

Реферат

Выпускная квалификационная работа в форме дипломного проекта на тему «Цех по производству клееных деревянных конструкций в г. Нижнеудинске» содержит 141 страницу текстового документа, 2 приложения, 46 используемых источников, 7 листов графического материала.

КЛЕЕННЫЕ ДЕРЕВЯННЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ПРОИЗВОДСТВЕННЫЙ ЦЕХ, ДЕРЕВЯННЫЙ КАРКАС, КЛЕЕДОЩАТАЯ КОЛОННА, КЛЕЕНАЯ БАЛКА.

Объект дипломной работы – «Цех по производству клееных деревянных конструкций в г. Нижнеудинске».

Цели проекта:

- разработка объемно-планировочных, конструктивных решений производственного здания;
- выбор фундамента и расчет;
- расчет основных несущих конструкций (балка, колонна, плита покрытия);
- разработка технологической карты на возведение каркаса здания;
- разработка объектного стройгенплана на период возведения надземной части здания;
- разработка локального сметного расчета на устройство деревянного каркаса;
- расчет технико-экономических показателей объекта.

В итоге был разработан проект цеха, содержащий 6 разделов, охватывающих основные вопросы реального проектирования в строительстве, а также выполнены все указанные задачи.

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

Инженерно-строительный институт

Строительные конструкции и управляемые системы
кафедра

УТВЕРЖДАЮ
Заведующий кафедрой

_____ _____
подпись инициалы, фамилия
« ____ » _____ 20 ____ г.

БАКАЛАВРСКАЯ РАБОТА

в видепроекта
проекта, работы

08.03.01 «Строительство»
код, наименование направления

Цех по производству клееных деревянных конструкций в г. Нижнеудинске
тема

Руководитель _____
подпись, дата

доцент, к.т.н. Н. И. Лях
должность, ученая степень

инициалы, фамилия

Выпускник _____
подпись, дата

Т.В. Негода
инициалы, фамилия

Красноярск 2019

Продолжение титульного листа БР по теме «Цех для производства клееных деревянных конструкций в г. Нижнеудинске»

Консультанты по
разделам:

архитектурно-строительный Н.Н. Рожкова
наименование раздела подпись, дата инициалы, фамилия

расчетно-конструктивный Н.И. Лях
наименование раздела подпись, дата инициалы, фамилия

фундаменты О.А. Иванова
наименование раздела подпись, дата инициалы, фамилия

технология строит. производства Е.В. Данилович
наименование раздела подпись, дата инициалы, фамилия

организация строит. производства Е.В. Данилович
наименование раздела подпись, дата инициалы, фамилия

экономика Т.П. Категорская
наименование раздела подпись, дата инициалы, фамилия

Нормоконтролер Н.И. Лях
подпись, дата инициалы, фамилия

Содержание

Введение.....	13
1 Архитектурно-строительный раздел.....	14
1.1 Общие данные.....	14
1.1.1 Исходные данные и условия для подготовки проектной документации на объект капитального строительства.....	14
1.1.2 Сведения о функциональном назначении объекта капитального строительства, состав и характеристика производства номенклатура выпускаемой продукции (работ, услуг).....	14
1.1.3 Техничко-экономические показатели проектируемого объекта капитального строительства.....	14
1.2 Схема планировочной организации земельного участка.....	14
1.2.1 Характеристика земельного участка, предоставленного для размещения объекта капитального строительства.....	14
1.3 Архитектурные решения.....	15
1.3.1 Описание и обоснование внешнего и внутреннего вида объекта капитального строительства, его пространственной, планировочной и функциональной организац.....	15
1.3.2 Обоснование принятых объемно-пространственных и архитектурно-художественных решений, в том числе в части соблюдения предельных параметров разрешенного строительства объекта капитального строительства.....	15
1.3.3 Описание и обоснование использованных композиционных приемов при оформлении фасадов и интерьеров объекта капитального строительства.....	16
1.3.4 Описание решений по отделке помещений основного, вспомогательного, обслуживающего и технического назначения.....	16
1.3.5 Описание архитектурных решений, обеспечивающих естественное освещение помещений с постоянным пребыванием людей.....	18
1.3.6 Описание архитектурно-строительных мероприятий, обеспечивающих защиту помещений от шума, вибрации и другого воздействия.....	19
1.4 Описание и обоснование принятых конструктивных и объемно-планировочных решений здания.....	19
1.4.1 Сведения об особых природных климатических условиях территории, на которой располагается земельный участок, предоставленный для размещения объекта капитального строительства.....	19
1.4.2 Описание и обоснование технических решений, обеспечивающих необходимую прочность, устойчивость, пространственную неизменяемость здания.....	20

						БР-08.03.01.00.01-2019 ПЗ					
Изм.	Кол.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Цех по производству клееных деревянных конструкций в г. Нижеудинске			Стадия	Лист	Листов
Разработал	Негода Т.В.								У	7	141
Руководитель	Лях Н.И.					СКиУС					
Н.контр.	Лях Н.И.										
Зав. каф.	Деордиев С.В.										

1.4.3	Описание конструктивных и технических решений подземной части объекта капитального строительства.....	20
1.4.4	Описание и обоснование принятых объемно-планировочных решений зданий и сооружений объекта капитального строительства..	21
1.4.5	Описание проектных решений и мероприятий, обеспечивающих	
	а) Соблюдение требуемых теплозащитных характеристик ограждающих конструкций.....	21
	б) Снижение шума и вибраций.....	21
	в) Гидроизоляцию и пароизоляцию помещений.....	21
	г) Снижение загазованности помещений.....	21
	д) Удаление избытков тепла.....	21
	е) Соблюдение безопасного уровня электромагнитных и иных излучений, соблюдение санитарно-гигиенических условий.....	22
	ж) Пожарную безопасность.....	22
1.5	Перечень мероприятий по защите окружающей среды.....	23
1.5.1	Перечень мероприятий по предотвращению и (или) снижению возможного негативного воздействия намечаемой хозяйственной деятельности на окружающую среду и рациональному использованию природных ресурсов на период строительства и эксплуатации объекта капитального строительства.....	23
1.6	Мероприятия по обеспечению пожарной безопасности.....	24
1.6.1	Описание системы пожарной безопасности объекта капитального строительства.....	24
1.6.2	Описание и обоснование принятых конструктивных и объемно-планировочных решений, степени огнестойкости и класса конструктивной пожарной опасности строительных конструкций....	24
1.6.3	Описание и обоснование проектных решений по обеспечению безопасности людей при возникновении пожара.....	24
1.6.4	Перечень мероприятий по обеспечению безопасности подразделений пожарной охраны при ликвидации пожара.....	25
1.6.5	Сведения о категории зданий, сооружений, помещений, оборудования и наружных установок по признаку взрывопожарной и пожарной опасности.....	25
1.6.6	Описание и обоснование противопожарной защиты (автоматических установок пожаротушения, пожарной сигнализации, оповещения и управления эвакуацией людей при пожаре, внутреннего противопожарного водопровода, противодымной защиты).....	25
1.7	Мероприятия по обеспечению доступа инвалидов.....	26
1.7.1	Обоснование принятых объемно-планировочных, конструктивных и иных технических решений, обеспечивающих безопасное перемещение инвалидов, а также их эвакуацию в случае пожара или стихийного бедствия.....	26
2	Расчетно-конструктивный раздел.....	27
2.1	Расчет клеედощатой плиты покрытия.....	27

						Лист
Изм.	Лист	№ документа	Подпись	Дата		8

2.1.1	Исходные данные для проектирования.....	27
2.1.2	Конструктивная схема плиты.....	27
2.1.3	Сбор нагрузок и статический расчет.....	29
2.1.2	Подсчет нагрузок на плиту.....	33
2.1.3	Определение внутренних усилий.....	35
2.1.4	Конструктивный расчет.....	36
2.2	Расчет стропильной балки.....	38
2.2.1	Исходные данные.....	38
2.2.2	Сбор нагрузок на балку.....	39
2.2.3	Статический расчет балки.....	39
2.3	Расчет клееной колонны.....	48
2.3.1	Исходные данные.....	48
2.3.2	Статический расчет колонны.....	48
2.3.3	Сбор нагрузок на колонну.....	49
2.3.4	Расчет и конструирование крепления колонны к фундаменту.....	64
2.3.5	Расчет узла опирания клеештребной балки на колонну.....	70
3	Проектирование фундаментов.....	72
3.1	Исходные данные.....	72
3.2	Оценка инженерно-геологических условий.....	72
3.3	Анализ грунтовых условий.....	75
3.4	Нагрузка. Исходные данные.....	75
3.5	Проектирование свайного фундамента на забивных сваях.....	75
3.6	Определение несущей способности свай.....	76
3.8	Приведение нагрузок к подошве ростверка.....	78
3.9	Определение нагрузок на сваи и проверка несущей способности свай.....	79
3.10	Конструирование ростверка.....	81
3.11	Расчет ростверка на продавливание колонной.....	81
3.12	Проверка ростверка на продавливание угловой сваей.....	83
3.13	Расчет и проектирование армирования.....	83
3.14	Подбор сваябойного оборудования и расчет отказа.....	85
3.15	Подсчет объемов и стоимости работ.....	86
3.16	Проектирование столбчатого фундамента неглубокого заложения. Выбор глубины заложения фундамента.....	87
3.17	Определение предварительных размеров фундамента и расчетного сопротивления фундамента.....	87
3.18	Приведение нагрузок к подошве фундамента.....	89
3.19	Определение давлений на грунт и уточнение размеров фундамента.....	90
3.20	Расчет осадки.....	92
3.21	Конструирование столбчатого фундамента.....	95
3.22	Расчет столбчатого фундамента.....	95
3.23	Расчет армирования плитной части фундамента.....	97
3.24	Подсчет объемов работ и стоимости.....	98
3.25	Сравнение фундамента неглубокого заложения и фундамента на забивных сваях.....	99

4	Технология строительного производства.....	100
4.1	Технологическая карта на возведение каркаса.....	100
4.1.1	Область применения.....	100
4.1.2	Общие положения.....	100
4.1.3	Организация и технология выполнения работ.....	100
4.1.4	Требования к качеству работ.....	101
4.1.5	Потребность в материально-технических ресурсах.....	102
4.1.6	Подбор подъемно-транспортного оборудования.....	103
4.1.7	Составление калькуляции трудовых затрат и заработной платы.....	104
4.1.8	Техника безопасности и охрана труда.....	104
4.1.9	Технико-экономические показатели.....	106
5	Организация строительного производства.....	107
5.1	Объектный строительный генеральный план на период возведения надземной части.....	107
5.1.1	Область применения строительного генерального плана.....	107
5.1.2	Продолжительность строительства.....	107
5.1.3	Подбор грузоподъемных механизмов.....	108
5.1.4	Привязка грузоподъемных механизмов к строящемуся зданию.....	108
5.1.5	Определение зон действия грузоподъемных механизмов.....	108
5.1.6	Потребность строительства в кадрах. Расчет потребности и подбор временных административных, жилых, хозяйственных и культурно-бытовых зданий.....	109
5.1.7	Определение требуемых площадей складов и хозяйства на строительной площадке.....	112
5.1.8	Расчет автомобильного транспорта.....	114
5.1.9	Потребность строительства в электрической энергии.....	115
5.1.10	Потребность строительства во временном водоснабжении.....	117
5.1.11	Проектирование временных дорог и проездов.....	120
5.1.12	Мероприятия по охране труда и технике безопасности.....	120
5.1.13	Мероприятия по охране окружающей среды и рациональному использованию природных ресурсов.....	121
5.1.14	Расчет технико-экономических показателей стройгенплана.....	122
6	Экономика строительства.....	123
6.1	Определение сметной стоимости отделанных видов строительномонтажных работ.....	123
6.2	Технико-экономические показатели проекта.....	125
	Заключение.....	130
	Список используемых источников.....	131
	ПРИЛОЖЕНИЕ А Теплотехнический расчет.....	135
	ПРИЛОЖЕНИЕ Б Локальный сметный расчет.....	139

						Лист
Изм.	Лист	№ документа	Подпись	Дата		10

Введение

Город Нижнеудинск расположен в Иркутской области, где сосредоточено около 15 % лесов России, поэтому сложно переоценить роль лесного хозяйства в регионе. Территория Нижнеудинского района относится к Среднесибирскому подтаежно-лесостепному району. Лесные пространства расположены на площади 4620,3 тыс.га, при этом леса занимают 3812,6 тыс. га, что определяет лесистость района в 76,3 %.

Основные виды использования лесов в области: заготовка и переработка древесины. Так, широкое распространение получили предприятия, занимающиеся производством пиломатериалов, фанеры, половых досок.

Несмотря на многообразие лесопромышленных комплексов в Иркутской области, цехов, занимающихся производством клееных деревянных конструкции не достаточно. Подобное предприятия существует в г. Шелехов, где изготавливают клееный брус и конструкции из него для малоэтажного домостроения.

Что же касается производства клееных деревянных конструкций для промышленного строительства таких, как балки, колонны, фермы, арки и др., эта проблема актуальна не только для Иркутской области, но и для России в целом.

Цех в городе Нижнеудинск будет специализироваться на выпуске клееных деревянных конструкций для жилого и промышленного строительства. Такие конструкции в отличие от бетонных и металлических конструкций просты в изготовлении индивидуальных изделий.

Для определения перспектив развития лесопромышленного комплекса основное значение имеет объем расчетной лесосеки. Наиболее существенные эксплуатационные запасы древесины сосредоточены в зоне Байкало-Амурской железнодорожной магистрали Восточно-Сибирской железной дороги, в Усть-Кутском (12,9 %), Киренском (11,2 %), Казачинско-Ленском (7,1 %), Чунском (7,1 %) и Нижнеудинском (7,1 %) лесничествах.

1 Архитектурно-строительный раздел

1.1 Общие данные

1.1.1 Исходные данные и условия для подготовки проектной документации на объект капитального строительства.

Исходными данными для проекта цеха для производства клееных деревянных конструкций в г. Нижнеудинске являются:

- 1) задание на дипломное проектирование;
- 2) геологический разрез грунтового основания;
- 3) место расположения производственного здания.

1.1.2 Сведения о функциональном назначении объекта капитального строительства, состав и характеристика производства номенклатура выпускаемой продукции (работ, услуг).

Цех по производству клееных деревянных конструкций в плане прямоугольный размерами 96 х 36 м с пристроенным прямоугольным административно-бытовым комплексом (АБК) размерами в плане 18 х 30 м. За относительную отметку 0,000 принята отметка чистого пола первого этажа проектируемого цеха.

1.1.3 Техничко-экономические показатели проектируемого объекта капитального строительства.

Техничко-экономические показатели приведены в таблице 1.3.

Таблица 1.1 – Техничко-экономические показатели объекта строительства

Показатели	Величина
Площадь застройки м ²	4076,7
Строительный объем здания: м ³	25421,7
Подземная часть м ³	-
Надземная часть м ³	25421,7
Количество надземных этажей шт.	1
Подвал шт.	-
Площадь расчетная м ²	3854,5
Площадь полезная м ²	4014
Общая площадь м ²	4014

1.2 Схема планировочной организации земельного участка

1.2.1 Характеристика земельного участка, предоставленного для размещения объекта капитального строительства.

Строительство цеха по производству клееных деревянных конструкций планируется в городе Нижнеудинск, Иркутская область, улица Шнеерсона. На ситуационном плане (рисунок 1. 1) видно, что цех не будет создавать помех эксплуатации других зданий и сооружений. С другой стороны, рядом пролегает

федеральная автомобильная дорога Р255, которая проходит по территории Новосибирской, Томской, Кемеровской, Иркутской областей и Красноярского края, что делает доступ к цеху автотранспортных средств свободным и удобным.

Площадка, отведенная под строительство ровная.



Рисунок 1.1 – Ситуационный план места строительства производственного цеха

1.3 Архитектурные решения

1.3.1 Описание и обоснование внешнего и внутреннего вида объекта капитального строительства, его пространственной, планировочной и функциональной организации.

Проект цеха по производству клееных деревянных конструкций, Иркутская область, город Нижнеудинск, разработан на основании действующих норм, правил и стандартов.

В основу проекта положена типичная схема для деревообрабатывающих производств, композиционное решение разработано с учетом технологии деревообработки.

Здание одноэтажное деревянное отопляемое. Имеет два пролета, ширина пролетов 18 м. Цех в плане прямоугольный размерами 96 х 36 м. Высота до низа несущей конструкции – 6,7 м. Имеется пристроенный АБК размерами 18 х 30 м, высота до низа несущей конструкции – 3,5 м. В АБК входят помещения для удовлетворения потребностей работающего персонала (душевые, санузлы, комната отдыха, буфет).

1.3.2 Обоснование принятых объемно-пространственных и архитектурно-художественных решений, в том числе в части соблюдения предельных параметров разрешенного строительства объекта капитального строительства.

Здание цеха размещается в жилой зоне населенного пункта. Объёмно-пространственная композиция здания обусловлена расположением участка строительства, нормативными требованиями к отведенному участку цеха, блочной композиционной структурой здания, функциональному назначению и нормативным требованиям проектирования производственных зданий.

Принятая конструкция здания проверена расчетом на прочность, жесткость и устойчивость.

Архитектурно-художественное решение принято с учётом планировочной структуры здания, функционального назначения структуры здания.

Принятые объёмно-планировочные решения обеспечивают выполнение противопожарных требований, предъявляемых к путям эвакуации, количеству эвакуационных выходов и нормативному расстоянию до эвакуационных выходов.

Конструктивная система здания – каркасная, состоит из деревянных колонн и клееных двускатных балок пролетом 18 м. Сетка колонн с шагом 18 x 6 м.

Колонны крайнего ряда смещены в поперечном направлении с разбивочных осей на 500 мм внутрь температурного отсека здания (привязка «500»), колонны средних рядов имеют центральную привязку.

Конструктивная схема здания – каркасная с поперечным расположением несущих конструкций покрытия. Стены и кровля выполнены из клефанерных плит с утеплителем ТЕХНО 40 «Технониколь», $\rho = 40 \text{ кг/м}^3$, $\lambda = 0,054 \text{ Вт/м}^\circ\text{С}$.

Пространственная жесткость обеспечивается за счет вертикальных и горизонтальных связей.

1.3.3 Описание и обоснование использованных композиционных приемов при оформлении фасадов и интерьеров объекта капитального строительства.

В оформлении фасадов здания применяется металлический сайдинг.

Фасады оформлены с учетом сочетания цветового решения стен, цвета элементов заполнения проемов окон и наружных дверей.

Оконные блоки выполняются из дерева по ГОСТ 12506-81. Двери по ГОСТ 31173-2016.

Крыльца обшиты плиткой типа «Брекчия». Пол производственного цеха покрыт плиткой «Брекчия».

Все металлические изделия наружных ограждений крылец, стоек козырьков и водосточные трубы окрашиваются полимерной краской в светло-серый цвет.

1.3.4 Описание решений по отделке помещений основного, вспомогательного, обслуживающего и технического назначения.

Отделка помещений цеха и АБК предусмотрена с учетом существующих норм и правил, соответствует требованиям СНиП 21-01-97* «Пожарная безопасность зданий и сооружений», СП 1.13130.2009 «Системы противопожарной защиты. Эвакуационные пути и выходы»,

Федерального закона от 22.07.2008 №123-ФЗ «Технический регламент о требованиях пожарной безопасности».

В таблице 1.2 представлена ведомость отделки помещений.

