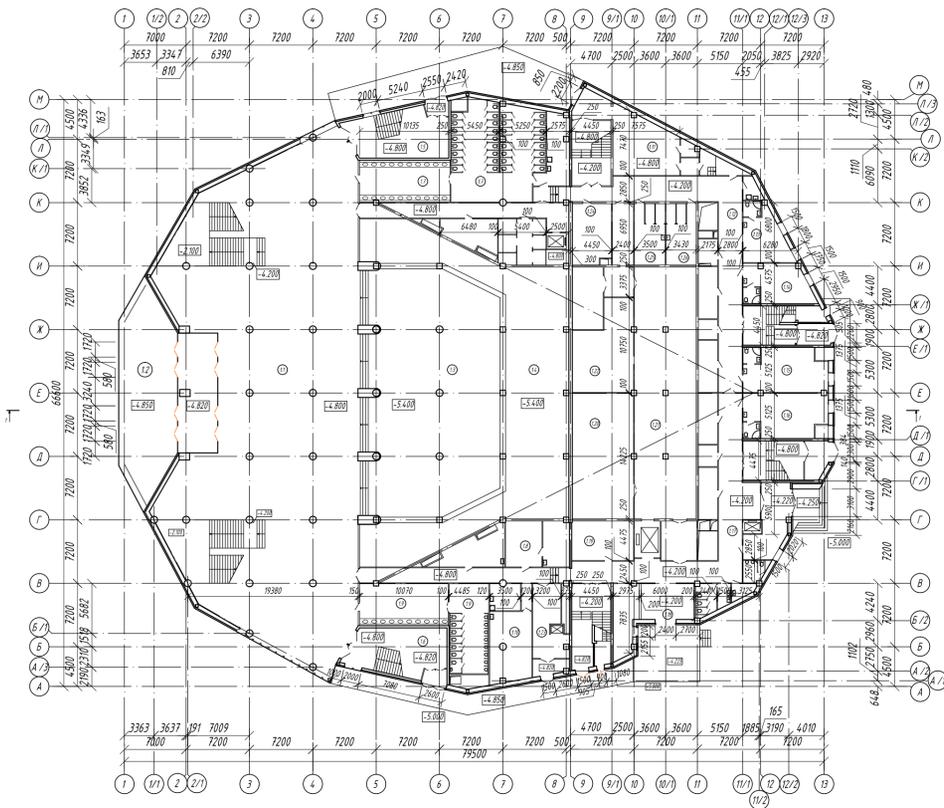
№ п/п	Наименование	Ед. изм.	Кол-во
1	Площадь территории	м ²	37858,26
2	Площадь застройки	м ²	4409,2
3	Площадь озеленения	м ²	7232
4	Площадь покрытия асфальтом	м ²	14707
5	Площадь покрытия бетонной плиткой	м ²	15368,9
6	Коэффициент озеленения	%	19,1
7	Плотность застройки	%	11,6

Экспликация по ГП

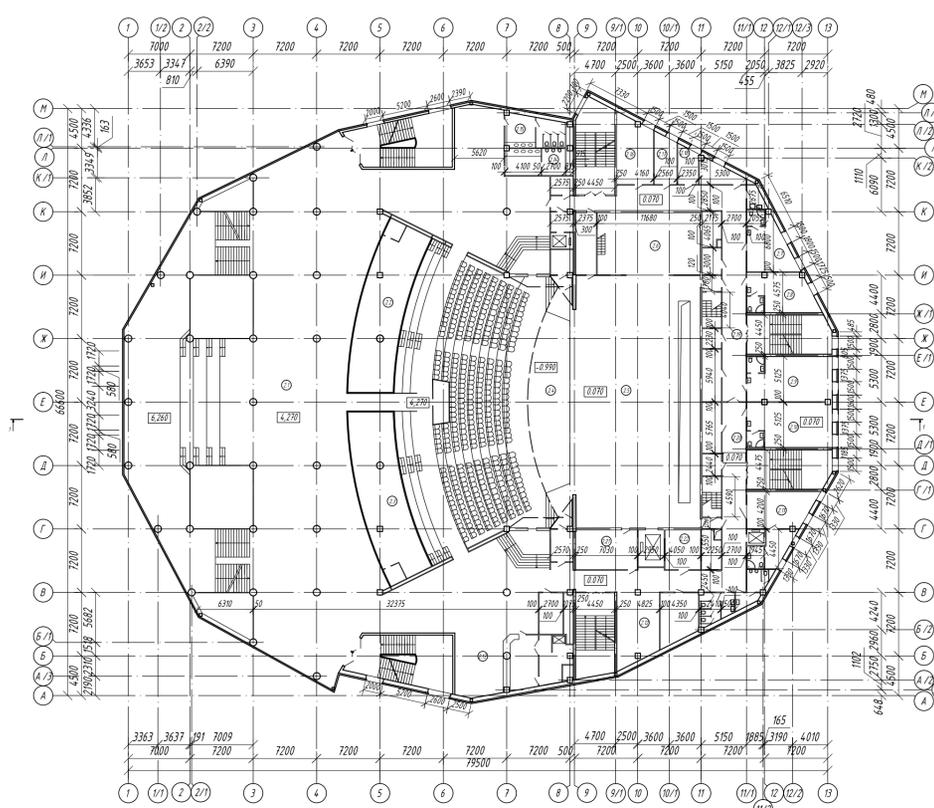
№	Условное обозначение	Наименование	Площадь, м ²	Прим.
1		Проектируемое здание	4409,2	
2		Приобъектная территория	1995,8	
3		Эспланада	5668,4	
4		Озеленение	7232	
5		Стоянка для автомобилей	2966,2	
6		Декоративные кустарники		

Зав.каф.	Ласьков Н.Н.	ВКР-2069059-08.03.01-131101-2017 Киноконцертный зал на 1600 мест в г. Москва	Страницы	Лист	Листов	
Руковод.	Жуков А.Н.		Киноконцертный зал	ВКР	1	9
Архитектура	Гречихин А.В.					
Конструкция	Жуков А.Н.		Фасад 13-1, Фасад М-А Генеральный план. ТЭП ГП	ПГУАС каф. СК	гр. СТР1-44	
Осн. и фунда.	Кузнецов А.А.					
ТМОС	Карпова О.В.					
Экономика	Сафьянов А.Н.					
БЖД и ООС	Раздвинина Г.П.					
НИР	Жуков А.Н.					
Нормконтроль	Жуков А.Н.					
Студент	Тымчук Е.И.					

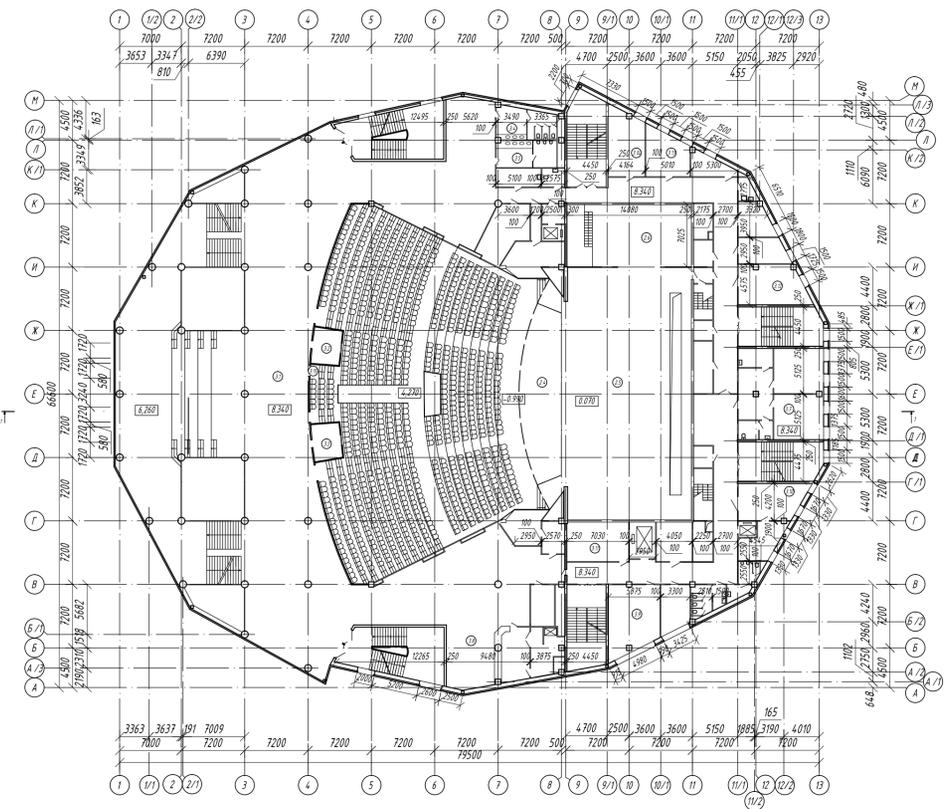
План на отм. -4.300



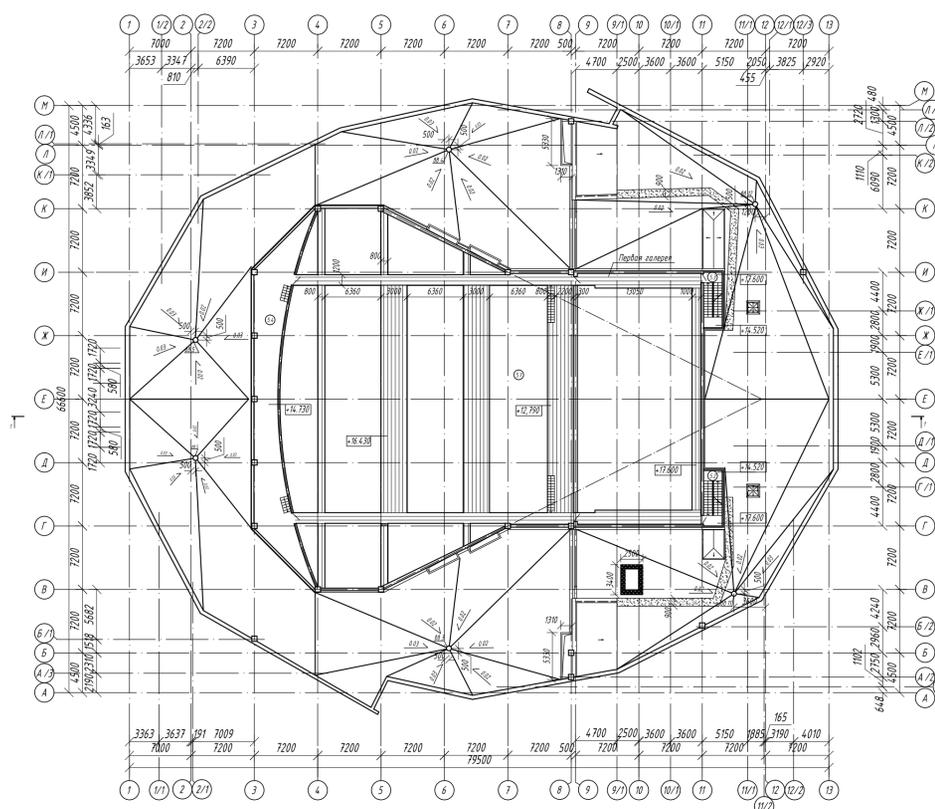
План на отм. 0.000



План на отм. 4.200



План на отм. 17.600



Экспликация помещений

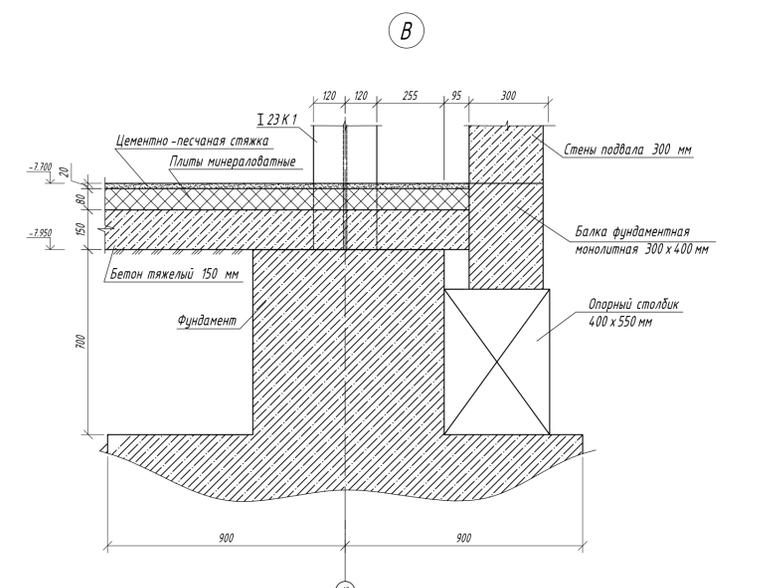
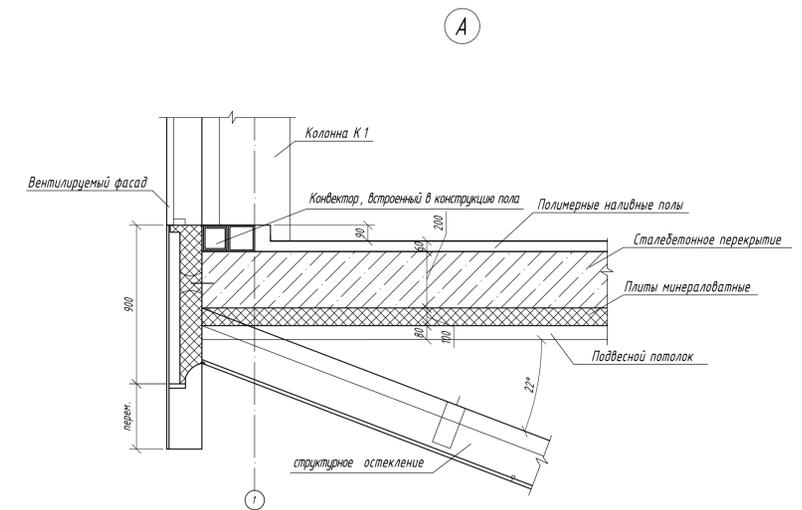
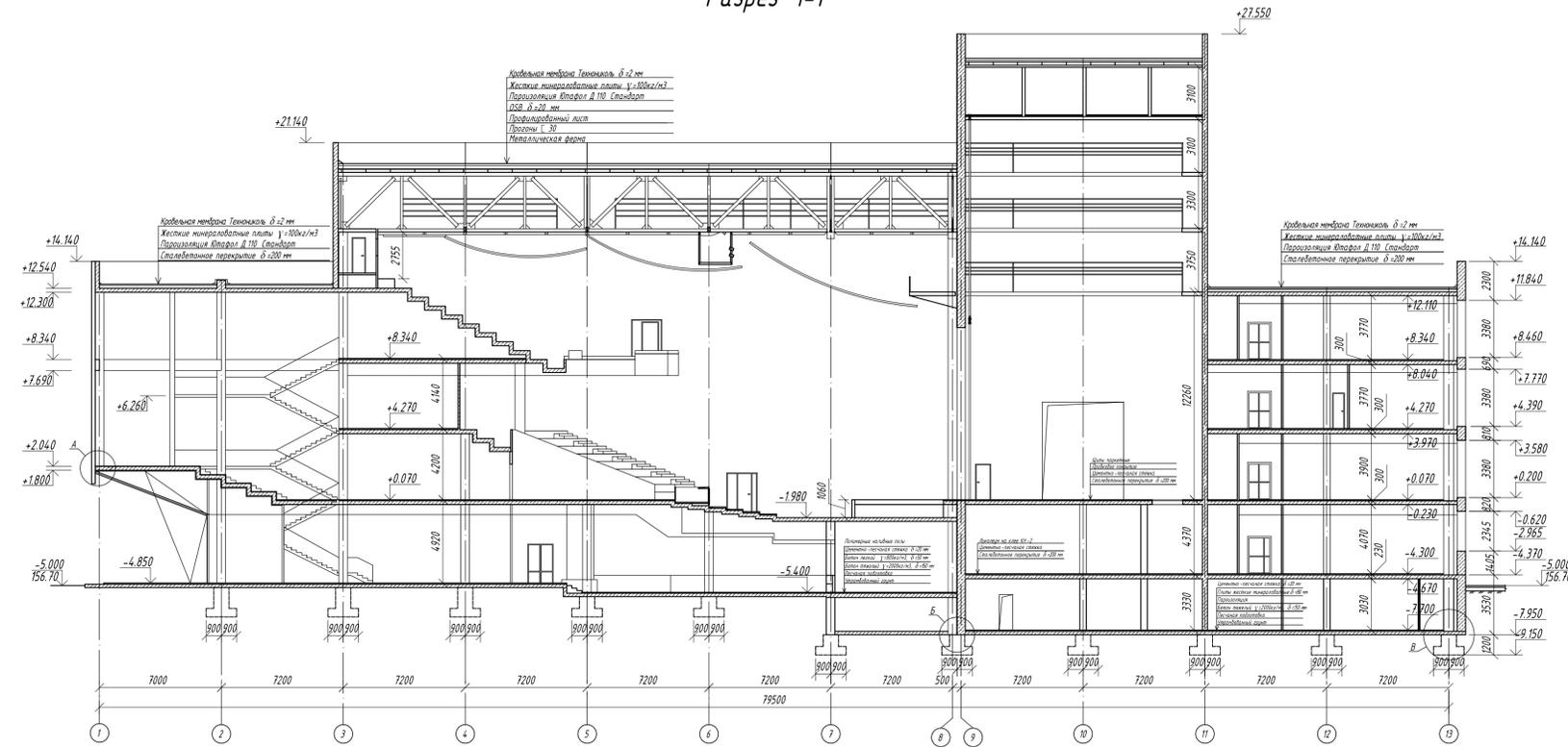
Номер помещения	Наименование	Площадь, м²	Прим.
1 этаж			
1.1	Распределительный вестибюль	1066,88	
1.2	Тамбур	54,59	
1.3	Фойе при гардеробе	428,09	
1.4	Гардероб	360,66	
1.5	Лестничная клетка	53,68	
1.6	Лестничная клетка	53,68	
1.7	Женский санузел	151,78	45,68+106,10
1.8	Помещение дежурного администратора	20,43	
1.9	Мужской санузел	86,82	4,21+44,71
1.10	Медицинский кабинет	38,34	
1.11	Кассовый зал	48,87	
1.12	Коридор	107,13	
1.13	Гримерная	26,95	
1.14	Гримерная	29,00	
1.15	Гримерная	43,36	
1.16	Гримерная	43,36	
1.17	Коридор	118,77	
1.18	Загрузочная декораций	24,48	
1.19	Пожарный пост	25,90	
1.20	Подсобное помещение	63,25	
1.21	Хранение скатных декораций	195,22	
1.22	Подсобное помещение	63,25	
1.23	Загрузочная в буфет	24,45	
1.24	Комната персонала	28,19	
1.25	Гардероб персонала	19,32	
1.26	Гардероб персонала	19,32	
2 этаж			
2.1	Холл 2 этажа	14,79,3	
2.2	Вентиляционная камера	100,2	
2.3	Вентиляционная камера	100,2	
2.4	Авансцена	82,2	
2.5	Сцена	403,2	
2.6	Сценический карман	66,83	
2.7	Гримерная	26,95	
2.8	Гримерная	29,00	
2.9	Гримерная	43,36	
2.10	Гримерная	43,36	
2.11	Гримерная	30,31	