Таблица 1.2 – Ведомость отделки помещений

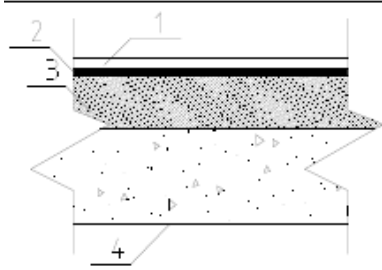
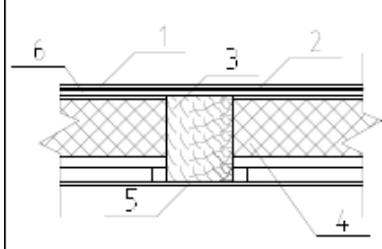
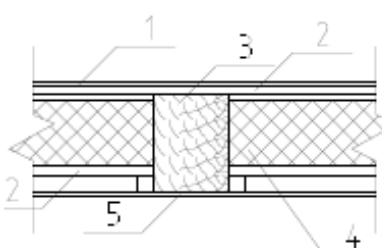
Помещение	Вид отделки						Примечание
	Потолок	Площадь, м ²	Стены, перегородки	Площадь, м ²	Низ стен, перегородок	Площадь, м ²	
1-12, 19	«Албес»	1372	штукатурка, шпатлевка, окраска огнезащитным составом	736	-	-	
14-17, 20	гипсокартонный реечный	266,7	штукатурка, шпатлевка, окраска огнезащитным составом	304,2	-	-	
13, 18, 21, 22	гипсокартонный реечный	145,3	штукатурка, шпатлевка, окраска водоэмульсионной краской	247,2	плитка на высоту 1,6 м	133,5	

Ниже в таблице 1.3 представлена спецификация заполнения дверных проемов, в таблице 1.4 – экспликация полов

Таблица 1.3 – Спецификация заполнения дверных проемов

Поз	Обозначение	Наименование	Кол	Масса, ед., кг	Примечание
1	ГОСТ 30970-2014	ДПВ18-20	3		
2	ГОСТ 30970-2014	ДПМ18-20	6		
3	ГОСТ 30970-2014	ДПМ10-20	4		
4	ГОСТ 30970-2014	ДПМ07-20	6		
5	ГОСТ 31474-2014	ВМ ДН2017.17.03МЛ 4000 х 3500-330	2		
6	ГОСТ 31474-2014	ВМ ДН2017.17.03МЛ 4400 х 3500-330	2		

Таблица 1.4 – Экспликация полов

Номер помещения	Тип пола	Схема пола	Данные элементов пола	Площадь, м ²
1, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12	1		1. Плитка типа «Бекчия», ГОСТ 28107-2016; 2. Стяжка, 20 мм; 3. Железобетон, 200 мм, ГОСТ 26633; 4. Песчано-гравийная смесь, ГОСТ 23735-2014.	1278,5
13, 20, 21	2		1. Плитка, ГОСТ 28107-2016; 2. Доски, 20 мм, ГОСТ 8680-97; 3. Балка перекрытия, сосна, ГОСТ 32614-2012; 4. Утеплитель минвата ТЕХНО Николь, 120 мм; 5. Гипсокартон, ГОСТ 32614-2012; 6. Гидроизоляция, ГОСТ 30678-2013.	91,8
2, 14, 15, 16, 17, 18, 19	3		1. Линолеум, ГОСТ 18108-2016; 2. Доски, 20 мм, ГОСТ 8680-97; 3. Балка перекрытия, сосна, ГОСТ 32614-2012; 4. Утеплитель минвата ТЕХНО Николь, 120 мм; 5. Гипсокартон, ГОСТ 32614-2012.	365,8

1.3.5 Описание архитектурных решений, обеспечивающих естественное освещение помещений с постоянным пребыванием людей.

В производственной части здания освещение обеспечивается через оконные проемы, расположенные в два ряда на высоте 1,4 и 4,59 м, что позволяет не устраивать светоаэрационный фонарь. Размеры оконных проемов, согласно ГОСТ 2506-81, 2945x1760 мм и 2945x1160 мм.

Объемно-пространственные решения административно-бытового комплекса запроектированы таким образом, что коридор расположен по центру. При данной компоновке получается наибольший выход площади помещений с естественным освещением при оптимальной глубине и выполнении требований по инсоляции помещений. Оконные проемы АБК расположены на высоте 0,8 м, имеют размеры 1760 x 1470 мм, согласно ГОСТ 11214-86.

Ниже в таблице 1.5 представлена спецификация заполнения оконных проемов.

Таблица 1.5 – Спецификация заполнения оконных проемов

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол	Масса, ед., кг	Примечание
ОК-1	ГОСТ 12506-81	ПВД18-30.2	29		
ОК-2	ГОСТ 12506-81	ПВД18-30.2	34		
ОК-3	ГОСТ 12506-81	ПГД18-30.2	2		
4	ГОСТ 11214-86	ОС15-18	9		

1.3.6 Описание архитектурно-строительных мероприятий, обеспечивающих защиту помещений от шума, вибрации и другого воздействия.

Согласно СП 51.13330.2011 «Защита от шума», защита от шума в помещениях обеспечивается применением ограждающих конструкций с требуемой звукоизоляцией: наружные стены выполнены из клефанерных деревянных плит со звукоизоляцией из негорючих минераловатных плит обеспечивающих оптимальный уровень изоляции воздушного шума и служащих барьером от возможных шумовых и вибрационных воздействий; перегородки – из кирпича; для защиты от внешнего шумового воздействия также предусматривается применение окон с двухкамерными стеклопакетами.

1.4 Описание и обоснование принятых конструктивных и объемно-планировочных решений здания

1.4.1 Сведения об особых природных климатических условиях территории, на которой располагается земельный участок, предоставленный для размещения объекта капитального строительства.

Согласно СП 131. 13330.2012 «Строительная климатология», г. Нижнеудинск располагается в климатическом районе 1В, который характеризуется средней температурой воздуха в январе от -14°С до -28°С и средней температурой воздуха в июле от +12°С до +21°С, зона влажности – сухая, пояс светового климата – III с коэффициентом светового климата 0,9.

Климатические условия района строительства представлены в таблице 1.6.

Таблица 1.6 – Климатические параметры района строительства

Параметр	Значение
Температура воздуха наиболее холодных суток обеспеченностью 0.98, °С	-45
Температура воздуха наиболее холодных суток обеспеченностью 0.92, °С	-43
Температура воздуха наиболее холодной пятидневки обеспеченностью 0.98, °С	-41
Температура воздуха наиболее холодной пятидневки обеспеченностью 0.92, °С	-39
Температура воздуха обеспеченностью 0.94, °С	-24
Абсолютная минимальная температура воздуха, °С	-50

Окончание таблицы 1.6

Средняя суточная амплитуда температуры воздуха наиболее холодного месяца, °С	10
Продолжительность, сут., периода со среднесуточной температурой воздуха ≤ 0 , °С	182
Средняя температура воздуха периода со средней суточной температурой воздуха ≤ 0 , °С	-12,8
Продолжительность, сут, периода со среднесуточной температурой воздуха ≤ 8 , °С	241
Средняя температура воздуха периода со средней суточной температурой воздуха ≤ 8 , °С	-8,6
Продолжительность, сут., периода со среднесуточной температурой воздуха ≤ 10 , °С	257
Средняя температура воздуха периода со средней суточной температурой воздуха ≤ 10 , °С	-7,5
Средняя месячная относительная влажность воздуха наиболее холодного месяца, %	78
Средняя месячная относительная влажность воздуха в 15 ч наиболее холодного месяца, %	73
Количество осадков за ноябрь-март, мм	60
Преобладающее направление ветра за декабрь - февраль	Ю
Максимальная из средних скоростей ветра по румбам за январь, м/с	2,4
Средняя скорость ветра, м/с, за период со средней суточной температурой воздуха ≤ 8 , °С	1,8

1.4.2 Описание и обоснование технических решений, обеспечивающих необходимую прочность, устойчивость, пространственную неизменяемость здания.

Принятая конструкция здания проверена расчетом на прочность, жесткость и устойчивость. Проект разработан в соответствии с СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия», СП 64.13330.2017 «Деревянные конструкции» и других нормативных документов, ГОСТов и СанПиНов.

Каркас здания запроектирован таким образом, чтобы несущая способность (прочность и жесткость) поперек здания обеспечивалась поперечными рамами, а вдоль здания продольными элементами каркаса.

Применяются связи в виде крестовых стальных элементов.

1.4.3 Описание конструктивных и технических решений подземной части объекта капитального строительства.

Под цех запроектирован фундамент неглубокого заложения, глубина заложения ростверка $d_p = 1,5$ м, высота ростверка $h_p = 1,8$ м, размеры ростверка в плане 1200 x 1500 мм. Ростверк имеет 1 ступень вылетами 150 и 300 мм и высотой 300 мм.

Такой выбор фундамента обусловлен меньшей трудоемкостью и наибольшей экономической выгодой по сравнению с фундаментом на забивных сваях.

1.4.4 Описание и обоснование принятых объемно-планировочных решений зданий и сооружений объекта капитального строительства.

Конструктивная система промышленного здания – деревянный каркас.

За относительную отметку 0,000 принята отметка чистого пола 1-го этажа цеха.

Вертикальные металлические связи между колоннами крестового типа.

Привязка колонн к координационным осям: для продольных рядов – центральная, для крайних рядов колонн – «привязка 500».

Материал несущего каркаса здания – дерево 2 и 3 сортов.

Фундамент: неглубокого заложения.

Колонны клеедощатые поперечным сечением 220 × 429.

Стропильные конструкции: клеедощатые двускатные балки пролетом 18 м.

Кровля: рулонная из утепленных клефанерных плит покрытия толщиной 219 мм.

Стены производственного здания: стеновые клефанерные утепленные панели толщиной 186 мм, облицовка – металлические сайдинг-панели.

Ворота: распашные по ГОСТ 31474-2014.

Окна: деревянные с двухкамерным стеклопакетом по ГОСТ 12506-81 и ГОСТ 11214-86.

Водосток: организованный.

1.4.5 Описание проектных решений и мероприятий, обеспечивающих

а) Соблюдение требуемых теплозащитных характеристик ограждающих конструкций:

Тепловая защита здания разработана в соответствии с требованиями СП 50.13330.2012 «Тепловая защита зданий». Теплотехнические расчеты стен, кровли, светопрозрачного заполнения окон приведены в Приложении А.

б) Снижение шума и вибраций:

Мероприятия по снижению шума и вибраций разработаны на основании СП 51.13330.2011 и представлены в п. 1.3.6 данной пояснительной записки.

в) Гидроизоляцию и пароизоляцию помещений:

Перед монтажом колонны части, соприкасающиеся с железобетонной частью фундамента, обрабатывают жидкой гидроизоляцией в 2 слоя. Гидроизоляционный ковер предусмотрен также в конструкции кровли.

г) Снижение загазованности помещений:

Снижение загазованности помещений предусмотрено системой искусственной и естественной вентиляции, которые поддерживают качество воздуха в помещениях.

д) Удаление избытков тепла:

Избытки тепла и влаги удаляются посредством вентиляции, которая предназначена для обеспечения необходимой температуры внутреннего воздуха, влажности и циркуляции воздуха для наиболее благоприятного самочувствия людей. Дополнительными источниками теплоступления в помещения являются солнечная радиация и искусственное освещение.

е) Соблюдение безопасного уровня электромагнитных и иных излучений, соблюдение санитарно-гигиенических условий:

Для обеспечения санитарно-гигиенических условий все строительные материалы, конструкции и изделия должны соответствовать требованиям стандартов, СП, законодательству о санитарно-эпидемиологическом благополучии населения, а также иметь соответствующие документы. На территории района строительства уровень электромагнитного излучения не превышает предельно допустимый, поэтому нет необходимости предусматривать проведение архитектурно-планировочных и инженерно-технических мероприятий.

ж) Пожарную безопасность:

Мероприятия по обеспечению пожарной безопасности разработаны в соответствии со СНиП 21-01-97 «Пожарная безопасность зданий и сооружений».

Нарушения огнезащитных покрытий (штукатурки, специальных красок, лаков, обмазок и т. п.) строительных конструкций, горючих отделочных и теплоизоляционных материалов, металлических опор оборудования, должны немедленно устраняться.

Дороги, проезды и подъезды к зданиям, сооружениям, открытым складам, наружным пожарным лестницам и источникам воды, используемым для пожаротушения, должны быть свободными для проезда пожарной техники, содержаться в исправном состоянии, а зимой быть очищенными от снега и льда.

Требования по пожарной безопасности учтены при проектировании объёмно-планировочных и конструктивных решений.

В том числе:

- планировочные решения: размеры помещений, количество выходов из них выполнены с учётом требований по беспрепятственной эвакуации людей и персонала; здание обеспечено требуемым числом эвакуационных выходов;

- конструктивные решения: деревянные несущие конструкции каркаса обработаны противопожарной пропиткой для дерева; утепление фасада выполнено с негорючим минераловатным утеплителем «Технониколь» ТЕХНО Т.

з) Характеристика и обоснование конструкций полов, кровли, перегородок, отделки:

Проектом предусмотрена отделка полов:

Бытовые помещения, санузел, душевая, тамбур, гардеробные, душевые, буфет – плитка;

отделка стен:

бытовые помещения, санузел, душевая, тамбур, вент камера, коридор, тех. помещения, склад – штукатурка, шпатлевка, окраска светлых тонов TIKKURILA;

отделка потолков:

венткамера – затирка, окраска в белый цвет;

бытовые помещения, душевая, санузел, тамбур, тех. помещения, коридор, склады – «Албес».

е) Перечень мероприятий по защите строительных конструкций и фундаментов от разрушений:

В проекте предусмотрены мероприятия по защите строительных конструкций от коррозии в соответствии с требованиями СП 28.13330.2012 «Защита строительных конструкций от коррозии», а также выполненавертикальная гидроизоляция фундаментов. Для защиты оснований от замачивания вокруг стен по периметру здания выполнен уклон стяжки.

1.5 Перечень мероприятий по защите окружающей среды

1.5.1 Перечень мероприятий по предотвращению и (или) снижению возможного негативного воздействия намечаемой хозяйственной деятельности на окружающую среду и рациональному использованию природных ресурсов на период строительства и эксплуатации объекта капитального строительства.

Технология строительства и эксплуатация объекта исключают преднамеренное складирование отходов и выбросы загрязняющих веществ в окружающую среду.

Образующийся в процессе строительства мусор вывозится на согласованную свалку. Отработанные материалы собираются в выгреб-отстойник. Загрязнение водного бассейна не производится ввиду того, что сброс хозяйственных и ливневых стоков осуществляется в городскую или ливневую канализацию.

Принятые проектные решения, а также комплекс природоохранных мероприятий, позволяет предотвратить загрязнение окружающей природной среды. В целях защиты окружающей природной среды от загрязнения проектом предусматриваются следующие мероприятия:

-На территории проектируемого объекта предусмотрено устройство бетонного покрытия с бордюрами, что исключает прямое проникновение загрязненных сточных вод в почву.

-Вертикальная планировка участка с учетом отвода поверхностного стока защитит территорию строительства от ливневого подтопления.

-Для снижения вредных выбросов предусмотрены аспирационные системы: рукавный фильтр, фильтр, циклоны.

-Избыточный запыленный воздух от пневмотранспорта цемента и извести при заполнении силосов, очищается фильтром, установленным на силосах.

-Узлы пересыпки материалов снабжены местными отсосами с аспирационными системами.

-Очистка и повторное применение сточных вод.

1.6 Мероприятия по обеспечению пожарной безопасности

Характеристика здания:

Уровень ответственности здания – II.

Степень огнестойкости – II

Категория здания по взрывопожарной и пожарной опасности – В.

Класс по функциональной пожарной опасности – Ф 5.1.

Класс конструктивной пожарной опасности - С0.

Количество пролетов – 2.

Этажность – 1 этаж.

1.6.1 Описание системы пожарной безопасности объекта капитального строительства.

Пожарная безопасность объекта защиты – это состояние объекта защиты, характеризующее возможность предотвращения возникновения и развития пожара, а также воздействия на людей и имущество опасных факторов пожара.

Система обеспечения пожарной безопасности состоит из системы предотвращения пожара, системы противопожарной защиты, системы оповещения о пожаре и управления эвакуацией людей.

Для обеспечения системы предотвращения пожаров проектом предусмотрено использование огнестойких и негорючих отделочных и теплоизоляционных веществ и материалов, защита пожароопасного оборудования, применение пожаробезопасного оборудования. Выполнены мероприятия по исключению источников зажигания.

Система противопожарной защиты обеспечена устройством противопожарных преград, необходимыми путями эвакуации, внедрением автоматических систем обнаружения и тушения пожаров, применением средств индивидуальной и коллективной защиты.

Система оповещения о пожаре и управления эвакуацией людей предусматривает использование световых и звуковых средств сигнализации о пожаре.

1.6.2 Описание и обоснование принятых конструктивных и объемно-планировочных решений, степени огнестойкости и класса конструктивной пожарной опасности строительных конструкций.

Степень огнестойкости и класс конструктивной пожарной опасности строительных конструкций принят в соответствии со II степенью огнестойкости проектируемого здания, исходя из СП 2.13130.2012 «Обеспечение огнестойкости объектов защиты». Используется конструктивная огнезащита, обеспечивающая указанные требования, - предел огнестойкости не менее R 45 и класс пожарной опасности К0.

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

В соответствии с технологическим процессом пребывания персонала на объекте строительства предусмотрено в сменном режиме.

В соответствии с требованиями СП 1.13130.2009, проектом предусмотрено 6 эвакуационных выходов.

Открывание дверей эвакуационных выходов предусмотрено по направлению выхода из здания. Ширина эвакуационных выходов 1,8 м, высота в свету – 2 м.

Объект строительства обеспечивается планами эвакуации и инструкциями о мерах пожарной безопасности при эксплуатации объектов.

1.6.4 Перечень мероприятий по обеспечению безопасности подразделений пожарной охраны при ликвидации пожара.

При тушении пожара необходимо выполнять требования «Правил по охране труда в подразделениях Государственной противопожарной службы Министерства Российской Федерации по делам гражданской обороны, чрезвычайным ситуациям и ликвидации последствий стихийных бедствий» (ПОТ РО-01-2002) и «Методических рекомендаций по составлению планов и карточек тушения пожаров».

Личный состав пожарной охраны, обеспечивающий подачу огнетушащих средств на тушение и охлаждение здания, должен работать в теплоотражательных костюмах. Для исключения поражения личного состава пожарной охраны электрическим током отключение групповых электрических сетей в зданиях производится с групповых электрощитов.

1.6.5 Сведения о категории зданий, сооружений, помещений, оборудования и наружных установок по признаку взрывопожарной и пожарной опасности.

Категории помещений, зданий и наружных установок по взрывопожарной и пожарной опасности определяются в соответствии с главой 8 Федерального закона Российской Федерации от 22.07.2008 № 123-ФЗ «Технический регламент о требованиях пожарной безопасности»; СП 12.13130.2009 «Определение категорий помещений, зданий и наружных установок по взрывопожарной и пожарной опасности». Категории помещений по пожарной опасности приведены в экспликации помещений на листе 1.

1.6.6 Описание и обоснование противопожарной защиты (автоматических установок пожаротушения, пожарной сигнализации, оповещения и управления эвакуацией людей при пожаре, внутреннего противопожарного водопровода, противодымной защиты).

В соответствии «Техническим регламентом о требованиях пожарной безопасности», СП 3.13130.2009, СП 5.13130.2009, СП 7.13130.2009, СП 10.13130.2009 в проектной документации по объекту строительства предусмотрен необходимый комплекс мер по обеспечению противопожарной защиты.

В целях обеспечения внутреннего пожаротушения помещений модульных производственных зданий применяются модульные установки объемного тушения импульсного действия типа МПП «Буря ВН-С».

Для обнаружения пожара в защищаемых помещениях предусмотрена установка дымовых и ручных пожарных извещателей. Ручные пожарные извещатели установлены на высоте 1,5 м от пола на выходах из здания. В качестве датчиков пожарной сигнализации применяются дымовые пожарные извещатели типа ИП 212-3СУ и ручные извещатели типа ИПР.

1.7 Мероприятия по обеспечению доступа инвалидов

Мероприятия по обеспечению доступа инвалидов проведены в соответствии с СП 59.13330.2016 «Доступность зданий и сооружений для маломобильных групп населения», а именно: предусмотрены входы, доступные для маломобильной группы населения (МГН) с поверхности земли, на поступях ступеней нанесены контрастные полосы.

1.7.1 Обоснование принятых объемно-планировочных, конструктивных и иных технических решений, обеспечивающих безопасное перемещение инвалидов, а также их эвакуацию в случае пожара или стихийного бедствия.

В соответствии с СП 59.13330.2016, соблюдаются безопасные пути движения для МГН, в том числе пути эвакуации и спасения. В качестве дверных запоров на путях эвакуации предусмотрены ручки нажимного действия.

2 Расчетно-конструктивный раздел

2.1 Расчет клеедощатой плиты покрытия

2.1.1 Исходные данные для проектирования.

Площадка строительства расположена в Иркутской области, г. Нижнеудинск.

Климатические условия района строительства:

Строительный климатический район – 1В.

Особых климатических условий не наблюдается.

Нормативное значение скоростного напора ветра (3 район) – 0,38 кПа.

Расчетная снеговая нагрузка (2 район) – 1,0 кПа (100 кгс/м²).

Расчетная температура воздуха наиболее холодных суток: наиболее холодной пятидневки обеспеченностью 0,92 - минус 43°С.

Уровень ответственности здания – II, коэффициент надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$.

Этажность здания – одноэтажное.

Количество пролетов – 2.

Конструктивная схема здания – каркасная.

Материал каркаса – деревянные конструкции.

На ферму покрытия укладываются плиты клеефанерные утепленные, аналогичные стеновым панелям, толщина утеплителя 150 мм (см. приложение А. Теплотехнический расчет).

Расчетные характеристики материалов:

Для фанеры из лиственницы марки ФСФ сорта В/ВВ семислойной по СП 64.13330.2017:

- расчетное сопротивление растяжению $R_{ф.р} = 9$ МПа;
- расчетное сопротивление сжатию $R_{ф.с} = 17$ МПа;
- расчетное сопротивление скалыванию $R_{ф.ск} = 0,6$ МПа;
- модуль упругости вдоль волокон $E_{ф} = 7000$ МПа;
- расчетное сопротивление изгибу $R_{ф.и90} = 11$ МПа.

Для древесины сосновых ребер по СП 64.13330.2017:

- модуль упругости вдоль волокон $E_{д} = 10000$ МПа.

2.1.2 Конструктивная схема плиты.

Плита покрытия коробчатого сечения.

Размер панели в плане 1480 x 5980мм; обшивка из водостойкой фанеры из лиственницы марки ФСФ сорта В/ВВ по ГОСТ 3916.1-96, $\delta = 9$ мм и 12 мм; ребра из сосновых досок второго сорта. Клей марки ФРФ-50. Утеплитель – жесткие плиты из минеральной ваты ТЕХНО 40 «Технониколь», $\rho = 40$ кг/м³, $\lambda = 0,054$ Вт/м°С. Пароизоляция из полиэтиленовой пленки толщиной 0,2 мм. Воздушная прослойка над утеплителем – вентилируемая вдоль панели. Кровля из рулонных материалов трехслойная.

Направление волокон наружных шпонов фанеры как в верхней, так и в нижней обшивке панели должно быть продольным для обеспечения стыкования листов фанеры «на ус» и для лучшего использования прочности фанеры.

Конструкцию плиты покрытия принимаем аналогичной существующим типам. Высоту и ширину ребер, с учетом усушки и фрезерования примем: $b_p = 40$ мм, $h = 198$ мм. Исходный материал: доски 40 x 100 мм, сушатся и фрезеруются, склеиваются, образуя клееную доску размерами 100 x 198 мм. Далее на делительном станке пилятся пополам. После фрезеровки получаем клееные доски размером 40 x 198 мм.

Высоту ребер плиты назначим для отапливаемого здания исходя из возможности размещения в полости плиты утеплителя и вентиляционных отверстий.

Фактическая величина толщины плиты h , мм, определяется по формуле

$$h = n \cdot t + \delta_{ф.н} + \delta_{ф.в}, \quad (2.1)$$

где t – толщина одного слоя клееной доски, мм;

$\delta_{ф.н}$ – толщина нижней обшивки из фанеры, мм;

$\delta_{ф.в}$ – толщина верхней обшивки из фанеры, мм;

n – количество слоев клееной доски, шт., определяется по формуле

$$n = \frac{h_{\text{утепл}} + h_{\text{в}}}{t}, \quad (2.2)$$

где $h_{\text{утепл}}$ – фактическая величина утеплителя, мм;

$h_{\text{в}}$ – величина воздушной прослойки, мм;

t – то же, что в формуле (2.1).

Принимаем: $h_{\text{утепл}} = 150$ мм; $h_{\text{в}} = 50$ мм; $t = 33$ мм; $\delta_{ф.н} = 9$ мм; $\delta_{ф.в} = 12$ мм.

Подставляем значения в формулу (2.2), получаем

$$n = \frac{150 + 50}{33} = 6 \text{ шт.}$$

Подставляем значения в формулу (2.1), получаем

$$h = 6 \cdot 33 + 12 + 9 = 219 \text{ мм.}$$

Исходя из найденных размеров, величина воздушной прослойки равна 48 мм.

Каркас состоит из 4 продольных ребер, размещаемых с шагом 473, 474 и 473 мм, и поперечных ребер, располагаемых в местах стыка фанерных обшивок (рисунок 2.1).

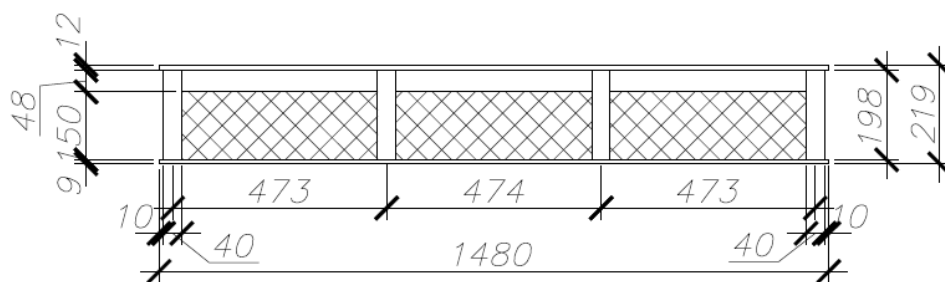


Рисунок 2.1 – Фактическое сечение клеефанерной плиты

2.1.3 Сбор нагрузок и статический расчет.

Плита покрытия рассчитывается по схеме однопролетной свободно опертой балки на нормативные составляющие постоянных и временных нагрузок, отнесенных к их полной ширине.

Расчетную ширину фанерных обшивок следует принимать равной $b_{рас} = 0,9b$ при $l \geq 6a$ и $b_{рас} = 0,15a^{-1}b$ при $l < 6a$ (b – полная ширина сечения плиты, l – пролет плиты, a – расстояние между продольными ребрами по осям).

Расчетный пролет плиты с учетом длины опорного участка не менее 55 мм составит: $l_{рас} = 5980 - 60 = 5920$ мм.

5920 мм $>$ $6 \cdot a = 6 \cdot 473 = 2838$ мм, следовательно расчетная ширина фанерных обшивок: $b_{рас} = 0,9 \cdot b = 0,9 \cdot 1480 = 1332$ мм.

Расчетное сечение клеефанерной плиты приведено на рисунке 2.2.

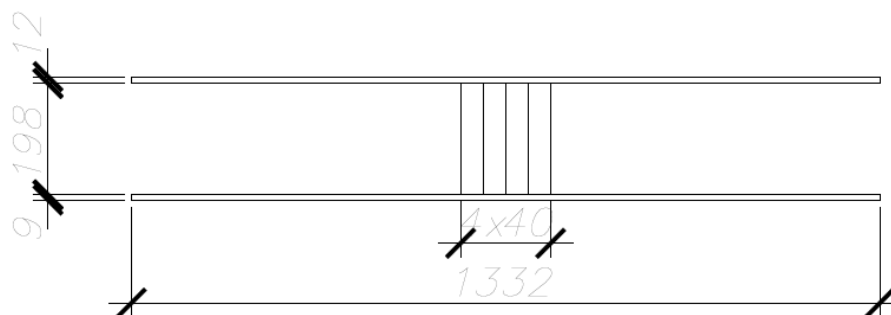


Рисунок 2.2 – Расчетное сечение клеефанерной плиты

Геометрические характеристики клеефанерной плиты приводим к фанерной обшивке, учитывая коэффициент приведения $n_{пр}$, определяемый по формуле

$$n_{пр} = \frac{E_d}{E_\phi}, \quad (2.3)$$

где E_d – модуль упругости древесины вдоль волокон, МПа;

E_ϕ – модуль упругости фанеры вдоль волокон, МПа.

Принимаем: $E_d = 10000$ МПа; $E_\phi = 7000$ МПа.

Подставляем значения в формулу (2.3), получаем

$$n_{\text{пр}} = \frac{10000}{7000} = 1,4$$

Площадь, приведенную к фанере обшивок $F_{\text{пр}}$, см^2 , находим по формуле

$$F_{\text{пр}} = F_{\text{ф}} + F_{\text{д}} \frac{E_{\text{д}}}{E_{\text{ф}}}, \quad (2.4)$$

где $F_{\text{ф}}$ – площадь фанеры, см^2 ;

$F_{\text{д}}$ – площадь продольных ребер, см^2 ;

$E_{\text{ф}}$ – модуль упругости фанеры вдоль волокон, МПа;

$E_{\text{д}}$ – модуль упругости древесины вдоль волокон, МПа.

Преобразуем формулу (2.4), получаем

$$F_{\text{пр}} = b_{\text{расч}} \cdot (\delta_1 + \delta_2) + n \cdot b_{\text{р}} \cdot h_{\text{р}} \cdot n_{\text{пр}}, \quad (2.5)$$

где $b_{\text{рас}}$ – расчетная ширина плиты покрытия, см;

δ_1 – толщина нижней обшивки плиты покрытия, см;

δ_2 – толщина верхней обшивки плиты покрытия, см;

n – количество продольных ребер, шт.;

$b_{\text{р}}$ – расчетная ширина ребра, см;

$h_{\text{р}}$ – расчетная высота ребра, см;

$n_{\text{пр}}$ – коэффициент приведения, посчитанный по формуле (2.3).

Примем $b_{\text{рас}} = 133,2$ см; $\delta_1 = 0,9$ см; $\delta_2 = 1,2$ см; $n = 4$ шт.; $b_{\text{р}} = 4$ см;
 $h_{\text{р}} = 19,8$ см; $n_{\text{пр}} = 1,4$.

Подставляем указанные значения в формулу (2.5), получаем

$$F_{\text{пр}} = 133,2 \cdot (0,9 + 1,2) + 4 \cdot 4 \cdot 19,8 \cdot 1,4 = 723,24 \text{ см}^2$$

Статический момент приведенного сечения относительно оси, проходящей по нижней грани плиты $S_{\text{пр}}$, см^3 , определим по формуле

$$S_{\text{пр}} = S_{\text{ф}} + S_{\text{д}} \frac{E_{\text{д}}}{E_{\text{ф}}}, \quad (2.6)$$

где $S_{\text{ф}}$ – статический момент фанерной обшивки, см^3 ;

$S_{\text{д}}$ – статический момент продольных ребер плиты, см^3 ;

$E_{\text{д}}/E_{\text{ф}}$ – отношение модулей упругости древесины и фанеры, то же, что в формуле (2.3).

Преобразуем формулу (2.6), получаем

$$S_{\text{пр}} = b_{\text{рас}} \cdot \delta_2 \cdot (h - 0,5\delta_2) + n \cdot b_p \cdot h_p \cdot (0,5h_p + \delta_1) \frac{E_d}{E_\phi} + b_{\text{рас}} \cdot \delta_1 \cdot (0,5\delta_1), \quad (2.7)$$

где $b_{\text{рас}}$ – расчетная ширина плиты покрытия, см;

h – высота плиты, см;

δ_1 – толщина нижней обшивки плиты покрытия, см;

δ_2 – толщина верхней обшивки плиты покрытия, см;

n – количество продольных ребер, шт.;

b_p – расчетная ширина ребра, см;

h_p – расчетная высота ребра, см;

E_d/E_ϕ – то же, что в формуле (2.3).

Принимаем: $b_{\text{рас}} = 133,2$ см; $h = 21,9$ см; $\delta_1 = 0,9$ см; $\delta_2 = 1,2$ см; $n = 4$ шт.;
 $b_p = 4$ см; $h_p = 19,8$ см; $n_{\text{пр}} = 1,4$.

Подставим приведенные значения в формулу (2.7), получим

$$S_{\text{пр}} = 133,2 \cdot 1,2 \cdot (21,9 - 0,5 \cdot 1,2) + 4 \cdot 4 \cdot 19,8 \cdot (0,5 \cdot 19,8 + 0,9) \cdot 1,4 + 133,2 \cdot 0,9 \cdot (0,5 \cdot 0,9) = 3404,59 + 4790,016 + 53,95 = 8248,55 \text{ см}^3$$

Расстояние от нижней грани до нейтральной оси y_n , см, определим по формуле

$$y_n = \frac{S_{\text{пр}}}{F_{\text{пр}}}, \quad (2.8)$$

где $S_{\text{пр}}$ – то же, что в формуле (2.7);

$F_{\text{пр}}$ – то же, что в формуле (2.5).

Принимаем: $S_{\text{пр}} = 8248,55 \text{ см}^3$; $F_{\text{пр}} = 723,24 \text{ см}^2$.

Подставим данные значения в формулу (2.8), получим

$$y_n = \frac{8248,55}{723,24} = 11,4 \text{ см}$$

Расстояние от верхней грани до нейтральной оси y_v , см, определим по формуле

$$y_v = h - y_n, \quad (2.9)$$

где h – высота сечения плиты, см;

y_n – то же, что в формуле формуле (2.8).

Принимаем: $h = 21,9$ см; $y_n = 11,34$ см.

Подставим данные в формулу (2.9), получим

$$y_b = 21,9 - 11,34 = 10,5 \text{ см}$$

Расстояние от центра тяжести поперечного сечения ребер до нейтральной оси приведенного сечения y_p , см, определим по формуле

$$y_p = y_n - \delta_1 - \frac{h_p}{2}, \quad (2.10)$$

где y_n – то же, что в формуле (2.8);

δ_1 – толщина нижней обшивки плиты, см;

h_p – ширина ребра плиты, см.

Принимаем: $y_n = 11,34$ см; $\delta_1 = 0,9$ см; $h_p = 19,8$ см.

Подставим данные в формулу (2.10), получим

$$y_p = 11,4 - 0,9 - \frac{19,8}{2} = 0,6 \text{ см.}$$

Момент инерции сечения, приведенного к фанере $I_{пр}$, см⁴, вычислим по формуле

$$I_{пр} = I_{\phi} + I_{д} \frac{E_{д}}{E_{\phi}}, \quad (2.11)$$

где I_{ϕ} – момент инерции поперечного сечения фанерной обшивки, см⁴;

$I_{д}$ – момент инерции поперечного сечения продольных ребер плиты, см⁴;

$E_{д}/E_{\phi}$ – то же, что в формуле (2.3).

Преобразуем формулу (2.11), получаем

$$I_{пр} = b_{рас} \delta_1 (y_n - \frac{\delta_1}{2})^2 + b_{рас} \delta_2 (y_b - \frac{\delta_2}{2})^2 + (\frac{nb_p h_p^3}{12} + b_p h_p y_p^2) \frac{E_{д}}{E_{\phi}}, \quad (2.12)$$

где $b_{рас}$ – расчетная ширина плиты покрытия, см;

δ_1 – толщина нижней обшивки плиты покрытия, см;

δ_2 – толщина верхней обшивки плиты покрытия, см;

y_b – то же, что в формуле (2.9);

y_n – то же, что в формуле (2.8);

y_p – то же, что в формуле (2.10);

n – количество продольных ребер, шт.;

b_p – расчетная ширина ребра, см;

h_p – расчетная высота ребра, см;

E_d/E_ϕ – то же, что в формуле (2.3).

Примем: $b_{рас} = 133,2$ см; $\delta_1 = 0,9$ см; $\delta_2 = 1,2$ см; $y_B = 10,5$ см; $y_H = 11,4$ см; $y_p = -1,56$ см; $n = 4$ шт.; $b_p = 4$ см; $h_p = 19,8$ см; $E_d/E_\phi = 1,4$.

Подставим значения в формулу (2.12), получим

$$I_{пр} = 133,2 \cdot 0,9 \cdot \left(11,4 - \frac{0,9}{2}\right)^2 + 133,2 \cdot 1,2 \cdot \left(10,5 - \frac{1,2}{2}\right)^2 + \left(\frac{4 \cdot 4 \cdot 19,8^3}{12} + 4 \cdot 19,8 \cdot (0,6)^2\right) \cdot 1,4 = 14373,9 + 15665,9 + 14529,7 = 44569,5 \text{ см}^4$$

Приведенные моменты сопротивления сечения плиты $W_{пр.в.}$, см^3 и $W_{пр.н.}$, см^3 , для определения максимальных нормальных напряжений в верхней и нижней обшивках от общего изгиба находят по формулам

$$W_{пр.в.} = \frac{I_{пр}}{y_B}, \quad W_{пр.н.} = \frac{I_{пр}}{y_H}, \quad (2.13)$$

где $I_{пр}$ – то же, что в формуле (2.12);

y_B , – то же, что в формуле (2.9);

y_H – то же, что в формуле (2.8).

Принимаем: $I_{пр} = 44569,5 \text{ см}^4$; $y_B = 10,5$ см; $y_H = 11,4$ см.

Подставим данные значения в формулы (2.13), получим

$$W_{пр.в.} = \frac{44569,5}{10,5} = 4244,7 \text{ см}^3, \quad W_{пр.н.} = \frac{44569,5}{11,4} = 3909,6 \text{ см}^3$$

2.1.2 Подсчет нагрузок на плиту.

Нормативный вес конструкций или отдельных конструктивных элементов плиты, приходящейся на единицу покрытия, g_n , кН/м^2 , определяется по формулам:

$$g_n = \frac{1}{b_p l_p} V \cdot g \cdot \rho \quad (2.14)$$

$$g_n = \delta_\phi \cdot \rho_s \cdot g,$$

где g_n – нормативный вес конструкций или отдельных элементов, кН/м^2 ;

b_p – ширина плиты, м;

l_p – длина плиты, м;

V – объем конструктивного элемента или сумма объемов однотипных элементов, м^3 ;

ρ – плотность материала элемента, кг/м^3 ;

g – ускорение свободного падения, м/с²;

ρ_s – поверхностная плотность материала, кг/м².

Нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия S_0 , кН/м², определяется по формуле

$$S_0 = 0,7 \cdot c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g, \quad (2.15)$$

где c_e – коэффициент, учитывающий снос снега с покрытия здания под действием ветра или иных факторов;

c_t – термический коэффициент;

μ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие;

S_g – вес снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности.

Принимаем: $c_e = 1$; $c_t = 1$; $\mu = 1$; $S_g = 1$.