2.12	Артистический холл	37,82	
2.13	Буфет	39,00	
2.14	Санузел мужской	21,00	12,8+8,2
2.15	Санузел женский	23,6	13,1+10,5
2.16	Служебный кабинет	48,87	
2.17	Подсобное помещение	13,9	
2.18	Подсобное помещение	9,7	
2.19	Коридор	107,13	
2.20	Коридор	118,77	
2.21	Артистическая	25,90	
2.22	Склад декораций	14,24	
3 этаж			
3.1	Холл 3 этажа	14,79,3	
3.2	Светооператорная	13,1	
3.3	Видеопроекционная	13,1	
3.4	Санузел мужской	21,00	12,8+8,2
3.5	Санузел женский	23,6	13,1+10,5
3.6	Световая ложа	23,12	
3.7	Директор, администрация	86,72	
3.8	Буфет	39,00	
3.9	Служебный кабинет	49,34	
3.10	Подсобное помещение	30,32	
3.11	Подсобное помещение	31,4	
3.12	Служебный кабинет	33,92	
3.13	Служебный кабинет	24,00	
3.14	Подсобное помещение	30,1	
3.15	Ложа	22,02	
3.16	Зрительный зал	813	
4 этаж			
5.1	Техническое помещение	428,48	
5.2	Колосниковые лестницы	11,12	
5.3	Колосниковые лестницы	11,21	
5.4	Дальний вынос	115,67	
		Всего:	15565

Зав. каф.	Лысков Н.Н.
Руковод.	Жуков А.Н.
Архитектура	Гришкин А.В.
Конструкции	Жуков А.Н.
Ост. и фонд	Кузнецов А.А.
ТДС	Карпова О.В.
Экономика	Сафьянов А.Н.
БЖД и ООС	Раздвинка Г.П.
НИР	Жуков А.Н.
Надзор	Жуков А.Н.
Студент	Тымчук Е.И.

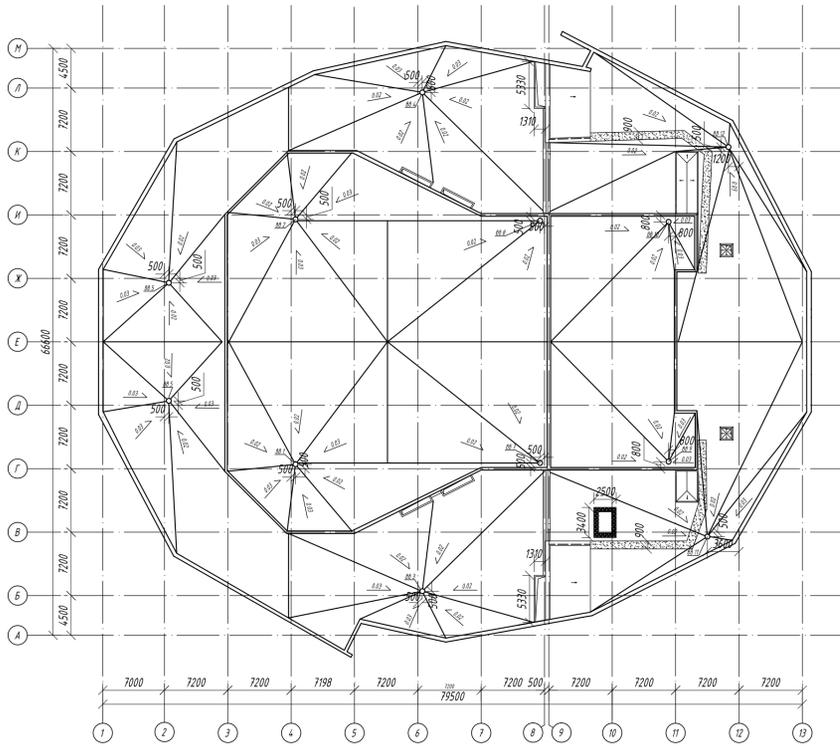
ВКР - 2069059-08.03.01-131101-2017
 Киноконцертный зал на 1600 мест в г. Москва

Киноконцертный зал	Страниц	Лист	Листов
	ВКР	2	9
Планы на отм. -4.300, 0.000, 4.200, 17.600. Экспликация помещений		ПГУАС каф. СК гр. СТ 1-44	