Подставляем подобранные коэффициенты в формулу (2.15), получаем

$$S_0 = 0,7 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 0,7 \text{ кН/м}^2$$

Коэффициент надежности по нагрузке γ_f для снеговой нагрузки следует применять равным 1,4.

Расчетная нагрузка от веса конструкций определяется путем умножения нормативной нагрузки на коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,4$.

Коэффициент надежности по нагрузке γ_f для деревянных конструкций принимаем равным 1,1.

Линейная нагрузка на плиту в кН/м² определяется путем умножения нагрузки на покрытие в кН/м² на ширину плиты $b_p = 1,5$ м.

Осуществим сбор нагрузок. Результаты представим в таблице 2.1.

Таблица 2.1 – Сбор нагрузок на плиту

Конструктивные элементы и нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ² , (ф.2.14)	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м ²
1	2	3	4
Плита покрытия:			
Фанерная обшивка плиты, листовенница: толщина $\delta_2 = 12$ мм, плотность $\rho = 700$ кг/м ³	0,082	1,1	0,0906
Продольные ребра, сосна: $\rho = 500$ кг/м ³ , $l_p = 6$ м, $b_p = 0,04$ м, $h_p = 0,198$ м	0,104	1,1	0,114
Поперечные ребра, сосна: $\rho = 500$ кг/м ³ , $l_p = 1,5$ м, $b_p = 0,04$ м, $h_p = 0,198$ м	0,026	1,1	0,0285

Окончание таблицы 2.1

Утеплитель: $\delta = 150$ мм, $\rho = 40$ кг/м ³ , $b_{вт} = 1,48 - 0,04 \cdot 4 - 2 \cdot 0,01 = 1,3$ м $l_{вт} = 5,98 - 3 \cdot 0,04 = 5,86$ м $h_{вт} = 0,15$ м	0,05	1,2	0,06
Фанерная обшивка плиты, лиственница, толщина $\delta_1 = 9$ мм, плотность $\rho = 700$ кг/м ³	0,0618	1,1	0,068
Мягкая кровля	0,15	1,2	0,20
Пароизоляция	0,001	1,2	0,001
Гидроизоляция	0,014	1,2	0,017
Итого постоянная	0,489		0,579
Временная (снеговая)	0,98	1,4	1,372
Итого полная	1,468		1,951

2.1.3 Определение внутренних усилий.

По расчетной схеме плита представляет собой шарнирно опертую балку, нагруженную равномерно распределенной нагрузкой интенсивностью q . Нагрузка, приходящаяся на 1 погонный метр плиты, определяется путем умножения нагрузки, найденной по таблице 2.1, на ширину плиты b . Таким образом, нормативная q^H , кН/м, и расчетная q , кН/м, нагрузки на 1 погонный метр плиты определяются по формулам

$$q^H = \Sigma q^H \cdot b \quad (2.16)$$

$$q = \Sigma q \cdot b, \quad (2.17)$$

где b – ширина плиты, м.

Принимаем $b = 1,5$ м.

Подставляем данное значение в формулы (2.16), (2.17), получаем

$$q^H = 1,468 \cdot 1,5 = 2,2 \text{ кН/м}$$

$$q = 1,951 \cdot 1,5 = 2,93 \text{ кН/м}$$

Расчетное значение внутренних усилий в плите определим, как в простейшей статически определимой балке.

Момент M , кН·м, определим по формуле

$$M = \frac{ql_{расч}^2}{8}, \quad (2.18)$$

где q – линейная равномерно распределенная нагрузка, кН/м;

$l_{\text{расч}}$ – расчетная длина, м.

Примем: $q = 2,93$ кН/м; $l_{\text{расч}} = 5,92$ м (см. п. 2.1.3).

Подставляем значения в формулу (2.18), получаем

$$M = \frac{2,93 \cdot 5,92^2}{8} = 12,8 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Поперечную силу определим по формуле

$$Q = \frac{ql_{\text{расч}}}{2}, \quad (2.19)$$

где q – то же, что в формуле (2.18);

$l_{\text{расч}}$ – то же, что в формуле (2.18).

Принимаем: $q = 2,93$ кН/м; $l_{\text{расч}} = 5,92$ м.

Подставим данные значения в формулу (2.19), получим

$$Q = \frac{2,93 \cdot 5,92}{2} = 8,67 \text{ кН}$$

2.1.4 Конструктивный расчет.

Проверка прочности растянутой нижней обшивки выполняется по формуле

$$\frac{M}{W_{\text{пр.н.}}} \leq R_{\text{ф.р.}} \cdot m_{\text{ф}}, \quad (2.20)$$

где M – расчетный изгибающий момент, рассчитанный по формуле (2.18);

$W_{\text{пр.н.}}$ – то же, что в формуле (2.13);

$R_{\text{ф.р.}}$ – расчетное сопротивление фанеры растяжению, МПа;

$m_{\text{ф}}$ – коэффициент, учитывающий снижение расчетного сопротивления в стыках фанерных обшивок.

Принимаем: $M = 12,8$ кН; $W_{\text{пр.н.}} = 3909,6 \text{ см}^3$; $R_{\text{ф.р.}} = 9$ МПа; $m_{\text{ф}} = 0,6$ (при «усовом» соединении).

Подставим значения в формулу (2.20), получим

$$\frac{12,8 \cdot 10^3}{3909,6 \cdot 10^{-6}} \leq 9 \cdot 10^6 \cdot 0,6 \text{ кН/м}^2$$

3,3 МПа < 5,4 МПа.

Условие выполняется.

Расчет на устойчивость сжатой верхней обшивки производится на основании выполнения следующего условия:

$$\frac{M}{\varphi_{\phi} W_{\text{пр.в.}}} \leq R_{\text{ф.с.}}, \quad (2.21)$$

где M – расчетный изгибающий момент, кН·м;

φ_{ϕ} – коэффициент продольного изгиба;

$W_{\text{пр.в.}}$ – то же, что в формуле (2.13);

$R_{\text{ф.с.}}$ – расчетное сопротивление фанеры сжатию, МПа.

Коэффициент продольного изгиба определим по формуле

$$\varphi_{\phi} = 1 - \frac{(a/\delta)^2}{5000} \text{ при } \frac{a}{\delta} < 50, \quad (2.22)$$

где a – расстояние между ребрами в свету, см;

δ – толщина обшивки, см.

Примем: $a = 43,4$ (см. рисунок 2.1); $\delta = 0,9$ см.

$$\frac{43,4}{0,9} = 48,2 < 50$$

Подставим значения в формулу (2.22):

$$\varphi_{\phi} = 1 - \frac{48,2^2}{5000} = 0,5354$$

Принимаем: $M = 12,8$ кН·м; $\varphi_{\phi} = 0,5354$; $W_{\text{пр.в.}} = 4245,5$ см³; $R_{\text{ф.с.}} = 17$ МПа.

Подставим найденные значения в формулу (2.21), получим

$$\frac{12,8 \cdot 10^3}{0,5354 \cdot 4245,5 \cdot 10^{-6}} \leq 17 \cdot 10^6$$

5,63 МПа < 17 МПа.

Условие выполняется.

Расчет продольных ребер на скалывание производится по формуле

$$\frac{QS_{\text{зпр}}}{I_{\text{пр}} b_{\text{рас}}} \leq R_{\text{ск}}, \quad (2.23)$$

где Q – то же, что в формуле (2.19);

$S_{\text{хпр}}$ – статический момент сдвигаемой части приведенного сечения относительно нейтральной оси, см³;

$I_{\text{пр}}$ – то же, что в формуле (2.12);

$b_{\text{р}}$ – расчетная ширина плиты покрытия, см; $b_{\text{рас}} = 133,2$ см;

$R_{\text{ск}}$ – расчетное сопротивление скалыванию древесины вдоль волокон или фанеры вдоль волокон наружных слоев, МПа.

Статический момент сдвигаемой части приведенного сечения относительно нейтральной оси $S_{\text{хпр}}$, см³, посчитаем по формуле

$$S_{\text{хпр}} = \frac{b_{\text{рас}} \cdot \delta_2 \cdot (y_{\text{в}} - 0,5 \cdot \delta_2)}{n_{\text{пр}}} - \frac{n \cdot b_{\text{р}} \cdot h_{\text{р}} \cdot (y_{\text{в}} - \delta_2)^2}{2}, \quad (2.24)$$

где $b_{\text{рас}}$ – расчетная ширина плиты покрытия, см;

δ_2 – толщина верхней обшивки плиты покрытия, см;

$y_{\text{в}}$ – расстояние от верхней и нижней кромки плиты до нейтральной оси, см;

$n_{\text{пр}}$ – то же, что в формуле (2.3);

n – количество продольных ребер, шт.;

$b_{\text{р}}$ – расчетная ширина ребра, см;

$h_{\text{р}}$ – расчетная высота ребра, см.

Примем: $b_{\text{рас}} = 133,2$ см; $\delta_2 = 1,2$ см; $y_{\text{в}} = 10,56$ см; $n_{\text{пр}} = 1,4$; $n = 4$ шт.; $b_{\text{р}} = 4$ см; $h_{\text{р}} = 19,8$ см.

Подставим данные значения в формулу (2.24), получим

$$S_{\text{хпр}} = \frac{133,2 \cdot 1,2 \cdot (10,5 - 0,5 \cdot 1,2)}{1,4} + \frac{4 \cdot 4 \cdot 19,8 \cdot (10,5 - 1,2)^2}{2} =$$

$$= 1130,3 + 13700,1 = 14830,3 \text{ см}^3 = 14830,3 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3$$

Принимаем: $Q = 8,67$ кН; $S_{\text{хпр}} = 14839,3 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3$; $I_{\text{пр}} = 44569,5 \text{ см}^4$; $b_{\text{р}} = 1,332$ м; $R_{\text{ск}} = 0,6$ МПа.

Подставим данные значения в формулу (2.23), получим

$$\frac{8,67 \cdot 10^3 \cdot 14830,3 \cdot 10^{-6}}{44569,5 \cdot 10^{-8} \cdot 1,332} \leq 0,6 \cdot 10^6$$

$$0,22 \text{ МПа} < 0,6 \text{ МПа}$$

Условие выполняется.

2.2 Расчет стропильной балки

2.2.1 Исходные данные.

Балки являются простейшими видами конструкций. Наибольшее распространение получили клееные балки сплошного прямоугольного сечения,

так как они просты в изготовлении и надежны, обладают повышенной огнестойкостью.

Исходные данные:

Район строительства – г. Нижнеудинск.

Расчетная снеговая нагрузка (2 район) – 1,0 кПа (100 кгс/м²).

Уровень ответственности здания – II.

Здание отапливаемое.

Пролет здания – 18 м.

Количество пролетов – 2.

Шаг несущих конструкций – 6 м.

Балка клеодошатая, материал – сосновые доски второго сорта сечением 150 х 40 мм, после фрезерования и усушки доски имеют сечение 140 х 33 мм. Клей марки ФРФ-50.

Мягкая утепленная кровля из клефанерных плит коробчатого сечения.

2.2.2 Сбор нагрузок на балку.

Нагрузки на балку представлены в таблице 2.2.

Таблица 2.2 – Сбор нагрузок на балку

Нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м ²
1	2	3	4
Нагрузка от кровли	0,489	-	0,579
Собственный вес	0,106	1,1	0,116
Итого постоянная	0,595		0,695
Временная (снеговая)	0,7	1,4	0,98
Итого полная	1,295		1,675

Собственный вес балки, g_{cb}^H , кН/м², определим по формуле

$$g_{cb}^H = \frac{g_H + S_0}{1000/(k_{c.в.} l - 1)}, \quad (2.25)$$

где g_H – нормативная нагрузка от кровли, кН/м²;

S_0 – нормативная снеговая нагрузка, кН/м²;

$k_{c.в.}$ – коэффициент собственного веса балки;

l – пролет балки, м.

Принимаем: $g_H = 0,489$ кН/м²; $S_0 = 0,7$ кН/м²; $k_{c.в.} = 5$; $l = 18$ м.

Подставим значения в формулу (2.25), получим

$$g_{cb}^H = \frac{0,489 + 0,7}{1000/(5 \cdot 18 - 1)} = 0,106 \text{ кН/м}^2$$

Полная нагрузка на 1 п.м. балки:
- нормативная $q_n = 1,295 \cdot 6 = 7,77$ кН/м;
- расчетная $q = 1,675 \cdot 6 = 10,5$ кН/м.

2.2.3 Статический расчет балки.

Балки рассчитываются как изгибаемые шарнирно опертые элементы на одновременное действие равномерно распределенных нагрузок: постоянной и временной снеговой – наиболее невыгодное сочетание нагрузок.

Опорное сечение двускатной балки подбираем из условия прочности древесины при скалывании от максимальной поперечной силы.

Поперечная сила Q , кН, определяется по формуле

$$Q = \frac{ql}{2}, \quad (2.26)$$

где q – расчетная нагрузка на 1 п.м. балки, кН/м;

l – расчетная длина балки, м.

Примем: $q = 10,5$ кН/м; $l = 18$ м.

Подставим значения в формулу (2.26), получим

$$Q = \frac{10,5 \cdot 18}{2} = 94,5 \text{ кН.}$$

Требуемую высоту балки в опорном сечении $h_{\text{оп.тр.}}$, м, определяем по формуле

$$h_{\text{оп.тр.}} = \frac{3Q}{2bR_{\text{ск}}}, \quad (2.27)$$

где Q – см. формулу (2.26);

b – ширина доски, м;

$R_{\text{ск}}$ – расчетное сопротивление скалыванию при изгибе для клефанерных элементов, МПа.

Принимаем: $Q = 94,5$ кН; $b = 0,14$ м; $R_{\text{ск}} = 1,5$ МПа.

Подставим данные значения в формулу (2.27), получим

$$h_{\text{оп.тр.}} = \frac{3 \cdot 94,5 \cdot 10^3}{2 \cdot 0,14 \cdot 1,5} = 0,675 \text{ м.}$$

С учетом высоты доски $h = 33$ мм, принимаем высоту балки на опоре $h_{\text{оп.}} = 0,693$ м.

Высота в середине пролета $h_{\text{ср.}}$, м, с учетом принятого уклона покрытия определяется по формуле

$$h_{\text{ср}} = h_{\text{оп.}} + \frac{l}{2i}, \quad (2.28)$$

где $h_{\text{оп.}}$ – высота балки на опоре, м;

l – расчетная длина балки, м;

i – уклон балки.

Принимаем: $h_{\text{оп.}} = 0,693$ м; $l = 18$ м; $i = 1:12$.

Подставим значения в формулу (2.28), получим

$$h_{\text{ср}} = 0,693 + \frac{18}{2 \cdot 12} = 1,443 \text{ м.}$$

Высота балки в середине пролета с учетом высоты доски $h = 33$ мм, составит $h_{\text{ср}} = 1452$ мм.

Расстояние x , м, от опоры до сечения, где действуют максимальные нормальные напряжения, определяем по формуле

$$x = \frac{lh_{\text{оп.}}}{2h}, \quad (2.29)$$

где l – расчетная длина балки, м;

$h_{\text{оп.}}$ – высота балки на опоре, м;

h – высота балки в середине пролета, м.

Принимаем: $l = 18$ м; $h_{\text{оп.}} = 0,693$ м; $h = 1,443$ м.

Подставим данные значения в формулу (2.29), получим

$$x = \frac{18 \cdot 0,693}{2 \cdot 1,443} = 4,32 \text{ м.}$$

Величина изгибающего момента в расчетном сечении M_x , кН·м, определяется по формуле

$$M_x = \frac{qx(l-x)}{2}, \quad (2.30)$$

где q – расчетная нагрузка на 1 п.м. балки, кН/м;

x – см. формулу (2.29);

l – расчетная длина балки, м.

Принимаем: $q = 10,5$ кН/м; $x = 4,32$ м; $l = 18$ м.

Подставим значения в формулу (2.30), получим

$$M_x = \frac{10,5 \cdot 4,32 \cdot (18 - 4,32)}{2} = 310,2 \text{ кН·м}$$

Высота балки в расчетном сечении h_x , м, определяется по формуле

$$h_x = h_{\text{оп}} + (h_{\text{сп}} - h_{\text{оп}}) \frac{2x}{l}, \quad (2.31)$$

где $h_{\text{оп}}$ – высота балки на опоре, м;

$h_{\text{сп}}$ – высота балки в центре пролета, м;

l – расчетная длина балки, м;

x – см. формулу (2.29).

Принимаем: $h_{\text{оп}} = 0,693$ м; $h_{\text{сп}} = 1,452$ м; $l = 18$ м; $x = 4,32$ м.

Подставляем данные значения в формулу (2.31), получаем

$$h_x = 0,693 + (1,452 - 0,693) \cdot \frac{2 \cdot 4,43}{18} = 1,067 \text{ м.}$$

Число целых досок n , шт., определяем по формуле

$$n = \frac{h_x}{h}, \quad (2.32)$$

где h_x – высота балки в расчетном сечении, м;

h – высота сечения доски, м.

Принимаем: $h_x = 1,1$ м; $h = 0,033$ м.

Подставляем данные значения в формулу (2.32), получаем

$$n = \frac{1,067}{0,033} = 32,3 = 33 \text{ шт.}$$

Тогда расчетную высоту h_x^p , м, вычислим по формуле

$$h_x^p = 33n, \quad (2.33)$$

где n – то же, что в формуле (2.32).

Принимаем $n = 33$ шт.

Подставляем данное значение в формулу (2.33), получаем

$$h_x^p = 33 \cdot 33 = 1089 \text{ мм} = 1,089 \text{ м.}$$

Момент сопротивления расчетного сечения W_x , см^3 , вычислим по формуле

$$W_x = \frac{bh_x^2}{6}, \quad (2.34)$$

где b – ширина доски, м;

h_x – высота балки в расчетном сечении, м.

Принимаем: $b = 0,14$ м; $h_x = 1,089$ м.

Подставим данные значения в формулу (2.34), получим

$$W_x = \frac{0,14 \cdot 1,089^2}{6} = 0,028 \text{ м}^3.$$

Проверяем сечение по нормальным напряжениям по формуле

$$\sigma_x = \frac{M_x}{W_x} \leq R_{и} m_{б} m_{сл}, \quad (2.35)$$

где M_x – то же, что в формуле (2.30);

W_x – то же, что в формуле (2.34);

$R_{и}$ – расчетное сопротивление при изгибе, МПа;

$m_{б}$ – коэффициент для клееных элементов;

$m_{сл}$ – коэффициент для клееных элементов.

Принимаем: $M_x = 310,2$ кН · м; $W_x = 0,028$ м³; $R_{и} = 15$ МПа; $m_{б} = 0,8$ [6, т. 10]; $m_{сл} = 1$ [6, т. 11].

Подставляем значения в формулу (2.35), получаем

$$\sigma_x = \frac{310,2 \cdot 10^3}{0,028} = 11,1 \text{ МПа} < 15 \cdot 0,8 \cdot 1 = 12 \text{ МПа}$$

Условие выполняется.

Момент инерции балки I , см⁴, определим по формуле

$$I = \frac{bh^3}{12}, \quad (2.35)$$

где b – ширина сечения балки, м;

h – высота сечения балки, м.

Принимаем: $b = 0,14$ м; $h = 0,693$ м.

Подставим данные значения в формулу (2.35), получим

$$I_{он} = \frac{0,14 \cdot 0,693^3}{12} = 0,00388 \text{ м}^4 = 3,88 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4.$$

Момент инерции в среднем сечении равен

$$I_c = \frac{0,14 \cdot 1,452^3}{12} = 0,0338 \text{ м}^4 = 33,8 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4$$

Статический момент в опорном сечении балки $S_{\text{оп}}$, см^3 , определим по формуле

$$S_{\text{оп}} = \frac{bh_{\text{оп}}^2}{6}, \quad (2.36)$$

где b – ширина сечения балки, м;

h – высота сечения балки на опоре, м.

Принимаем: $b = 0,14$ м; $h_{\text{оп}} = 0,693$ м.

Подставим значения в формул (2.36), получим

$$S_{\text{оп}} = \frac{0,14 \cdot 0,693^2}{6} = 0,0112 \text{ м}^3 = 11,2 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4$$

Выполним проверку на скалывание в опорном сечении по формуле

$$\tau = \frac{Q \cdot S_{\text{оп}}}{b \cdot I_{\text{оп}}} \leq R_{\text{ск}} m_{\text{сл}}, \quad (2.37)$$

где Q – см. формулу (2.26);

$S_{\text{оп}}$ – см. формулу (2.36);

b – ширина сечения балки, м;

$I_{\text{оп}}$ – см. формулу (2.35);

$R_{\text{ск}}$ – см. формулу (2.27);

$m_{\text{сл}}$ – см. формулу (2.35).

Принимаем: $Q = 10,5$ кН; $S_{\text{оп}} = 0,0112 \text{ м}^3$; $b = 0,14$ м; $I_{\text{оп}} = 0,00388 \text{ м}^4$;
 $R_{\text{ск}} = 1,5$ МПа; $m_{\text{сл}} = 1$.

Подставим данные значения в формулу (2.37), получим

$$\tau = \frac{10,5 \cdot 10^3 \cdot 0,0112}{0,14 \cdot 0,00388} = 0,22 \text{ МПа} < 1,5 \cdot 1 = 1,5 \text{ МПа}$$

Условие выполняется.

Выполним проверку на устойчивость плоской формы деформирования по следующей формуле

$$\sigma_b = \frac{M_x}{W_x \varphi_m} \leq R_n, \quad (2.38)$$

где M_x – то же, что в формуле (2.30);

W_x – то же, что в формуле (2.34);

$R_{и}$ – расчетное сопротивление при изгибе, МПа;

φ_m – коэффициент устойчивости, вычисляемый по формуле

$$\varphi_m = \frac{140b^2 k_\phi k_{жМ}}{l_p h}, \quad (2.39)$$

где b – ширина сечения балки, м;

k_ϕ – коэффициент, зависящий от формы эпюры изгибающих моментов на участке;

l_p – расстояние между опорными сечениями элемента, м;

h – максимальная высота поперечного сечения на участке, м;

$k_{жМ}$ – коэффициент, применяемый при расчете изгибаемых элементов с линейно меняющейся по длине высотой и постоянной шириной поперечного сечения, не имеющих закреплений из плоскости по растянутой кромке; определим по формуле

$$k_{жМ} = \sqrt{\frac{h_{оп}}{h_{ср}}}, \quad (2.40)$$

где $h_{оп}$ – высота балки на опоре, м;

$h_{ср}$ – высота балки в центре пролета, м.

Примем: $h_{оп} = 0,693$ м; $h_{ср} = 1,452$ м.

Подставим данные значения в формулу (2.40), получим

$$k_{жМ} = \sqrt{\frac{0,693}{1,452}} = 0,7$$

Примем: $b = 14$ см; $k_\phi = 1,13$ [6, т. Е1]; $l_p = 432$ см; $h = 108,9$ см.

Подставим значения в формулу (2.39), получим

$$\varphi_m = \frac{140 \cdot 14^2 \cdot 1,13}{432 \cdot 108,9} = 0,659$$

Примем: $M_x = 31020$ кН·см; $W_x = 28000$ см³; $\varphi_m = 0,6591$; $k_{жМ} = 0,7$;
 $R_{и} = 15$ МПа; $m_б = 0,8$ [6, т. 10]; $m_{сл} = 1$ [6, т. 11]; $m_в = 0,9$ [6, т. 9].

Подставим значения в формулу (2.38), получим

$$\sigma_в = \frac{31020}{28000 \cdot 0,659} = 1,48 \text{ кН/см}^2 = 14,8 \text{ МПа} < 15 \text{ МПа}$$

Условие выполняется.

Запас прочности 2%.

Проверка балки постоянного сечения высотой h без учета деформации сдвига производится по формуле

$$f_0 = \frac{5}{384} \frac{q_n l^4}{EI_c}, \quad (2.41)$$

где q_n – нормативная нагрузка на балку, кН/м;

l – пролет балки, м;

E – модуль упругости древесины, МПа;

I_c – то же, что в формуле (2.35).

Принимаем: $q_n = 7,77$ кН/м; $l = 18$ м; $E = 10000$ МПа = 1000 кН/м²;
 $I_c = 0,0338$ м⁴.

Подставим данные значения в формулу (2.41), получим

$$f_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{7,77 \cdot 10^3 \cdot 18^4}{10^{10} \cdot 0,0338} = 0,03 \text{ м} = 31 \text{ мм}$$

Проверка прогиба балки с учетом переменного сечения и деформации сдвига производится по формуле

$$f = \frac{f_0 \left(1 + c \left(\frac{h_{cp}}{l}\right)^2\right)}{k}, \quad (2.42)$$

где f_0 – см. формулу (2.41);

h_{cp} – высота сечения балки в середине пролета, м;

l – пролет балки, м;

k – коэффициент, учитывающий переменность сечения, определяемый по формуле

$$k = 0,15 + 0,85 \frac{h_{оп}}{h_{cp}}, \quad (2.43)$$

где $h_{оп}$ – высота сечения на опоре, м;

h_{cp} – высота сечения балки в середине пролета, м.

Примем: $h_{оп} = 0,693$ м; $h_{cp} = 1,452$ м.

Подставим значения в формулу (2.43), получим

$$k = 0,15 + 0,85 \frac{0,693}{1,452} = 0,5557$$

c – коэффициент, учитывающий деформации сдвига, определяемый по формуле

$$c = 15,4 + 3,8 \frac{h_{\text{оп}}}{h_{\text{ср}}}, \quad (2.44)$$

где $h_{\text{оп}}$ – то же, что в формуле (2.43);

$h_{\text{ср}}$ – то же, что в формуле (2.43).

Примем: $h_{\text{оп}} = 0,693$ м; $h_{\text{ср}} = 1,452$ м.

Подставим данные значения в формулу (2.44), получим

$$c = 15,4 + 3,8 \frac{0,693}{1,452} = 17,214$$

Примем: $f_0 = 0,03$ м; $h = 1,452$ м; $l = 18$ м; $k = 0,5557$; $c = 17,214$.

Подставим значения в формулу (2.42), получим

$$f = \frac{0,03(1 + 17,214(\frac{1,452}{18})^2)}{0,5557} = 0,058 \text{ м} = 58 \text{ мм}$$

Проверим жесткость балки, сравнив прогиб с предельным прогибом, взятым в соответствии с таблицей 19 [6], по формуле

$$f < f_{\text{н}} = \frac{l}{300}, \quad (2.45)$$

где l – пролет балки, м;

f – см. формулу (2.42);

$f_{\text{н}}$ – предельный прогиб балки, м.

Принимаем: $l = 18$ м; $f = 0,058$ м.

Подставим данные в формулу (2.45), получим

$$0,058 \text{ м} < f_{\text{н}} = \frac{18}{300} = 0,06 \text{ м}$$

Условие выполняется, балка удовлетворяет требованиям по жесткости.

Длину опирания балки a , м, определим по формуле

$$a = \frac{Q}{R_{\text{см}90} b}, \quad (2.46)$$

где $R_{см90}$ – расчетное сопротивление местному смятию поперек волокон древесины, МПа;

b – ширина сечения балки, м.

Q – поперечная сила, кН.

Принимаем: $R_{см90} = 4,9$ МПа, [6, т.4]; $b = 0,140$ м; $Q = 94,5$ кН.

Подставляем значения в формулу (2.46), получаем

$$a = \frac{94,5 \cdot 10^3}{4,9 \cdot 10^6 \cdot 0,14} = 0,138 \text{ м}$$

С учетом полученного значения, а также конструктивно принимаем длину опирания клеедощатой балки 150 мм.

Таким образом, все условия прочности по первому и второму предельному состоянию выполняются, поэтому принимаем клеедощатую балку прямоугольного сечения со следующими геометрическими характеристиками:

Длина балки $l = 18$ м;

Ширина сечения балки $b = 140$ мм;

Высота по коньку $h_{ср} = 1452$ мм;

Высота на опоре $h_{оп} = 693$ мм.

2.3 Расчет клееной колонны

2.3.1 Исходные данные.

Район строительства – г. Нижнеудинск.

Пролет здания 18 м; количество пролетов – 2.

Высота до низа несущих конструкций – 6,7 м.

Шаг колонн – 6 м.

Вышележащие конструкции – двускатные клеедощатые балки, клеефанерные плиты покрытия, толщиной 219 мм.

Стеновые панели – клеефанерные, толщина 186 мм.

Колонну проектируем клеедощатой из древесины сосны третьего сорта.

2.3.2 Статический расчет колонны.

Предельная гибкость $\lambda = 120$ [6, т. 17].

Для обеспечения жесткости с некоторой долей запаса принимаем гибкость $\lambda = 110$. Гибкость элемента цельного сечения λ определим по формуле

$$\lambda = \frac{\mu_0 l}{r}, \quad (2.47)$$

где μ_0 – коэффициент для определения расчетной длины элемента;

l – высота от пола до низа несущей конструкции, м;

r – радиус инерции сечения элемента, м.

Преобразуем данную формулу с учетом нормативных значений и $r = 0,289h(b)$ – для прямоугольного сечения, рассчитаем сечение колонны:

$$h_k = \frac{\mu_0 l}{0,289\lambda}, \quad (2.48)$$

$$b_k = \frac{l}{0,289\lambda},$$

где μ_0 – то же, что в формуле (2.47);

l – то же, что в формуле (2.47);

λ – предельная гибкость.

Принимаем: $\mu_0 = 2,2$; $l = 6,7$ м; $\lambda = 110$.

Подставим значения в формулу (2.48), получаем

$$h_k = \frac{2,2 \cdot 6,7}{0,289 \cdot 110} = 0,464 \text{ м}$$

$$b_k = \frac{6,7}{0,289 \cdot 110} = 0,21 \text{ м}$$

Принимаем для изготовления колонн доски 220 x 40 мм. После фрезерования и усушки ширина досок составит $b_k = 210$ мм. Толщина досок заготовочных блоков будет 33 мм (с учетом припуска на фрезерование 7 мм). Ориентируясь на результаты расчета по формулам назначим ширину колонны $h_k = 495$ мм ($n = 15$ шт.).

2.3.3 Сбор нагрузок на колонну.

Постоянные нагрузки.

Сосредоточенная нагрузка на колонну от действия постоянных нагрузок покрытия F_1 , кН, определяется по формуле

$$F_1 = \frac{qBL}{2\gamma_n}, \quad (2.49)$$

где q – нагрузка на колонну от действия постоянных нагрузок покрытия, кН/м²;

B – шаг колонн, м;

L – пролет, м;

γ_n – коэффициент надежности по назначению здания.

Принимаем: $q = 1,951$ кН/м² (см. таблицу 2.1); $B = 6$ м, $L = 18$ м; $\gamma_n = 1,1$.

Подставим данные значения в формулу (2.49), получим

$$F_1 = \frac{1,951 \cdot 6 \cdot 18}{2 \cdot 1,1} = 95,78 \text{ кН}$$

Момент от сосредоточенной нагрузки M_1 , кН·м, определим по формуле

$$M_1 = F_1 e_1, \quad (2.50)$$

где F_1 – то же, что в формуле (2.49);

e_1 – эксцентриситет приложения нагрузки, м, определяемый по формуле

$$e_1 = \frac{h_k}{2} - a, \quad (2.51)$$

где h_k – ширина сечения колонны, м;

a – расстояние опоры балки от оси колонны;

Принимаем: $h_k = 0,495$ м; $a = 0,245$ м.

Подставим значения в формулу (2.51), получим

$$e_1 = \frac{0,495}{2} - 0,245 = 0,003 \text{ м}$$

Примем: $F_1 = 95,78$ кН; $e_1 = 0,003$ м.

Подставим значения в формулу (2.50), получим

$$M_1 = 95,78 \cdot 0,003 = 0,287 \text{ кН·м}$$

Постоянная нагрузка от веса стеновых панелей $P_{ст}$, кН, определяется по формуле

$$P_{ст} = G_{ст} \cdot (l + h_{оп} - h_0) \cdot B \cdot \gamma_n \cdot \gamma_f, \quad (2.52)$$

где $G_{ст}$ – вес стеновых панелей, кН/м²;

l – высота от пола до низа несущих конструкций, м;

$h_{оп}$ – высота балки на опоре, м;

h_0 – высота цокольной панели от отметки 0,000, м;

B – шаг колонн, м;

γ_n – коэффициент надежности по назначению здания;

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке.

Принимаем: $G_{ст} = 0,339$ кН/м² [2, прил. 2, табл. 1]; $B = 6$ м; $l = 6,7$ м; $h_{оп} = 0,693$ м; $h_0 = 1,5$ м; $\gamma_n = 1,1$; $\gamma_f = 1,12$ [6].

Подставим значения в формулу (2.52), получим

$$P_{ст} = 0,339 \cdot (6,7 + 0,693 - 1,5) \cdot 6 \cdot 1,1 \cdot 1,2 = 15,8 \text{ кН}$$

Постоянная нагрузка от собственного веса колонны $P_{\text{кол}}$, кН, определяется по формуле

$$P_{\text{кол}} = l \cdot b_{\text{к}} \cdot h_{\text{к}} \cdot G_{\text{д}} \cdot \gamma_{\text{п}}, \quad (2.53)$$

где l – высота до низа несущих конструкций, м;

$b_{\text{к}}$ – длина сечения колонны, м;

$h_{\text{к}}$ – ширина сечения колонны, м;

$G_{\text{д}}$ – объемный вес древесины, кН/м³;

$\gamma_{\text{п}}$ – то же, что в формуле (2.52).

Принимаем: $l = 6,7$ м; $b_{\text{к}} = 0,21$ м; $h_{\text{к}} = 0,495$ м; $G_{\text{д}} = 5$ кН/м³; $\gamma_{\text{п}} = 1,1$.

Подставим значения в формулу (2.53), получим

$$P_{\text{кол}} = 6,7 \cdot 0,21 \cdot 0,495 \cdot 5 \cdot 1,1 = 3,8 \text{ кН}$$

Суммарная нагрузка от веса стеновых панелей и веса колонны F_2 , кН, определяется по формуле

$$F_2 = P_{\text{ст}} + P_{\text{кол}}, \quad (2.54)$$

где $P_{\text{ст}}$ – см. формулу (2.52);

$P_{\text{кол}}$ – см. формулу (2.53).

Принимаем: $P_{\text{ст}} = 15,8$ кН; $P_{\text{кол}} = 3,8$ кН.

Подставим данные значения в формулу (2.54), получим

$$F_2 = 15,8 + 3,8 = 19,6 \text{ кН}$$

Момент от нагрузки от веса стеновых панелей M_2 , кН·м, определяется по формуле

$$M_2 = P_{\text{ст}} e_2, \quad (2.55)$$

где $P_{\text{ст}}$ – см. формулу (2.52);

e_2 – эксцентриситет, определяемый по формуле

$$e_2 = \frac{h_{\text{к}}}{2} - \frac{h_{\text{ст}}}{2}, \quad (2.56)$$

где $h_{\text{к}}$ – ширина сечения колонны, м;

$h_{\text{ст}}$ – толщина стеновой панели, м.

Принимаем: $h_{\text{к}} = 0,495$ м; $h_{\text{ст}} = 0,186$ м (см. Приложение А).

Подставим значения в формулу (2.56), получим

$$e_2 = \frac{0,495}{2} - \frac{0,186}{2} = 0,1545 \text{ м}$$

Принимаем: $P_{ст} = 15,8 \text{ кН}$; $e_2 = 0,1545 \text{ м}$.

Подставим значения в формулу (2.55), получим

$$M_2 = 15,8 \cdot 0,1545 = 2,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

2.3. Схема загрузки рамы постоянными нагрузками показана на рисунке

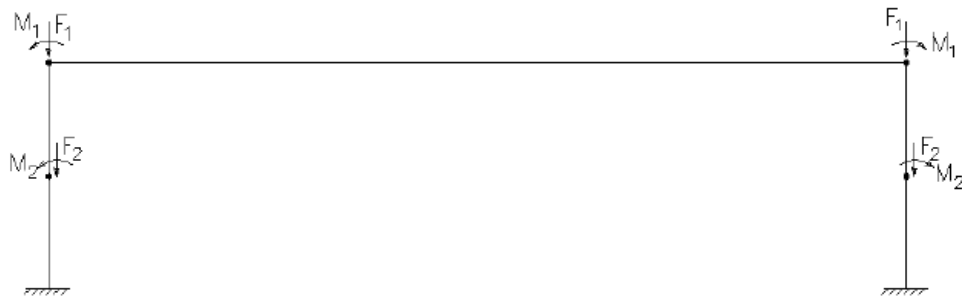


Рисунок 2.3 – Постоянная нагрузка

Сосредоточенную силу от снеговой нагрузки S , кН, определим по формуле

$$S = S_0 B \frac{L}{2} \gamma_n, \quad (2.57)$$

где S_0 – расчетная снеговая нагрузка, кН/м²;

B – шаг колонн, м;

L – пролет здания, м;

γ_n – то же, что в формуле (2.52).

Принимаем: $S_0 = 0,98$ (см. таблицу 2.1); $B = 6 \text{ м}$; $L = 18 \text{ м}$; $\gamma_n = 1,1$.

Подставим значения в формулу (2.57), получим

$$S = 0,98 \cdot 6 \cdot \frac{18}{2} \cdot 1,1 = 58,2 \text{ кН}$$

Момент от сосредоточенной снеговой нагрузки M_s , кН·м, определим по формуле

$$M_s = S e_1, \quad (2.58)$$

где S – см. формулу (2.57);

e_1 – см. формулу (2.51).

Принимаем: $S = 58,2 \text{ кН}$; $e_1 = 0,003 \text{ м}$.

Подставим значения в формулу (2.58), получим

$$M_s = 58,2 \cdot 0,003 = 0,17 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Схема загрузки рамы снеговой нагрузкой показана на рисунке 2.4.

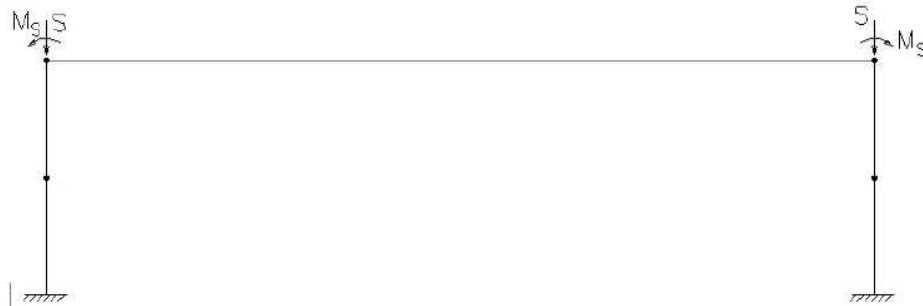


Рисунок 2.4 – Снеговая нагрузка

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки с наветренной стороны ω_m , кН/м, определяется по формуле

$$\omega_m = \omega_0 \cdot k \cdot c_e, \quad (2.59)$$

где ω_0 – нормативное значение ветрового давления, кН/м²;

k – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте;

c_e – аэродинамический коэффициент.