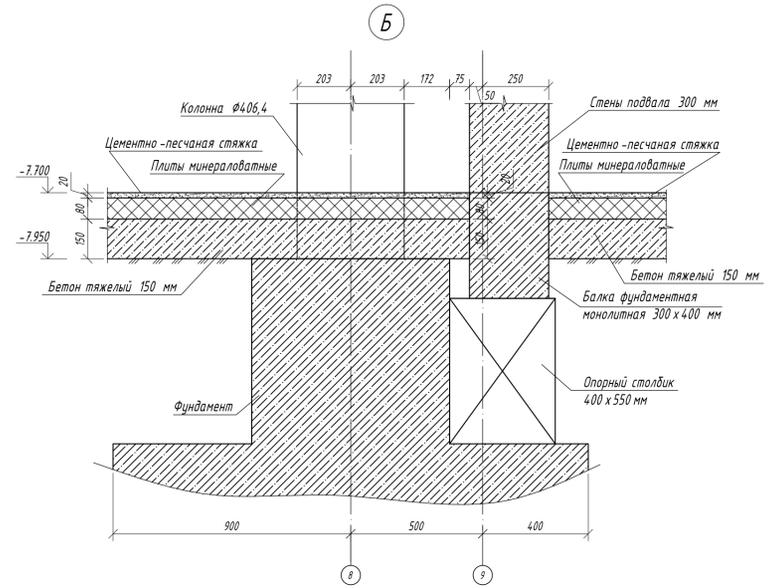
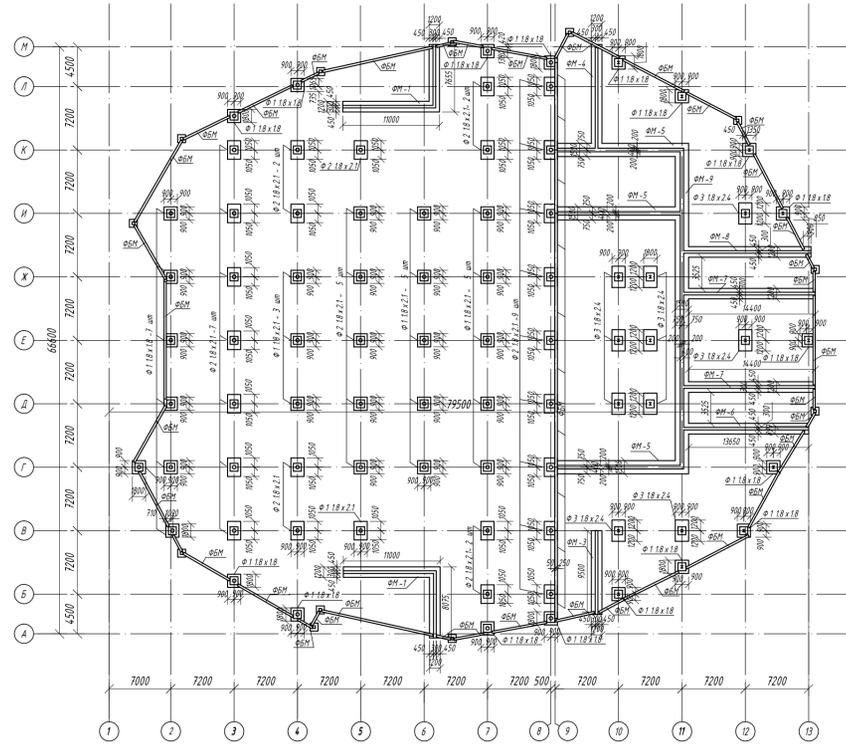
Разрез 1-1



План кровли



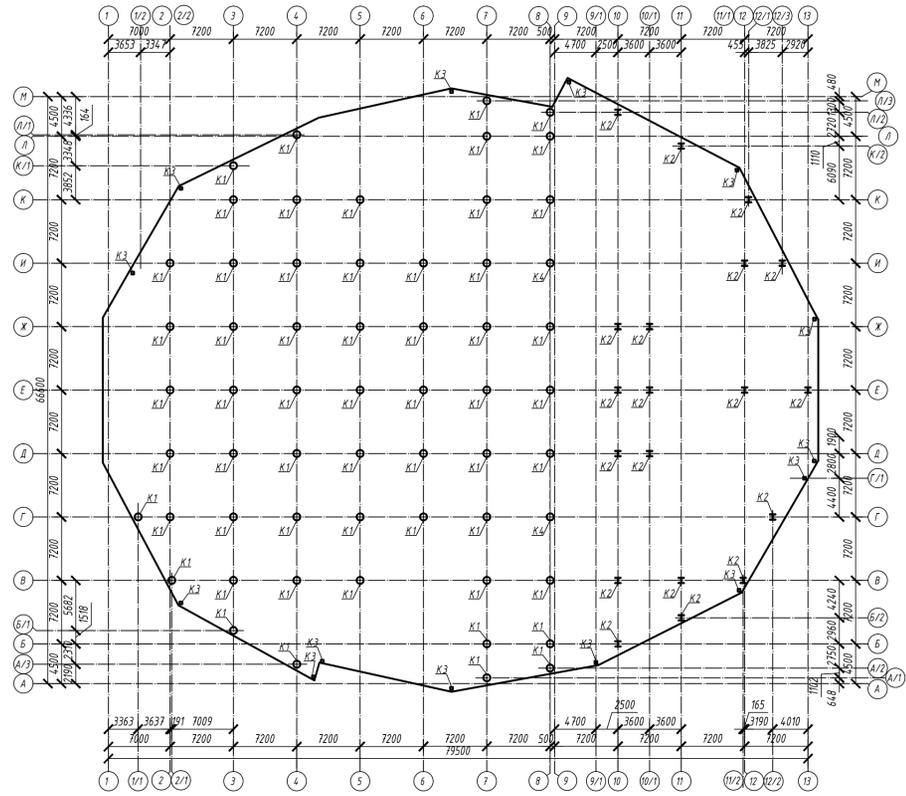
План фундаментов



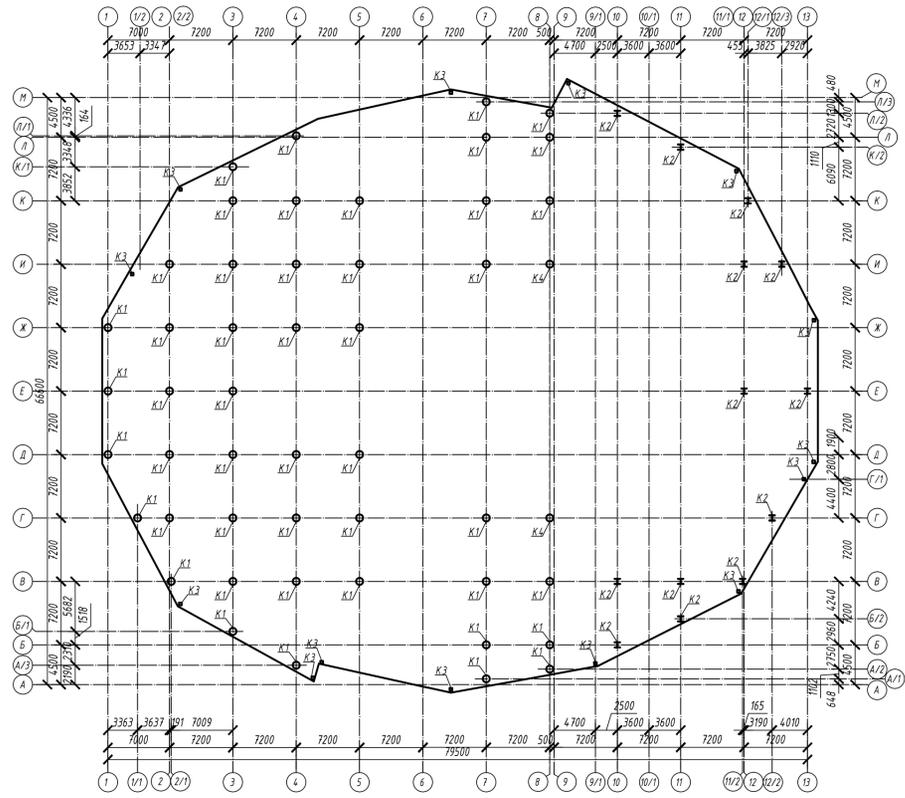
Примечание
 1. За условную отметку 0.000 принята отметка чистого пола сцены зрительного зала.
 2. Фундамент - монолитный железобетонный отдельностойкий ступенчатого типа.
 3. Основания имеют следующее геологическое строение:
 1 - Почвенно-растительные слои;
 2 - Супесь;
 3 - Супесь;
 4 - Песок мелкий.
 4. Нормативная глубина сезонного промерзания - 1.1 м.