Принимаем: $\omega_0 = 0,38$ кПа (III ветровой район [8, т. 11.1]);

$k = 0,9$ (при высоте здания менее 10 м и типе местности А [8, т. 11.2]);

$c_e = 0,8$ (для наружных стен с наветренной стороны) [8].

Подставим значения в формулу (2.59), получим

$$\omega_m = 0,38 \cdot 0,9 \cdot 0,8 = 0,27 \text{ кН/м}$$

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки с подветренной стороны ω_{ms} , кН/м, определяется по формуле (2.59).

Принимаем: $\omega_0 = 0,38$ кПа (III ветровой район [8, т. 11.1]);

$k = 0,9$ (при высоте здания менее 10 м и типе местности А [8, т. 11.2]);

$c_e = -0,5$ (для наружных стен с подветренной стороны) [8].

Подставим значения в формулу (2.59), получим

$$\omega_{ms} = 0,38 \cdot 0,9 \cdot (-0,5) = -0,171 \text{ кН/м}$$

Расчетная равномерно распределенная нагрузка на колонну с наветренной стороны p , кН/м, определяется по формуле

$$p = \omega_m \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n, \quad (2.60)$$

где ω_m – то же, что в формуле (2.59);

γ_f – то же, что в формуле (2.52);

γ_n – то же, что в формуле (2.52).

Принимаем: $\omega_m = 0,27$; $\gamma_n = 1,1$; $\gamma_f = 1,12$ [8].

Подставим значения в формулу (2.60), получим

$$p = 0,27 \cdot 1,12 \cdot 1,1 = 0,33 \text{ кН/м}$$

Расчетная равномерно распределенная нагрузка на колонну с подветренной стороны p_s , кН/м, определяется по формуле

$$p_s = \omega_{ms} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n, \quad (2.60)$$

где ω_{ms} – то же, что в формуле (2.59);

γ_f – то же, что в формуле (2.52);

γ_n – то же, что в формуле (2.52).

Принимаем: $\omega_m = -0,171$; $\gamma_n = 1,1$; $\gamma_f = 1,12$ [8].

Подставим значения в формулу (2.60), получим

$$p_s = (-0,171) \cdot 1,12 \cdot 1,1 = -0,21 \text{ кН/м}$$

Расчетная сосредоточенная ветровая нагрузка W , кН, определяется по формуле

$$W = \omega_m \cdot B \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot c_e, \quad (2.61)$$

где ω_m – то же, что в формуле (2.59);

γ_f – то же, что в формуле (2.52);

γ_n – то же, что в формуле (2.52);

c_e – то же, что в формуле (2.59);

B – шаг колонн, м.

Принимаем: $\omega_m = 0,27$ кН/м; $\gamma_n = 1,1$; $\gamma_f = 1,12$; $c_e = 0,8$; $B = 6$ м.

Подставляем значения в формулу (2.61), получаем

$$W = 0,27 \cdot 6 \cdot 1,12 \cdot 1,1 \cdot 0,8 = 1,6 \text{ кН.}$$

Схема загрузки рамы ветровой нагрузкой показана на рисунке 2.5.



Рисунок 2.5 – Ветровая нагрузка

Статический расчет поперечной рамы выполним в программе SCAD.
Жесткость колонн вычислим по формулам

$$EI_1 = \frac{b_k h_k^3}{12} \cdot E, \quad (2.62)$$

где b_k – высота сечения колонны, м;

h_k – ширина сечения колонны, м;

E – жесткость колонн, кН/м².

Принимаем: $b_k = 0,210$ м; $h_k = 0,495$ м; $E = 10^7$ кН/м².

Подставим значения в формулу (2.62), получим

$$EI_1 = \frac{0,21 \cdot 0,495^3}{12} \cdot 10^7 = 21,2 \cdot 10^3 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

$$EA_1 = b_k \cdot h_k \cdot E, \quad (2.63)$$

где b_k – то же, что в формуле (2.62);

h_k – то же, что в формуле (2.62);

E – то же, что в формуле (2.62).

Принимаем: $b_k = 0,210$ м; $h_k = 0,495$ м; $E = 10^7$ кН/м².

Подставим значения в формулу (2.63), получим

$$EA_1 = 0,21 \cdot 0,495 \cdot 10^7 = 10,4 \cdot 10^5 \text{ кН}.$$

Жесткость ригеля принята в 100 раз больше жесткости колонн:

$$EA_2 = 1040 \cdot 10^5 \text{ кН};$$

$$EI_2 = 2120 \cdot 10^3 \text{ кН} \cdot \text{м}^2.$$

На рисунках 2.6 – 2.14 представлены эпюры внутренних усилий.

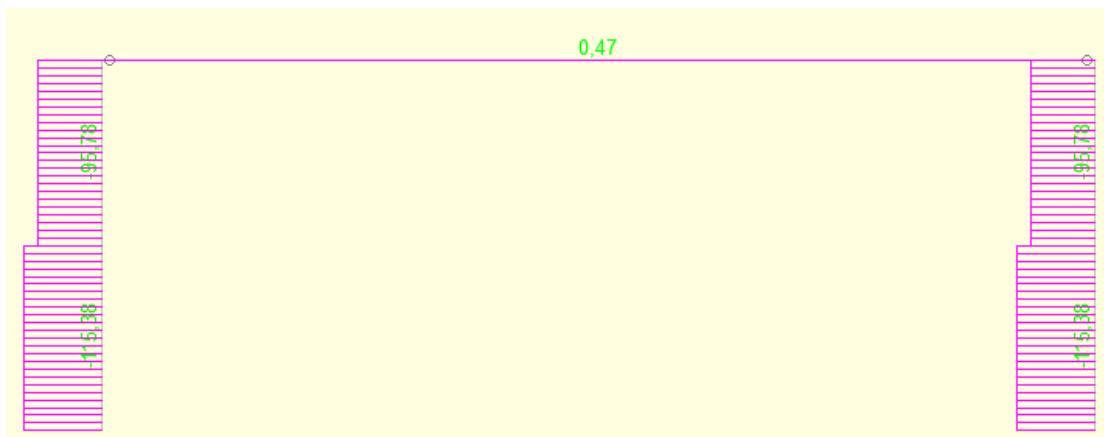


Рисунок 2.6 – Эпюра N от постоянной нагрузки

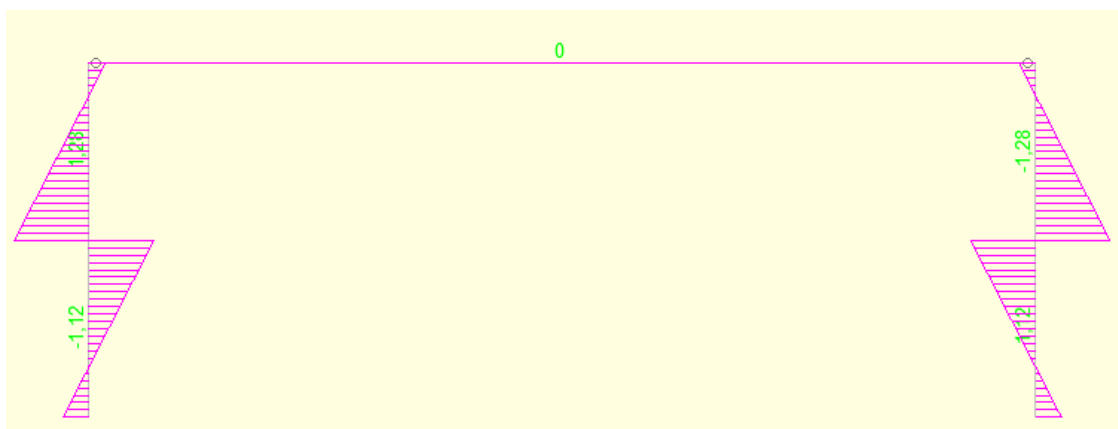


Рисунок 2.7 – Эпюра M от постоянной нагрузки

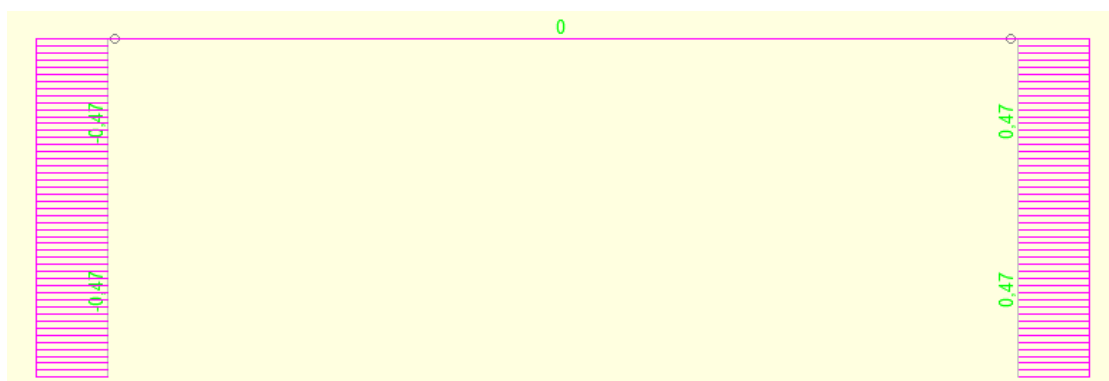


Рисунок 2.8 – Эпюра Q от постоянной нагрузки

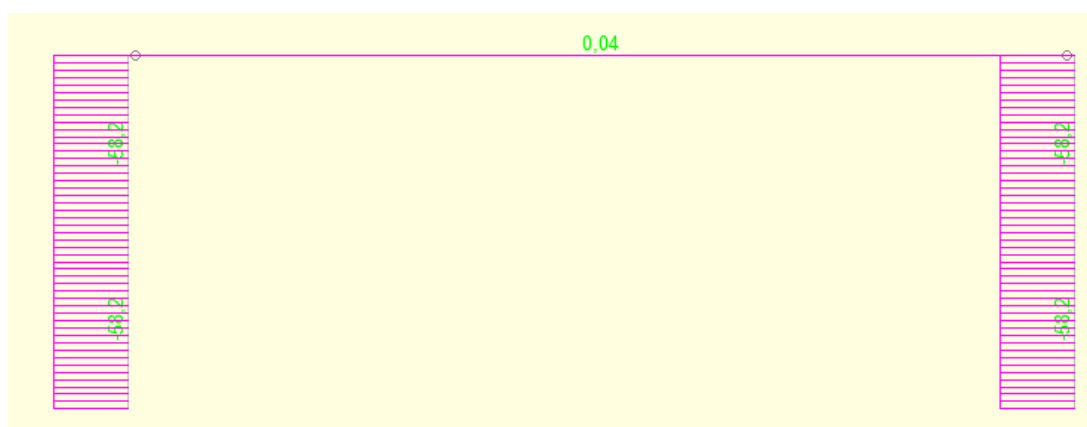


Рисунок 2.9 – Эпюра N от снеговой нагрузки

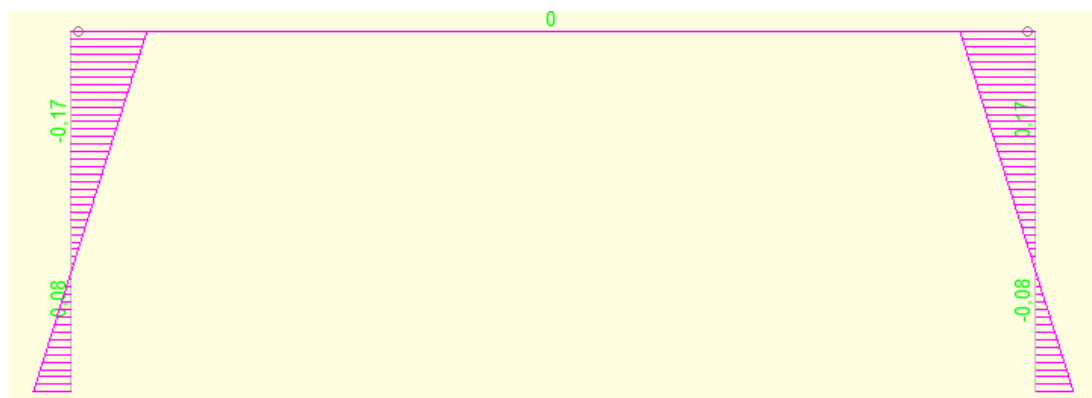


Рисунок 2.10 – Эпюра M от снеговой нагрузки

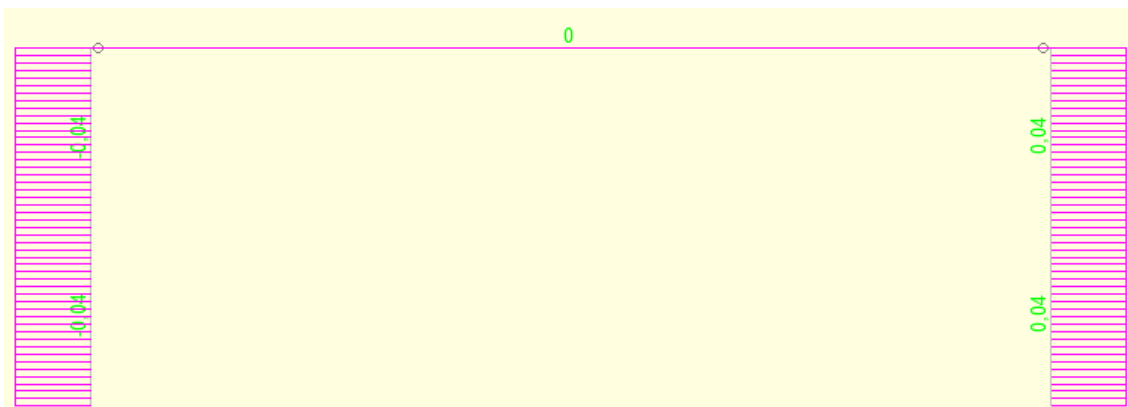


Рисунок 2.11 – Эпюра Q от снеговой нагрузки

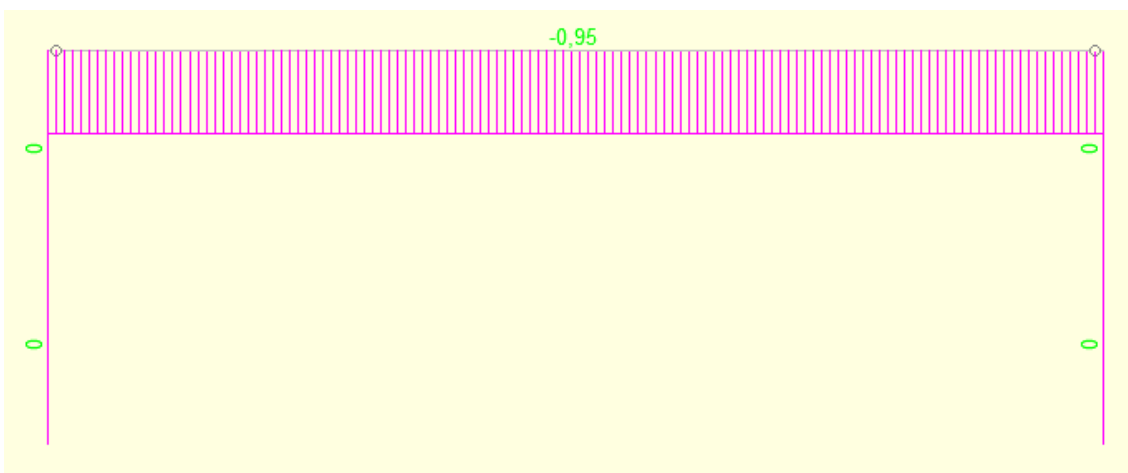


Рисунок 2.12 – Эпюра N от ветровой нагрузки (слева направо)

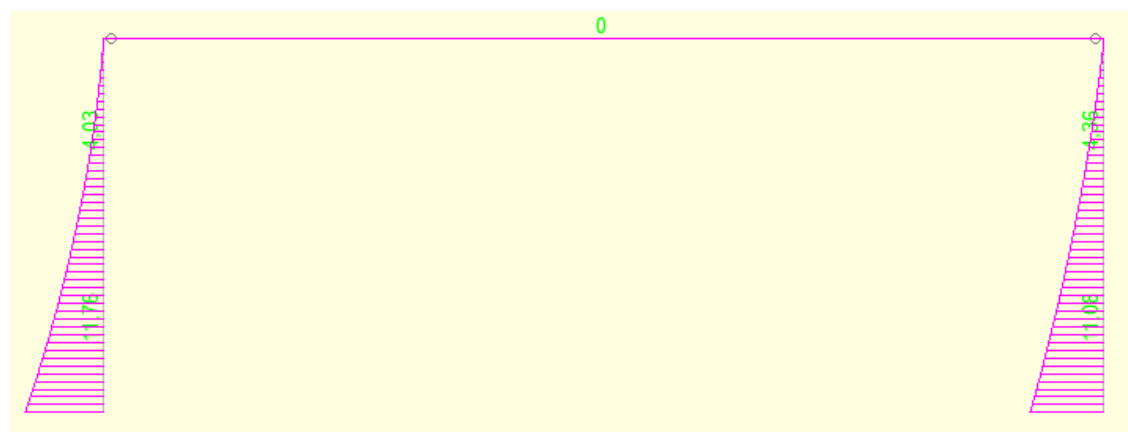


Рисунок 2.13 – Эпюра M от ветровой нагрузки (слева направо)

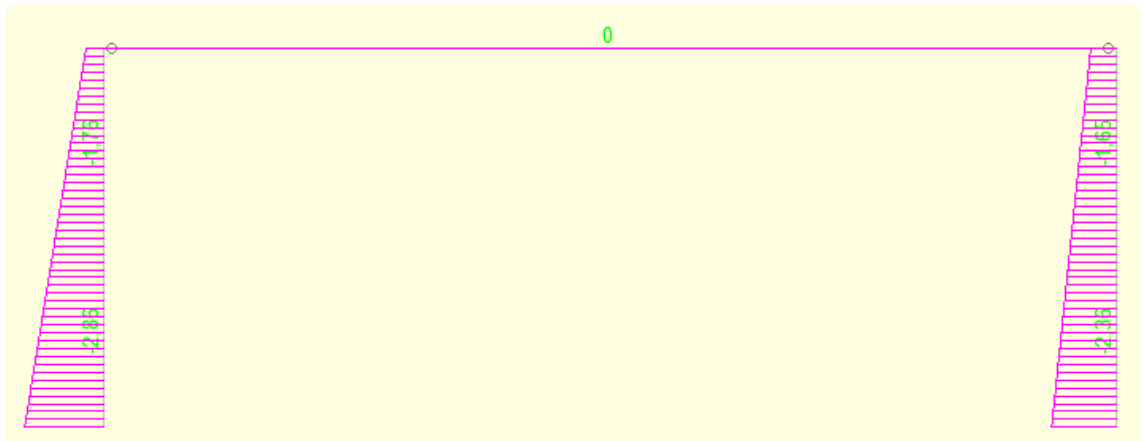


Рисунок 2.14 – Эюра Q от ветровой нагрузки (слева направо)

Определим расчетные усилия в колонне по результатам статического расчета.

Сводим усилия в сечениях левой колонны в таблицу 2.3.

Таблица 2.3 – Усилия в сечениях левой колонны

	Загружен ие	ψ	Сечение								
			I-I			II-II			III-III		
			N	M	Q	N	M	Q	N	M	Q
<div style="display: flex; flex-direction: column; align-items: center;"> <div style="margin-bottom: 10px;">III-III</div> <div style="margin-bottom: 10px;">II-II</div> <div style="margin-bottom: 10px;">I-I</div> </div>	1. Постоянная нагрузка	1	-115,4	-0,44	-0,47	-115,4 (-95,8)	-1,12 (1,28)	-0,47	-95,8	0,29	-0,47
	2. Снеговая нагрузка	1	-58,2	-0,08	-0,04	-58,2	0,06	-0,04	-58,2	0,17	-0,04
		0,9	-52,4	-0,07	-0,03	-52,4	-0,05	-0,03	-52,3	0,15	-0,03
	3. Ветровая справа налево	1	0	11,08	-2,36	0	4,36	-1,65	0	0	0,53
		0,9	0	9,97	-2,12	0	3,92	-1,5	0	0	0,48
	4. Ветровая слева направо	1	0	-11,76	-2,86	0	-4,03	-1,76	0	0	-0,65
		0,9	0	-10,6	-2,57	0	-3,6	-1,6	0	0	-0,58

Произведем расчет колонны на прочность по нормальным напряжениям и на устойчивость плоской формы деформирования.

Расчет производится на действие N и M при сочетании нагрузок.

Расчетные комбинации усилий сведены в таблицу 2.4.

Таблица 2.4 – Расчетные комбинации усилий.

		Сечение					
		I-I		II-II		III-III	
		N	M	N	M	N	M
$\psi=1$	$+M_{\max}$	1,3		1,3		1,3	
	$N_{\text{соот}}$	-115,4	11,08	-115,4	4,36	-95,8	0,29
	$-M_{\max}$	1,4		1,4		1,4	
	$N_{\text{соот}}$	-115,4	-11,76	-115,4	-4,03	-95,8	0,29
	N_{\max}	1,2		1,2		1,2	
	$M_{\text{соот}}$	-173,6	-0,52	-173,6	1,34	-154,0	0,46
$\psi=0,9$	$[N_{\min}]$	1,3		1,3		1,3	
	$M_{\text{соот}}$	-115,4	11,08	-115,4	4,36	-95,8	0,29
	$+M_{\max}$	1,2,3		1,2,3		1,2,4	
	$N_{\text{соот}}$	-167,8	9,46	-167,8	5,15	-148,1	0,44
	$-M_{\max}$	1,2,4		1,2,4		1,2,3	
	$N_{\text{соот}}$	-167,8	-11,1	-167,8	-2,37	-148,1	0,44
N_{\max}	1,2,3		1,2,4		1,2,4		
$M_{\text{соот}}$	-167,8	9,46	-167,8	-2,37	-148,1	0,44	

Исходя из таблицы 2.4, $N = -167,8$ кН, $M = 9,46$ кН. Расчет производим как внецентренно сжатый элемент по формуле

$$\sigma = \frac{N}{F_{\text{расч}}} + \frac{M_{\text{д}}}{W_{\text{расч}}} \leq R_c, \quad (2.64)$$

где N – расчетное усилие в стержне, кН;

$F_{\text{расч}}$ – площадь сечения колонны, м²;

$W_{\text{расч}}$ – момент сопротивления сечения колонны, м³;

R_c – расчетное сопротивление сжатию вдоль волокон, МПа;

$M_{\text{д}}$ – изгибающий момент от действия поперечных и продольных нагрузок, определяемый из расчета по деформированной схеме, кН·м, определяемый по формуле

$$M_{\text{д}} = \frac{M}{\xi}, \quad (2.65)$$

где M – изгибающий момент в расчетном сечении, кН·м;

ξ – коэффициент, учитывающий дополнительный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента.

Расчетная длина колонны в плоскости рамы определяется по формуле

$$l_0 = \mu_0 \cdot H, \quad (2.66)$$

где μ_0 – коэффициент, зависящий от закрепления;

H – длина колонны, м.

Принимаем: $\mu_0 = 0,8$ для элементов с одним защемленным и одним шарнирно закрепленным концом; $H = 6,7$ м.

Подставим значения в формулу (2.66), получаем

$$l_0 = 0,8 \cdot 6,7 = 5,36 \text{ м.}$$

Площадь сечения колонны $F_{нт}$, м², определяется по формуле

$$F_{нт} \approx F_{бр} = h_k \cdot b_k, \quad (2.67)$$

где h_k – ширина сечения колонны, м;

b_k – длина сечения колонны, м.

Принимаем: $b_k = 0,21$ м; $h_k = 0,495$ м.

Подставим данные значения в формулу (2.67), получаем

$$F_{нт} \approx F_{бр} = 0,495 \cdot 0,21 = 0,104 \text{ м}^2$$

Момент сопротивления $W_{нт}$, м³, определяем по формуле

$$W_{нт} \approx W_{бр} = \frac{b_k h_k^2}{6}, \quad (2.68)$$

где h_k – ширина сечения колонны, м;

b_k – длина сечения колонны, м.

Принимаем: $b_k = 0,21$ м; $h_k = 0,495$ м.

Подставим данные значения в формулу (2.68), получим

$$W_{нт} \approx W_{бр} = \frac{0,21 \cdot 0,495^2}{6} = 0,0086 \text{ м}^3$$

Гибкость λ определим по формуле

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{l_0}{0,289h_k}, \quad (2.69)$$

где l_0 – расчетная длина колонны в плоскости рамы, м;

h_k – ширина сечения колонны, м.

Принимаем: $l_0 = 5,36$ м; $h_k = 0,495$ м.

Подставляем данные значения в формулу (2.69), получаем

$$\lambda = \frac{5,36}{0,289 \cdot 0,495} = 37,5$$

Для $\lambda < 40$ коэффициент φ определяем по формуле

$$\varphi = 1 - 0,8 \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2, \quad (2.70)$$

где λ – гибкость стержня.

Принимаем $\lambda = 37,5$, подставляем в формулу (2.70), получаем

$$\varphi = 1 - 0,8 \left(\frac{37,5}{100} \right)^2 = 0,8877$$

Коэффициент ξ , учитывающий дополнительный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента определяем по формуле

$$\xi = 1 - \frac{M}{\varphi R_c F_{\text{бр}}}, \quad (2.71)$$

где M – внутреннее усилие, кН·м;

φ – то же, что в формуле (2.70);

R_c – то же, что в формуле (2.64);

$F_{\text{бр}}$ – то же, что в формуле (2.67).

Принимаем: $N = -167,8$ кН; $\varphi = 0,8877$; $R_c = 11$ МПа; $F_{\text{бр}} = 0,104$ м².

Подставим значения в формулу (2.71), получим

$$\xi = 1 - \frac{9,46}{0,8877 \cdot 11 \cdot 0,104} = 0,9999$$

Поправочный коэффициент при эпюре треугольного очертания k_H определим по формуле

$$k_H = \alpha_H + \xi \cdot (1 - \alpha_H), \quad (2.72)$$

где α_H – коэффициент;

ξ – то же, что в формуле (2.71).

Принимаем: $\alpha_H = 1,22$ (т.к. очертание эпюры близко к треугольной);
 $\xi = 0,8348$.

Подставим значения в формулу (2.72), получим

$$k_H = 1,22 + 0,9999 \cdot (1 - 1,22) = 1,002$$

Подставим найденные значения в формулу (2.65), получим

$$M_D = \frac{9,46}{0,9999 \cdot 1,002} = 9,44 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Принимаем: $N = 167,8 \text{ кН}$; $F_{\text{расч}} = 0,104 \text{ м}^2$; $W_{\text{расч}} = 0,0086 \text{ м}^3$; $M_D = 9,44 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $R_c = 11 \text{ МПа}$ [6, т. 3];

Подставим найденные значения в формулу (2.64), получим

$$\sigma = \frac{167,8 \cdot 10^3}{0,104} + \frac{9,44 \cdot 10^3}{0,0086} = 2,71 \text{ МПа} < 11 \text{ МПа}$$

Следовательно, прочность обеспечена.

Расчёт на устойчивость плоской формы деформирования производится по формуле

$$\frac{N}{\varphi R_c F_{\text{бр}}} + \left(\frac{M_D}{\varphi_m R_n W_{\text{бр}}} \right)^n \leq 1, \quad (2.73)$$

где N – расчетное усилие в стержне, кН;

φ – коэффициент;

R_c – расчетное сопротивление сжатию вдоль волокон, МПа;

$F_{\text{бр}}$ – площадь сечения колонны, м^2 ;

M_D – изгибающий момент от действия поперечных и продольных нагрузок, определяемый из расчета по деформированной схеме, кН·м,

$W_{\text{бр}}$ – момент сопротивления сечения колонны, м^3 ;

φ_m – коэффициент, определяемый по формуле (2.75);

R_n – расчетное сопротивление изгибу вдоль волокон, МПа;

n – показатель степени.

Показатель степени $n = 2$ для элементов, не имеющих растянутой зоны из плоскости деформирования: $R_n = R_c = 11 \text{ МПа}$.

Принимаем, что распорки по наружным рядам колонн (в плоскости, параллельной наружным стенам) идут только по верху колонн, значит

$$l_p = l_0 = H = 6,7 \text{ м.}$$

Вычислим гибкость λ по формуле (2.69)

$$\lambda = \frac{6,7}{0,289 \cdot 0,21} = 109,4$$

При гибкости $\lambda > 70$ коэффициент φ определим по формуле

$$\varphi = \frac{A}{\lambda^2}, \quad (2.74)$$

где A – коэффициент для древесины;
 λ – гибкость.

Принимаем: $A = 3000$; $\lambda = 109,4$.

Подставим значения в формулу (2.74), получим

$$\varphi = \frac{3000}{109,4^2} = 0,251$$

Коэффициент φ_m определим по формуле

$$\varphi_m = 140 \frac{b_k^2}{l_p h_k} k_f, \quad (2.75)$$

где l_p – расчетная длина колонны, м;

h_k – ширина сечения колонны, м;

b_k – длина сечения колонны, м;

k_f – коэффициент, определяемый по формуле для эюр треугольного очертания

$$k_f = 1,75 - 0,75\alpha = 1,75.$$

Принимаем: $l_0 = 6,7$ м; $h_k = 0,495$ м; $b_k = 0,21$ м; $k_f = 1,75$.

Подставим данные значения в формулу (2.75), получим

$$\varphi_m = 140 \cdot \frac{0,21^2}{6,7 \cdot 0,495} \cdot 1,75 = 3,258$$

Принимаем: $N = 167,8$ кН; $\varphi = 0,251$; $\varphi_m = 3,258$; $F_{бр} = 0,104$ м²;
 $W_{бр} = 0,0086$ м²; $M_D = 9,44$ кН·м; $R_c = R_n$ 11 МПа [6, т.3].

Подставим значения в формулу (2.73), получим

$$\frac{167,8}{0,251 \cdot 11 \cdot 0,104} + \left(\frac{9,44}{3,258 \cdot 11 \cdot 0,0086} \right)^2 = 0,585 < 1$$

Значит устойчивость обеспечивается.

Проверим колонну на устойчивость как центрально сжатый элемент по формуле

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot F_{\text{расч}}} < R_c, \quad (2.76)$$

где N – то же, что в формуле (2.75);

$F_{\text{расч}}$ – то же, что в формуле (2.75);

φ – то же, что в формуле (2.75);

R_c – то же, что в формуле (2.75).

Принимаем: $N = 167,8$ кН; $\varphi = 0,251$; $F_{\text{бр}} = 0,104$ м²; $R_c = 11$ МПа.

Подставляем значения в формулу (2.76):

$$\sigma = \frac{167,8}{0,251 \cdot 0,104} = 6,43 \text{ МПа} < 11 \text{ МПа}$$

Устойчивость обеспечена.

2.3.4 Расчет и конструирование крепления колонны к фундаменту.

Крепление колонны к фундаменту представлено на рисунке 2.15.

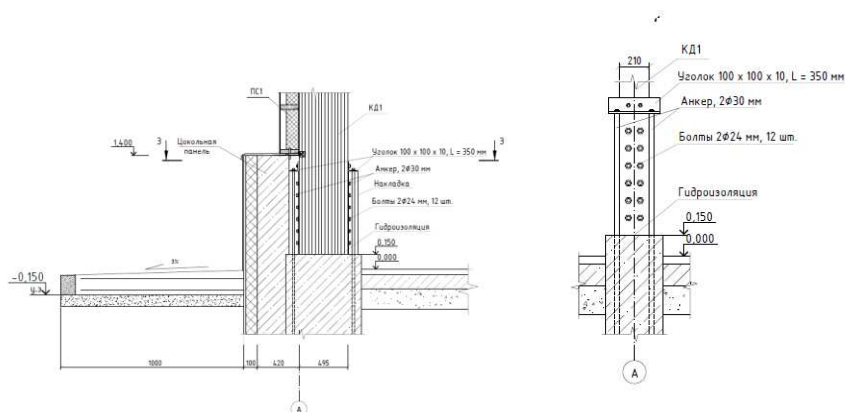


Рисунок 2.15 – Узел крепления колонны к фундаменту

Для того, чтобы вычислить растягивающие усилия в анкерах определим крайевые напряжения ξ_c и ξ_p , кН, в основании колонны по формулам

$$\xi_p = 1 - \frac{M_n}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{\text{бр}}}, \quad (2.77)$$

где M_n – расчетное усилие в стержне, кН·м;

φ – коэффициент;

R_c – расчетное сопротивление сжатию вдоль волокон, МПа;

$F_{\text{бр}}$ – площадь сечения колонны, м².

$$\xi_c = 1 - \frac{N_n}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{бр}}, \quad (2.78)$$

где N_n – расчетное усилие в стержне, кН;

φ – то же, что в формуле (2.77);

R_c – то же, что в формуле (2.77);

$F_{бр}$ – то же, что в формуле (2.77).

Принимаем: $M_n = N_n = 167,8$ кН; $\varphi = 0,251$; $R_c = 11$ МПа; $F_{бр} = 0,104$ м².

Подставим данные значения в формулы (2.77), (2.78), получим

$$\xi_p = 1 - \frac{9,46}{0,251 \cdot 11 \cdot 0,104} = 0,967,$$

$$\xi_c = 1 - \frac{167,8}{0,251 \cdot 11 \cdot 0,104} = 0,4156$$

$$R_p = \frac{9 \cdot m_{сл} \cdot m_b \cdot m_n \cdot m_б}{\gamma_n}, \quad (2.79)$$

где $m_{сл}$ – коэффициент для клееных элементов;

m_b – коэффициент для клееных элементов;

m_n – коэффициент для клееных элементов;

$m_б$ – коэффициент для клееных элементов;

γ_n – коэффициент.

Принимаем: $m_б = 0,8$; $m_{сл} = 1$; $m_b = 1$; $m_n = 1$; $\gamma_n = 0,95$.

Подставляем значения в формулу (2.79), получаем

$$R_p = \frac{9 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,8}{0,95} = 7,58$$

Определим напряжение сжатия σ_c , МПа, и растяжения σ_p , МПа, по формулам

$$\sigma_p = \frac{M}{W_{бр} \cdot \xi_p} - \frac{N_n}{F_{бр}}; \quad (2.80)$$

$$\sigma_c = \frac{M}{W_{бр} \cdot \xi_c} - \frac{N}{F_{бр}}, \quad (2.81)$$

где M – расчетное усилие в стержне, кН·м;

$W_{бр}$ – момент сопротивления сечения колонны, м³;

ξ_p – коэффициент, определяемый по формуле (2.77);

ξ_c – коэффициент, определяемый по формуле (2.78);

N_n – расчетное усилие в стержне, кН;

$F_{бр}$ – то же, что в формуле (2.77);

N – расчетное усилие в стержне, кН.

Принимаем: $M = 9,46$ кН·м; $W_{бр} = 0,0086$ м³; $\xi_p = 0,967$; $\xi_c = 0,4156$;
 $N_n = 148,1$ кН; $N = 167,8$ кН; $F_{бр} = 0,104$ м².

Подставляем данные значения в формулы (2.80), (2.81), получаем

$$\sigma_p = \frac{9,46}{0,0086 \cdot 0,967} - \frac{148,1}{0,104} = 0,3 \text{ МПа} < 11 \text{ МПа};$$

$$\sigma_c = \frac{9,46}{0,0086 \cdot 0,4156} - \frac{167,8}{0,104} = 1,03 \text{ МПа} < 11 \text{ МПа}.$$

Определим размеры сжатой и растянутой зоны k , м, по формуле

$$k = \frac{\sigma_c h}{\sigma_c + \sigma_p}, \quad (2.82)$$

где σ_c – напряжение сжатия, МПа;

σ_p – напряжение растяжения, МПа;

h – ширина сечения колонны, м.

Принимаем: $\sigma_c = 1,03$ МПа; $\sigma_p = 0,3$ МПа; $h = 0,495$ м.

Подставляем значения в формулу (2.82):

$$k = \frac{1,03 \cdot 0,495}{1,03 + 0,3} = 0,38 \text{ м}$$

$$k = \frac{0,3 \cdot 0,495}{1,03 + 0,3} = 0,11 \text{ м}$$

Растягивающее усилие в анкерах N_p , кН, с учетом краевых напряжений определим по формуле

$$N_p = \frac{M}{(S + C) \cdot \xi_p} - \frac{N_n C}{S + C}, \quad (2.83)$$

где M – то же, что в формуле (2.82);

N_n – то же, что в формуле (2.82);

ξ_p – то же, что в формуле (2.82).

Принимаем: $M = 9,46$ кН·м; $N_n = 148,1$ кН; $\xi_p = 0,967$.

Подставим значения в формулу (2.83), получим

$$N_p = \frac{9,46}{4,32 \cdot 0,967} - \frac{148,1 \cdot 3,98}{4,32} = 134,2 \text{ кН}$$

Требуемую площадь двух анкеров определим из условия

$$N_p \leq 2F_{\text{тр}} R_{\text{бр}}^{\sigma} m_a m, \quad (2.84)$$

где $F_{\text{тр}}$ – требуемая площадь анкера, м^2 ;

$R_{\text{бр}}^{\sigma}$ – расчетное сопротивление фундаментных болтов растяжению, МПа;

m_a – коэффициент, учитывающий ослабление анкеров резьбой;

m – коэффициент, учитывающий неравномерность работы двух анкеров.

Тогда требуемую площадь анкера $F_{\text{тр}}$, м^2 , определим по формуле

$$F_{\text{тр}} \geq \frac{N_p}{2R_{\text{бр}}^{\sigma} m_a m} \quad (2.85)$$

Принимаем: $N_p = 134,2 \text{ кН}$; $R_{\text{бр}}^{\sigma} = 185 \text{ МПа}$; $m_a = 0,8$; $m = 0,85$.

Подставим данные значения в формулу (2.85), получим

$$F_{\text{тр}} \geq \frac{134,2}{2 \cdot 185 \cdot 0,8 \cdot 0,85} = 0,00053 \text{ м}^2 = 5,3 \text{ см}^2$$

Требуемый диаметр анкера d_a , см, определим по формуле

$$d_a = \sqrt{\frac{4F_{\text{тр}}}{\pi}}, \quad (2.86)$$

где $F_{\text{тр}}$ – требуемая площадь анкера, м^2 .

Принимаем $F_{\text{тр}} = 5,3 \text{ см}^2$, подставим значение в формулу (2.86), получим

$$d_a = \sqrt{\frac{4 \cdot 5,3}{\pi}} = 2,6 \text{ см}$$

По сортаменту выбираем анкер диаметром $d_a = 30 \text{ мм}$.

Диаметр горизонтальных болтов можно определить, исходя из условия их расстановки относительно ширины колонны в два ряда:

$$b \geq 3d + 3,5d + 3d = 9,5d$$

Определим диаметр горизонтального болта d , мм, по формуле

$$d \leq \frac{b}{9,5}, \quad (2.87)$$

где b – ширина сечения колонны, м.

Примем $b = 210$ мм, подставим значение в формулу (2.87), получим

$$d \leq \frac{210}{9,5} = 22,1 \text{ мм}$$

Принимаем диаметр болта $d = 24$ мм.