Зав. каф.	Ласьков Н.Н.	ВКР - 2069059-08.03.01-131101-2017 Киноконцертный зал на 1600 мест в г. Москва	Стадия ВКР	Лист 3	Листов 9
Руковод.	Жуков А.Н.				
Архитектура	Гречкин А.В.				
Конструкция	Жуков А.Н.				
Осн. и фунд.	Кузнецов А.А.				
Т.О.С.	Карпова О.В.	Киноконцертный зал Планы на отм. -4.300, 0.000, 4.200, 17.600. Экспликация помещений	ПГУАС каф. СК гр. СТ 1-44		
Экономика	Сафьянов А.Н.				
БЖД и ООС	Раздвинь Г.П.				
НИР	Жуков А.Н.				
Нормоконтроль	Жуков А.Н.				
Студент	Тымыч Е.И.				

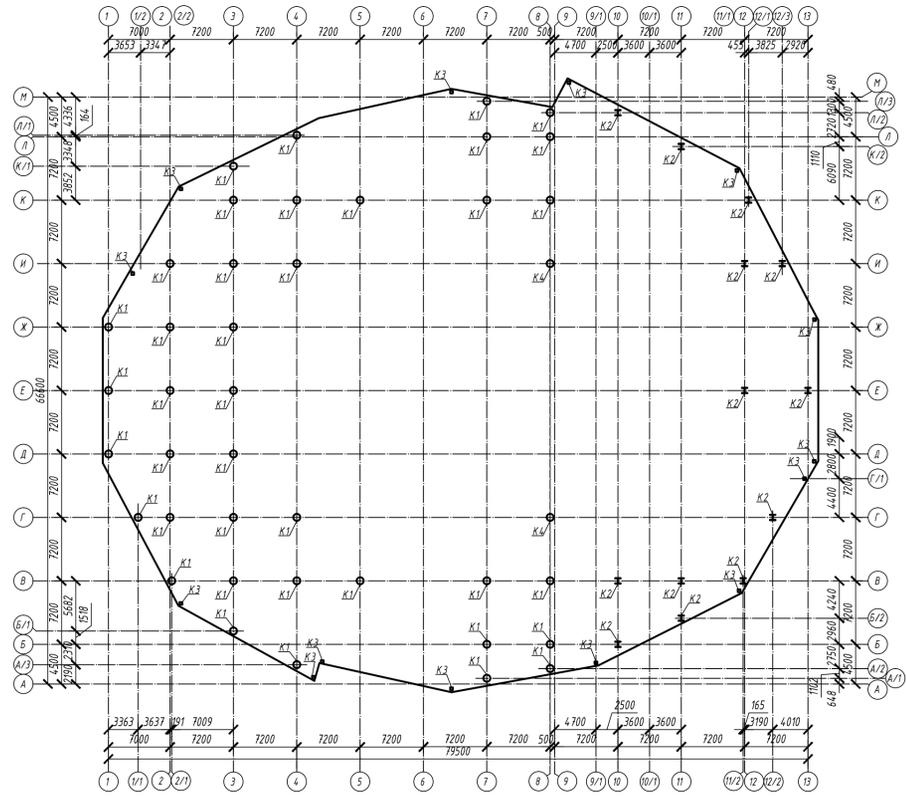
План расстановки колонн на отм. -4.300



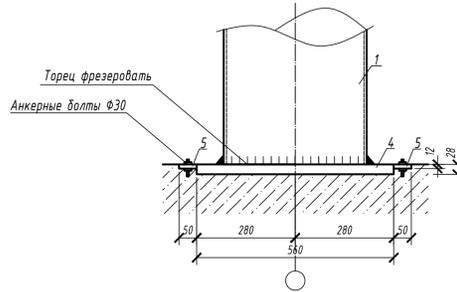
План расстановки колонн на отм. 0.000



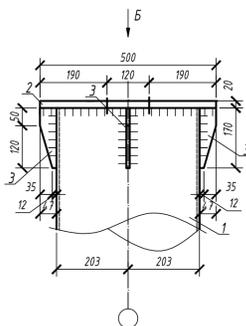
План расстановки колонн на отм. 4.200



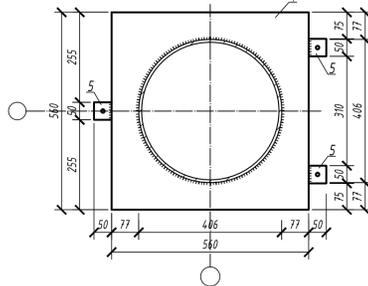
2



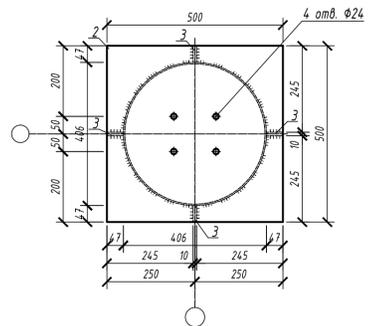
Оголовок колонн



Вид А



Вид Б

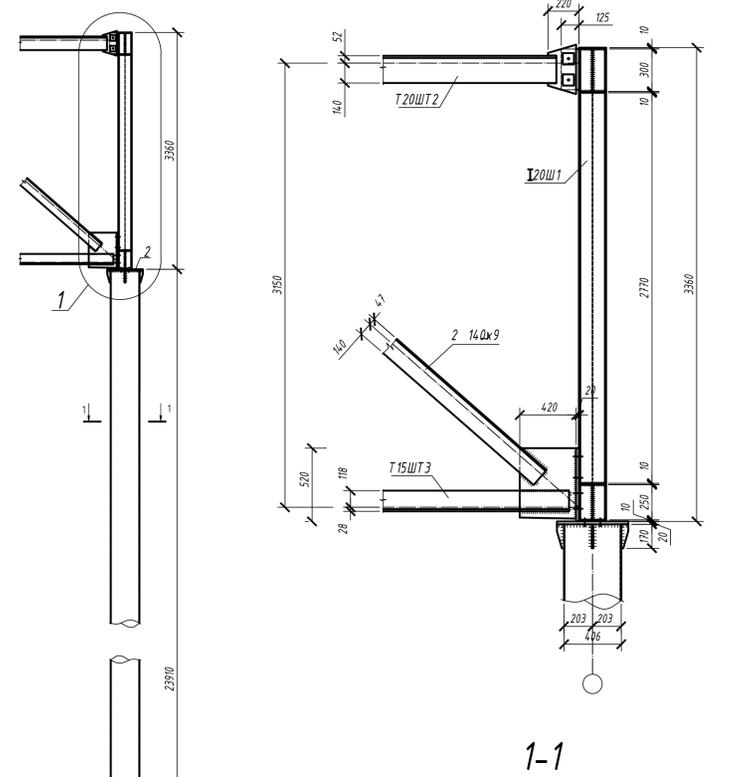


Условные обозначения

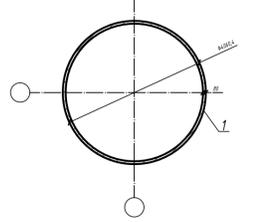
- Заводской сварной шов видный
- Заводской сварной шов невидимый
- ⊕ Отверстие
- ⊕ Болтовое соединение
- ⊕ Болт нормальной прочности

K4

1



1-1



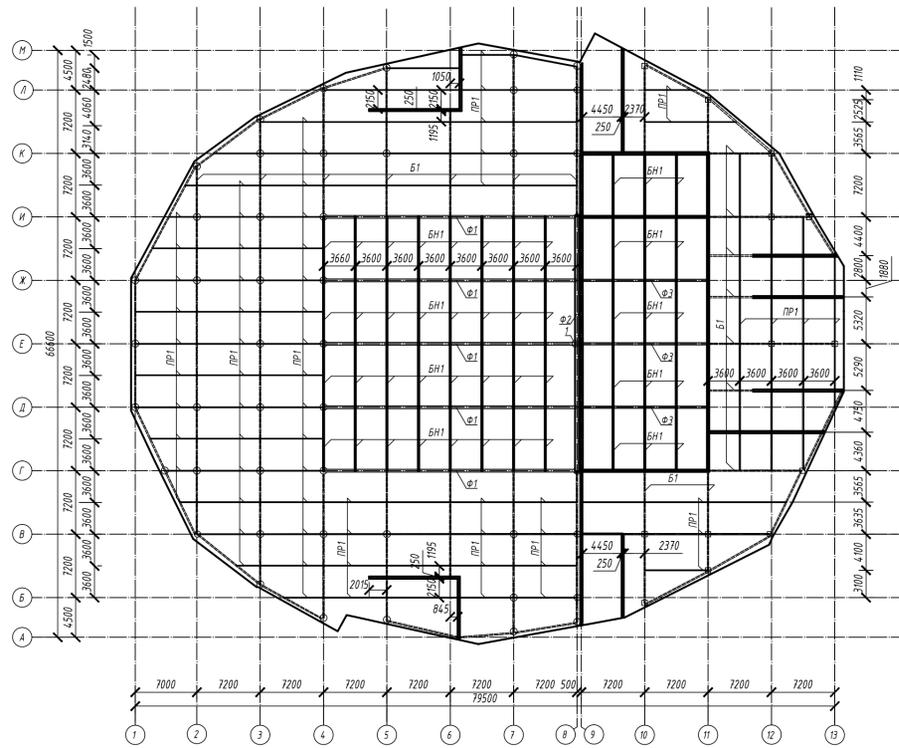
Спецификация стали

Марка элемента	Поз.	Сечение, мм	Длина, мм	Число деталей	Масса, кг		Марка стали	Примечания
					детали	всех		
К-4	1	406.4	22910	1	1879.3	1879.3	С245 ГОСТ 27772-88	10%
	2	20x500	500	1	39	39		
	3	10x4.7	170	1	0.6	0.6		
	4	28x560	560	1	68.5	68.5		
	5	12x50	50	3	0.234	0.7		
Масса наплавленного металла					3	20		

Требуется изготовить

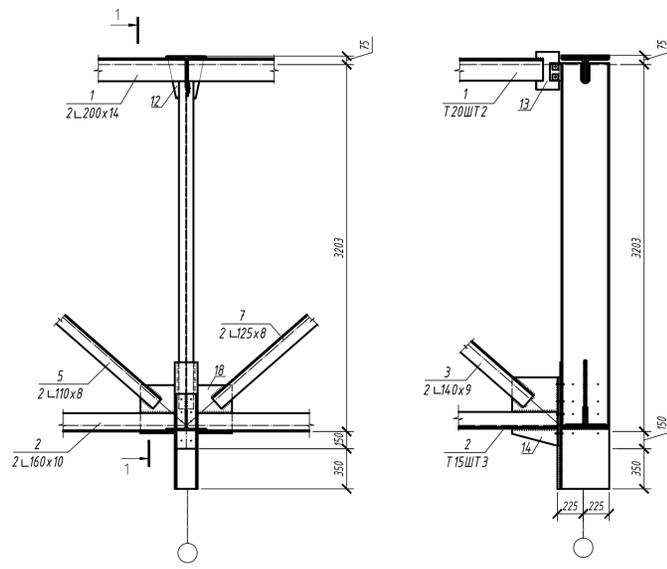
Марка отправочного элемента	Количество	Масса, кг		Примечание
		марки	всех	
К-1	14.2	330.1	46874.2	С245 ГОСТ 26020-83
К-2	7.7	219.3	16886.1	С245 ГОСТ 26020-83
К-3	5.2	295.4	15360.8	С245 ГОСТ 26020-83
К-4	2	2008	4016	С245 ГОСТ 26020-83
Итого:			83137.1	
Зав. каф. Ласьков Н.Н.				
Руковод. Жижов А.Н.				
Архитектура Гречишкин А.В.				
Конструкция Жижов А.Н.				
Осн. и фунда. Кузнецов А.А.				
ТДС Карпов О.В.				
Экономика Сафьянов А.Н.				
БЖД и ООС Разумова Г.П.				
НИР Жижов А.Н.				
Нормоконтроль Жижов А.Н.				
Студент Тимчук Е.И.				
ВКР-2069059-08.03.01-131101-2017				Лист
Киноконцертный зал на 1600 мест в г. Москва				9
Киноконцертный зал				4
Планы расстановки колонн. Колонна К1. Оголовок колонн				ПГУАС каф. СК гр. СТ1-44

План покрытия

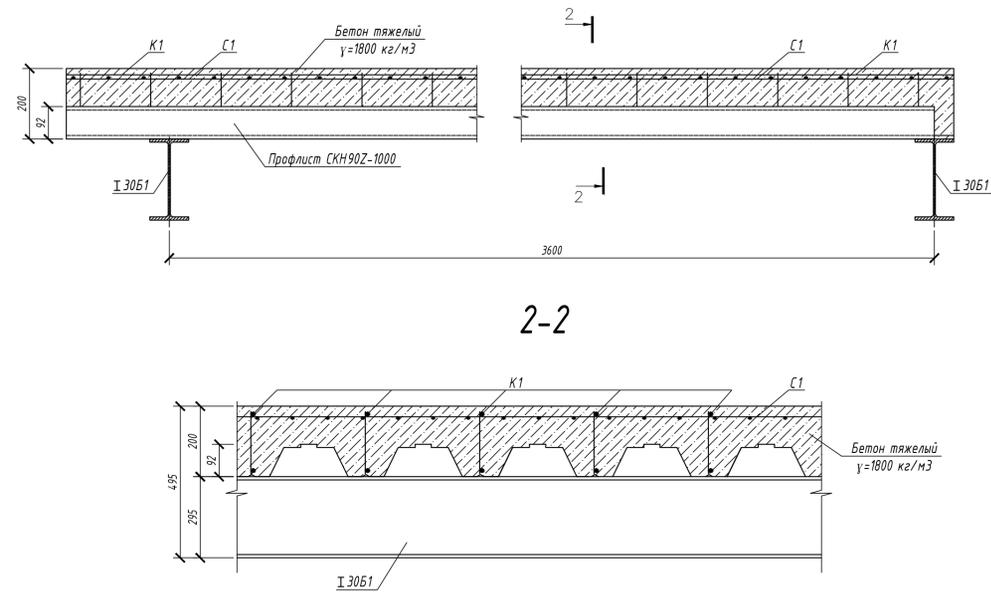


1

1-1



Типовой узел устройства сталебетонного перекрытия



Прим.: Спецификация стали представлена на листе 7

Схема связей по верхним поясам ферм в осях 4-11 и Г-И

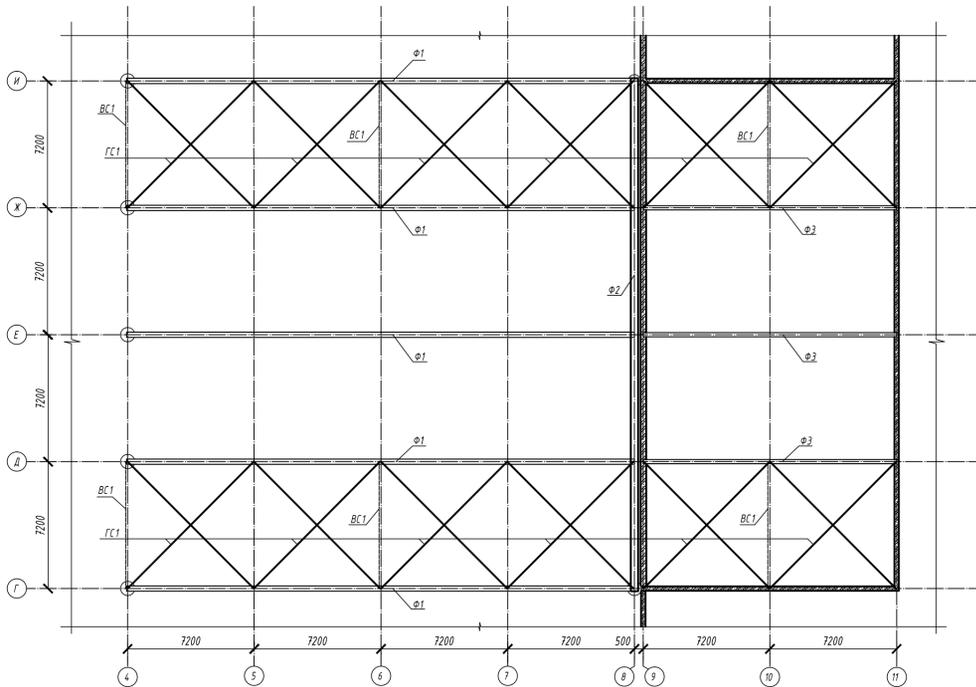
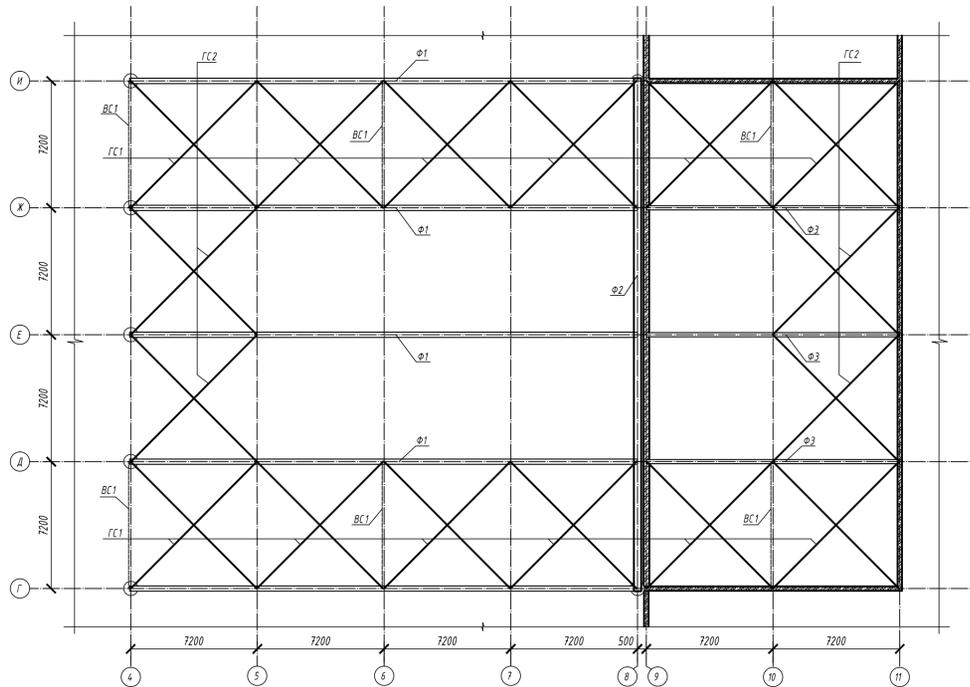
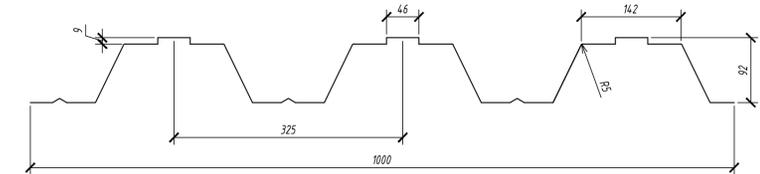


Схема связей по нижним поясам ферм в осях 4-11 и Г-И



Характеристики профлиста типа СКН90Z-1000



Спецификация стали

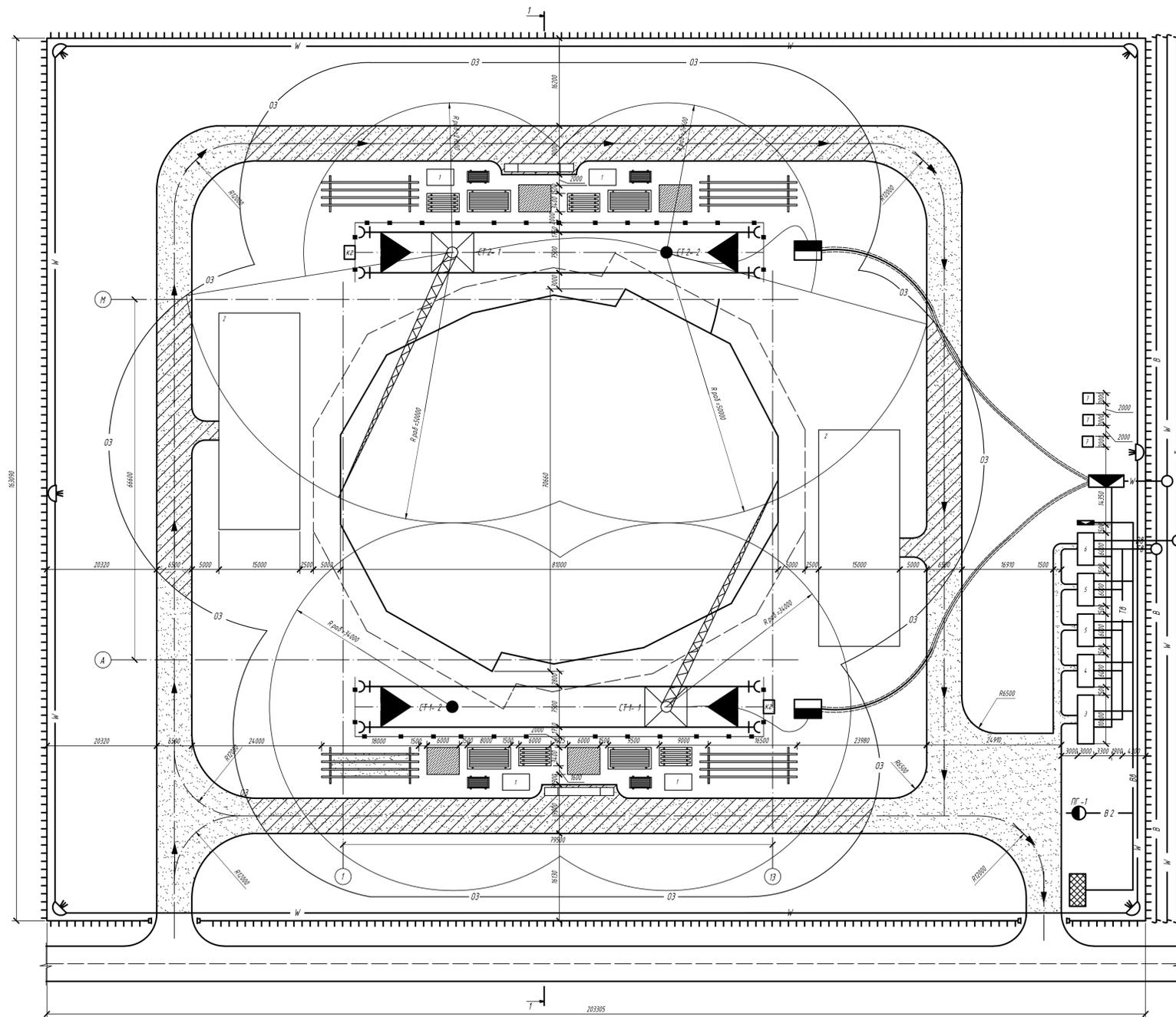
Марка элемента	Поз.	Сечение, мм	Длина, мм	Число деталей	Масса, кг		Марка стали	Примечания
					деталей	всех		
БН-1	1	Е 30	7180	1	228,3	228	С 255	
						2,3	230	ГОСТ 27772-88
Б-1	1	I 30Б1	7180	1	279,3	279	С 255	
						2,8	282	ГОСТ 27772-88
ПР-1	1	I 23Б1	7180	1	185,2	185	С 255	
						1,9	187	ГОСТ 27772-88

Требуется изготовить

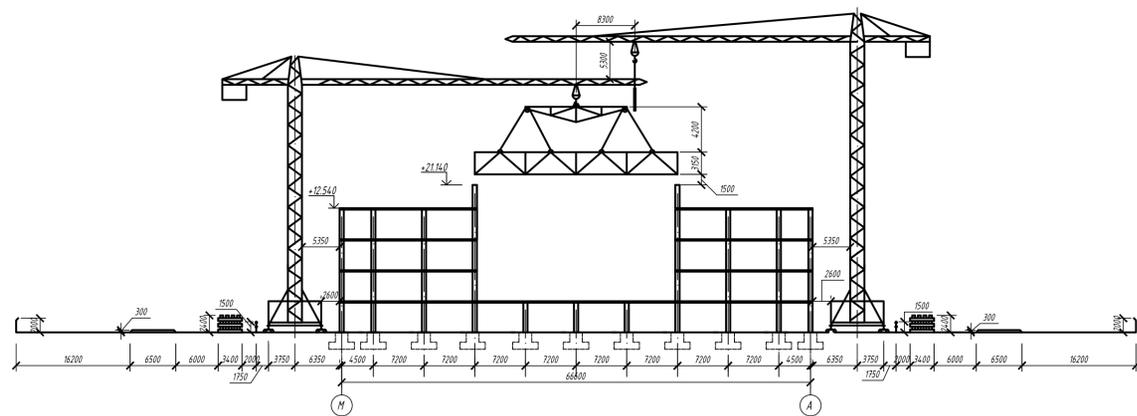
Марка отправочного элемента	Количество	Масса, кг		Примечание
		марки	всех	
Ф-1	5	2446	12230	С 255 ГОСТ 27772-88
Ф-2	1	2976	2976	С 255 ГОСТ 27772-88
Ф-3	3	979	2937	С 255 ГОСТ 27772-88
БН-1	51	230	11730	С 255 ГОСТ 27772-88
Б-1	74	282	20868	С 255 ГОСТ 27772-88
ПР-1	107	187	20009	С 255 ГОСТ 27772-88
Итого:			70750	

Зав. каф. Ласьков Н.Н.		ВКР-2069059-08.03.01-131101-2017 Киноконцертный зал на 1600 мест в г. Москва Киноконцертный зал ПГУАС каф. СК гр. СТ1-44
Руковод. Жиков А.Н.		
Архитектура Гречихин А.В.		
Конструкция Жиков А.Н.		
Осн. и фунда. Кузнецов А.А.		
ТДС Карпова О.В.		
Экономика Сафьянов А.Н.		
БЖД и ООС Развигина Г.П.		
НИР Жиков А.Н.		
Надзор Жиков А.Н.		
Студент Тымчук Е.И.		

Стройгенплан



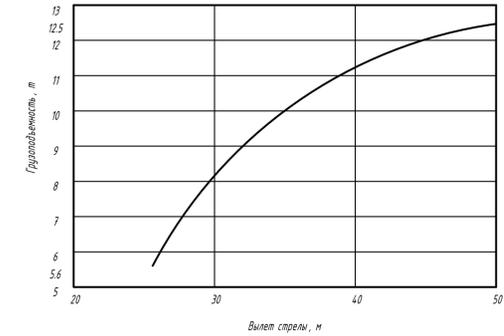
1-1



Условные обозначения

03	ограждение опасной зоны	Т	трансформаторная подстанция
W	действующая электролиния	Щ	распределительный щит
B	действующий водопровод	Л	пожарный гидрант
T	действующая тепловая сеть	П	проектор
BВ	временный водопровод	Д	временная дорога
TВ	временная тепловая сеть	КЗ	контрольный груз
B.2	противопожарный водопровод	М	Место складирования профилированных листов
○	подключение к существующим сетям	С	Место складирования стальных колонн
□	ограждение территории	Ф	Место складирования ферм
К	Башенный кран КБ-674 А-1	СВ	Место складирования стальных балок
●	СТ-1	С	Место приема раствора и бетонной смеси
■	рублильник	С	Место складирования бетонных плит
□	Площадка для мытья колес		

Грузовая характеристика крана КБ-674 А-1



Указания по производству работ

- Производство земляных работ производится в соответствии с СП 104-34-86 "Производство земляных работ".
- Работы по монтажу производить в соответствии со СП 53-101-98 "Изготовление и контроль качества стальных строительных конструкций".
- Установку конструкций осуществлять с помощью крана КБ-674 А-1.
- Монтаж колонн производить после засыпки пазух фундаментом и привки последних по акту.
- До начала работ по монтажу колонн необходимо:
 - очистить стаканы фундамента от строительного мусора
 - проверить правильность отметок дна стаканов фундамента
 - нанести риски продольных и поперечных осей
 - завести на строительную площадку колонны
- Для строповки колонн и ферм принять траверсу.
- Временное закрепление колонны в проектное положение осуществлять при помощи кондуктора.
- После установки рядов колонн производить окончательную выверку их.
- До начала монтажа элементов покрытия и перекрытий в пролете должны быть установлены колонны.
- Установку и выверку ригелей осуществлять с помощью кондукторов. Закрепление 1-ого ригеля в проектное положение производить расчалками, а последующих - временными шпунтами распорками.
- Для установки ригелей производить сразу в проектное положение по разбивочным осям с выверкой по рискам, нанесенным на ригели.
- Для сварочных работ использовать сварочную установку СТН-500.
- Монтаж и сварку стоек ригеля с колоннами производить с навесных подпостей.
- При совместной работе крана соблюдать расстояние между кранами, стрелами, перемещаемыми грузами не менее 5 м.
- Стрелы башенных кранов устанавливать на разных уровнях (за счет разного количества секций башни).
- Ограничить рабочие зоны кранов вылетом кареток.

Технико-экономические показатели СГП

- Площадь строительной площадки, м² - 49997
- Площадь застройки постоянными зданиями и сооружениями, м² - 4409
- Площадь застройки временными зданиями и сооружениями, м² - 109
- Площадь складов, м² - 480
- Коэффициент компактности застройки Кк.з. = 13,3%
- Коэффициент застройки Кз = 2,5%
- Протяженность временных дорог, м - 590
- Протяженность временных сетей водоснабжения, м - 109,6
- Протяженность временных сетей электроснабжения, м - 145

Экспликация временных зданий и сооружений

№	Наименование	Размеры в плане	Площадь, м ²	Кол-во	Тип
1	Склад хранения минватных плит	5 x 3	15	4	контейнер
2	Площадка укрпительной сварки	15 x 40	600	2	открытый
3	Помещение для обогрева и отдыха	5 x 6	18	1	контейнер
4	Прорабская	3 x 6	18	1	контейнер
5	Гардеробная	3 x 6	18	2	контейнер
6	Душевая, умывальная	3 x 6	18	1	контейнер
7	Биотуалет	2 x 2	4	3	

Зав. каф.	Лазьков Н.Н.	ВКР-2069059-08.03.01-131101-2017 Киноконцертный зал на 1600 мест в г. Москва	Страницы: 9 / 9 Лист: 9 / 9
Ручков.	Жуков А.Н.		
Архитектура	Гришук А.В.		
Конструкции	Жуков А.Н.		
Осн. и фунда.	Кузнецов А.А.		
ТМОС	Карпова О.В.	Киноконцертный зал	Страницы: 9 / 9 Лист: 9 / 9
Экономика	Савинов А.Н.		
БЖД и ООС	Раздвинва Г.П.		
НИР	Жуков А.Н.		
Надзор	Жуков А.Н.		
Студент	Тымыч Е.И.	Стройгенплан, экспликация временных зданий и сооружений, грузовая характеристика крана, технико-экономические показатели, указания по производству работ, 1-1	ПГУАС каф. СК гр. СТ 1-44