Несущая способность болта T , кН, определяется по формулам

$$T_c = 0,8 \cdot a \cdot d \cdot m_n, \quad (2.88)$$

$$T_c = (1,8 \cdot d^2 + 0,02 \cdot a^2) \cdot \sqrt{m_n}, \quad (2.89)$$

$$T_n = 2,5 \cdot d^2 \cdot \sqrt{m_n}, \quad (2.90)$$

где m_n – коэффициент (Таблица 20, СП 64);

Принимаем $m_n = 1,2$, подставим значения в формулы (2.88)-(2.90):

$$T_c = 0,8 \cdot 7,5 \cdot 2,4 \cdot 1,2 = 17,28 \text{ кН};$$

$$T_c = (1,8 \cdot 2,4^2 + 0,02 \cdot a^2) \cdot \sqrt{1,2} = 12,52 \text{ кН};$$

$$T_n = 2,5 \cdot 2,4^2 \cdot \sqrt{1,2} = 15,77 \text{ кН}.$$

Количество двусрезных горизонтальных болтов n , шт., определим по формуле

$$n = \frac{N_p}{T_{\min} n_{ш}}, \quad (2.91)$$

где N_p – усилие, действующее на накладку;

T_{\min} – минимальная несущая способность болта, кН.

Принимаем: $N_p = 134,2$ кН; $T_{\min} = 12,25$ кН; $n_{ш} = 1$.

Подставим значения в формулу (2.91), получим

$$n = \frac{134,2}{12,25 \cdot 1} = 10,96 \text{ шт.}$$

Принимаем $n = 12$ болтов.

Длина деревянных накладок $l_n = 84$ см.

Подберем упорный уголок. Выполним проверку уголка на изгиб. Погонную нагрузку на уголок q_y , кН/см, вычислим по формуле

$$q_y = \frac{N_p}{b}, \quad (2.93)$$

где N_p – усилие, действующее на накладку;

b – то же, что в формуле (2.87).

Принимаем: $N_p = 134,2$ кН; $b = 0,21$ м.

Подставим значения в формулу (2.93), получим

$$q_y = \frac{134,2}{21} = 6,4 \text{ кН/см}$$

Расчетный изгибающий момент M , кН·см, вычислим по формуле

$$M = \frac{q_y (b + d)^2}{8}, \quad (2.94)$$

где q_y – то же, что в формуле (2.93);

b – то же, что в формуле (2.87);

d – то же, что в формуле (2.87).

Принимаем: $q_y = 6,4$ кН/см; $b = 21$ см; $d = 2,4$ см.

Подставляем значения в формулу (2.94), получаем

$$M = \frac{6,4 \cdot (21 + 2,4)^2}{8} = 438,05 \text{ кН·см}$$

Принимаем уголок L100 x 100 x 10, характеристики уголка:

$I_x = 179 \text{ см}^4$; $z_0 = 2,83$ см; $y_{\max} = 10 - 2,83 = 7,17$ см; $W_x = 25 \text{ см}^3$.

Проверку напряжений выполним по формуле нормальных напряжений

$$\sigma = \frac{M}{W_x} < R_y \gamma_c, \quad (2.95)$$

где M – расчетный изгибающий момент, кН·см;

W_x – момент сопротивления сечения уголка, см³.

Принимаем: $M = 438,05$ кН·см; $W_x = 25$ см³; $R_y = 240$ МПа; $\gamma_c = 0,9$.
Подставим значения в формулу (2.95), получим

$$\sigma = \frac{438,05}{25} = 175,2 \text{ МПа} < 240 \cdot 0,9 = 216 \text{ МПа}$$

Условие выполняется, оставляем уголок L100 x 100 x 10.

2.3.5. Расчет узла опирания клеедощатой балки на колонну.

Конструкция узла опирания балки на колонну изображена на рисунке 2.16.

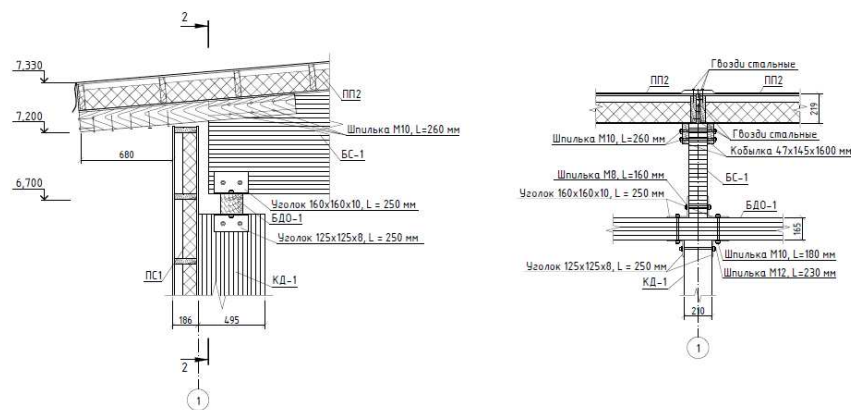


Рисунок 2.16 – Узел опирания клеедощатой балки на колонну

Сечение обвязочного бруса определяется из условия предельной гибкости и работы на смятие.

Из условия работы на смятие поперек волокон ширина опирания балки определена по формуле (2.46), ширина сечения обвязочного бруса $b_{об} = a = 150$ мм.

Высоту сечения обвязочного бруса $h_{об}$, см, из расчета на устойчивость по предельной гибкости $\lambda = 150$ [6, т. 17] определим по формуле

$$h_{об} = \frac{B}{0,289 \cdot \lambda}, \quad (2.96)$$

где B – расстояние между балками, м;

λ – гибкость.

Принимаем: $B = 6$ м; $\lambda = 150$.

Подставим данные значения в формулу (2.96), получим

$$h_{об} = \frac{6}{0,289 \cdot 150} = 0,140 \text{ м} = 14 \text{ см.}$$

Примем толщину доски бруса 33 мм, тогда высота бруса составит

$$h_{об} = 33 \cdot 5 = 165 \text{ мм} = 16,5 \text{ см.}$$

Рассчитаем крепление прокатного уголка к балке с помощью шпильки. Количество шпилек n , шт., определим по формуле

$$n = \frac{N}{T \cdot n_c}, \quad (2.97)$$

где N – сила, действующая на узел, кН;

T – несущая способность одной шпильки, кН;

n_c – количество срезов, шт.

Принимаем шпильки диаметром $d = 24$ мм, длиной $l = 250$ мм.

Расчетная несущая способность одной шпильки T , кН, определяется как минимальная среди несущих способностей, определяемых по формулам

$$T_{смс} = 0,5 \cdot c \cdot d, \quad (2.98)$$

$$T_{смс} = 1,8 \cdot d^2 + 0,02 \cdot a^2, \quad (2.99)$$

$$T_{и\max} = 2,5 \cdot d^2, \quad (2.100)$$

где c – толщина средних элементов, а также равных по толщине или более толстых элементов односрезных соединений, см;

d – диаметр нагеля, см;

a – толщина крайних элементов, а также более тонких элементов односрезных соединений, см.

Принимаем: $c = 21$ см; $d = 2,4$ см; $a = 1$ см.

Подставляем значения в формулы (2.98) -(2.100), получаем

$$T_{смс} = 0,5 \cdot 21 \cdot 2,4 = 25,2 \text{ кН,}$$

$$T_{смс} = 1,8 \cdot 2,4^2 + 0,02 \cdot 1^2 = 10,39 \text{ кН,}$$

$$T_{и\max} = 2,5 \cdot 2,4^2 = 14,4 \text{ кН.}$$

Подставляем наименьшее значение в формулу (2.97), получаем

$$n = \frac{0,84}{10,39 \cdot 2} = 5,1 \text{ шт.}$$

Принимаем 6 шпилек. Шпилька крепления уголка к обвязочному брусу примем конструктивно диаметром 10 мм, длиной 170 мм.

3 Проектирование фундаментов

3.1 Исходные данные

Проектируемый объект «Цех по производству клееных деревянных конструкций» расположен в г. Нижнеудинске.

Климатические условия района строительства:

Строительный климатический район – 1В.

Особых климатических условий не наблюдается.

Нормативное значение скоростного напора ветра (3 район) – 0,38 кПа.

Расчетная снеговая нагрузка (2 район) – 1,0 кПа (100 кгс/м²).

Расчетная температура воздуха наиболее холодных суток: наиболее холодной пятидневки обеспеченностью 0,92 - минус 43°С.

Этажность здания – одноэтажное.

Количество пролетов – 2.

Конструктивная схема здания – каркасная.

Материал каркаса – деревянные конструкции.

3.2 Оценка инженерно-геологических условий

На рисунке 3.1 представлена инженерно-геологическая колонка.

Физико-механические свойства грунтов приведены в таблице 3.1.

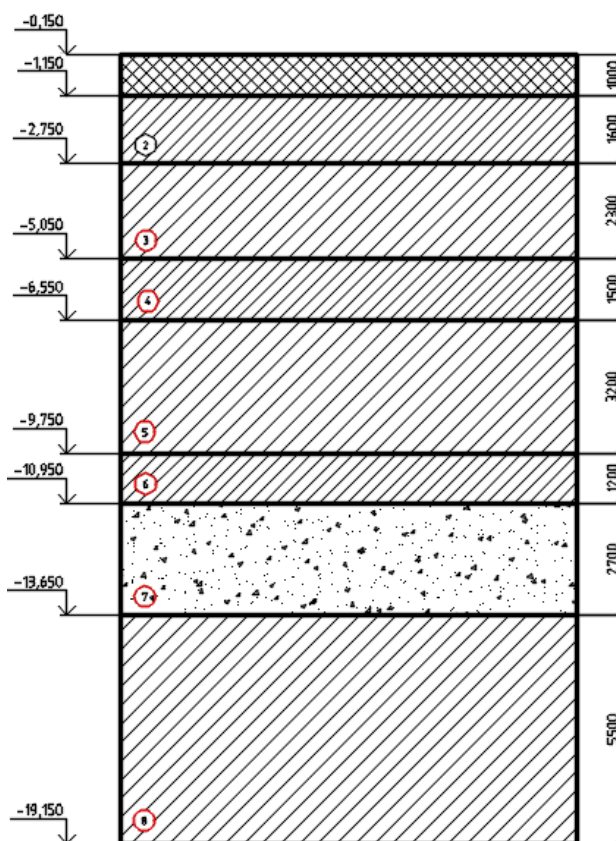


Рисунок 3.1 – Инженерно-геологическая колонка

Таблица 3.1 - Физико-механические свойства грунтов

№	Полное наименование грунта	Мощность слоя, м	W	ρ , т/м ³	ρ_s , т/м ³	ρ_d , т/м ³	e	S_r	γ , кН/м ³	γ_{sb} , кН/м ³	W_p	W_L	I_L	c , кПа	φ , град.	E , МПа	R_0 , кПа
1	Насыпной суглинок мягкопластичный	1,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,57	-	-	-	-
2	Суглинок тугопластичный	1,6	0,34	1,89	2,71	1,41	0,922	0,79	18,9	-	-	-	0,31	16	17,5	9	185
3	Суглинок тугопластичный	2,3	0,31	1,94	2,71	1,49	0,819	0,93	19,4	-	-	-	0,38	19	19,5	12	200
4	Суглинок мягкопластичный	1,5	0,31	1,95	2,71	1,36	0,79	0,8	19,5	-	-	-	0,62	18	19,4	12,3	180
5	Суглинок мягкопластичный	3,2	0,29	1,91	2,71	1,48	0,831	0,98	19,1	-	-	-	0,62	19,2	19	11,8	177
6	Суглинок текучепластичный	1,2	0,32	1,91	2,71	1,45	0,869	1,0	19,1	-	-	-	0,79	17,5	18,6	13,5	153
7	Песок гравелистый ср. плотности	2,7	1,26	1,99	2,66	1,58	0,684	1,0	19,9	-	-	-	-	1,0	37	30	500

Окончание таблицы 3.1

8	Суглинок полутвердый	5,5	0,25	2,03	2,71	1,62	0,673	0,97	20,3	-	-	-	0,14	30	23,7	21	247
---	-------------------------	-----	------	------	------	------	-------	------	------	---	---	---	------	----	------	----	-----

Примечание: W - влажность; ρ - плотность грунта; ρ_s - плотность твердых частиц грунта; ρ_d - плотность сухого грунта; e – коэффициент пористости грунта; S_r - степень водонасыщения; γ - удельный вес грунта; γ_{sb} - удельный вес грунта, ниже уровня подземных вод; W_p - влажность на границе раскатывания; W_L - влажность на границе текучести; I_L - показатель текучести; I_p – число пластичности; c – удельное сцепление грунта; φ - угол внутреннего трения; E – модуль деформации; R_o – расчетное сопротивление грунта.

3.3 Анализ грунтовых условий

Здание не имеет цокольных этажей или подвальных помещений. Подземные воды не обнаружены, грунт не пучинистый. С поверхности сложены слабый насыпной грунт (1,0 м). Слабых подстилающих слоев не наблюдается. Подземные воды не обнаружены.

Расчетная глубина сезонного промерзания d_f , м, определяется по формуле

$$d_f = d_{f,n} \cdot k_h, \quad (3.1)$$

где $d_{f,n}$ - нормативная глубина сезонного промерзания грунта;

k_h - коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения.

Принимаем: $d_{f,n} = 2,1$ см для суглинков; $k_h = 0,7$.

Подставим данные значения в формулу (3.1), получаем

$$d_f = 2,1 \cdot 0,7 = 1,47 \text{ м.}$$

3.4 Нагрузка. Исходные данные

Нагрузка на наиболее нагруженную колонну взята из раздела КД.
 $N_{\max} = 211,2$ кН, $M = 2,4$ кН·м, $Q = 0,93$ кН.

3.5 Проектирование свайного фундамента на забивных сваях

В качестве основания для свайного фундамента выбираем суглинок тугопластичный (слой №3) и рассматриваем свайный фундамент с использованием висячих свай с монолитным ростверком под колонну.

Глубину заложения ростверка d_p принимаем минимальной из конструктивных требований. За отметку 0,000 принят уровень чистого пола первого этажа цеха. Отметка базы колонны +0,150. Высоту ростверка принимаем $h_p = 0,6$ м. Отметка подошвы фундамента $d_p = -0,450$ м.

Отметку головы сваи принимаем -0,150 м. Отметка головы после разбивки -0,400. Заделка сваи в ростверк происходит на 300 мм.

Заглубление свай в суглинок тугопластичный должно быть не менее 1,0 м, поэтому длину свай принимаем предварительно 4 м. С40.30.

Отметка нижнего конца сваи - 4,150 м.

Сечение сваи принимаем 300 x 300 мм.

3.6 Определение несущей способности свай

Схема расположения сваи в грунте представлена на рисунке 3.2.

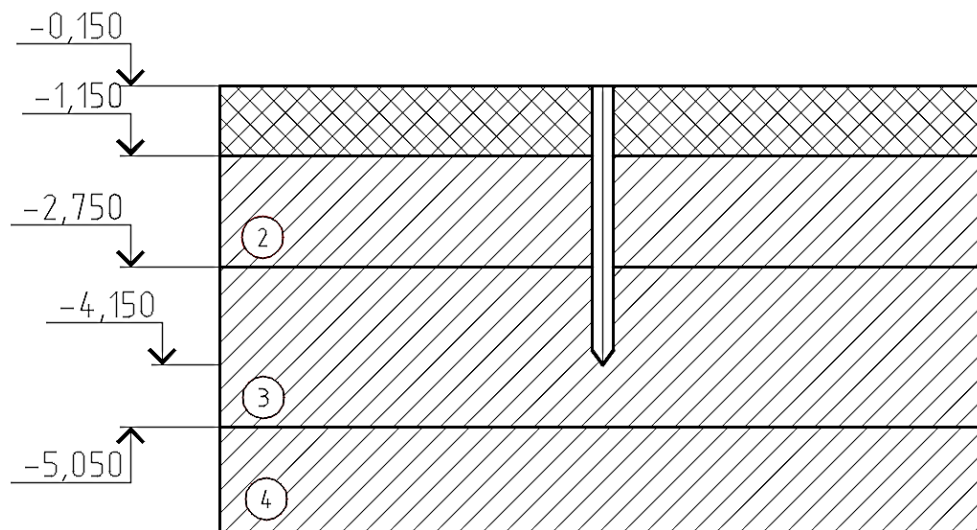


Рисунок 3.2 - Схема расположения забивной сваи в грунте

Так как свая опирается на сжимаемый грунт, она является висячей свайей, работающей за счет сопротивления грунта под нижним концом и за счет сопротивления грунта по боковой поверхности.

Несущая способность свай F_d , кН, определяется по формуле

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} RA + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i), \quad (3.2)$$

где γ_c – коэффициент условия работы сваи в грунте;

γ_{cR} – коэффициент условия работы грунта под нижним концом сваи;

R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи кПа;

A – площадь поперечного сечения сваи, m^2 ;

u – периметр поперечного сечения сваи, м;

γ_{cf} – коэффициент условия работы по боковой поверхности сваи;

f_i – расчетное сопротивление грунта по боковой поверхности сваи в пределах i -го слоя грунта, кПа;

h_i – толщина i -го слоя грунта, м.

Принимаем: $\gamma_c = 1$; $\gamma_{cR} = 1$ (для свай, погруженных забивкой); $R = 1780$ кПа; $A = 0,09$ m^2 ; $u = 1,2$ м; $\gamma_{cf} = 1$ (для свай, погруженных забивкой).

Подставляем значения в формулу (3.2), получаем

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 1780 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot \sum 1 \cdot 82,08) = 258,7 \text{ кН.}$$

Данные для расчета несущей способности свай приведены в таблице 3.2.

Таблица 3.2 - Определение несущей способности забивной сваи

Толщина слоя, м	Расстояние от поверхности до середины слоя	f_i , кПа	$f_i h_i$, кН
1,13	4,335	27,67	31,27
0,75	5,275	20,78	15,18
0,75	6,025	21,51	16,14
0,6	6,7	13,35	11,01
0,6	7,3	18,65	11,19
1,0	8,1	19,0	19,0
1,0	9,1	19,0	19,0
0,6	9,9	8,0	4,8
0,6	10,5	8,0	4,8
0,97	11,285	67,06	65,05
	до острия - 11,770 м R=10925 кПа		$\Sigma=197,8$ кН

Допускаемая нагрузка P , кН, определяется по формуле

$$P = \frac{F_d}{\gamma_k}, \quad (3.3)$$

где F_d – то же, что в формуле (3.2);

γ_k – коэффициент надежности сваи по нагрузке.

Принимаем: $F_d = 258,7$ кН; $\gamma_k = 1,4$.

Подставим значения в формулу (3.3), получим

$$P = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{258,7}{1,4} = 184,8 \text{ кН}$$

Количество свай в кусте n , шт., определяем по формуле

$$n = \frac{\Sigma N}{P - 0,9 \cdot d_p \cdot \gamma_{cp}}, \quad (3.4)$$

где $\Sigma N = N_{\max}$ – расчетная нагрузка, кН;

P – допускаемая нагрузка на сваю, кН;

$0,9 \cdot d_p \cdot \gamma_{cp}$ – нагрузка, приходящаяся на одну сваю, м²;

0,9 – площадь ростверка, приходящаяся на одну сваю, м²;
 d_p – глубина заложения ростверка, м;
 γ_{cp} – усредненный средний вес ростверка и грунта на его обрезах, кН/м.

Принимаем: $\Sigma N = N_{max} = 211,2$ кН; $P = 184,8$ кН; $d_p = 0,3$ м;
 $\gamma_{cp} = 20$ кН/м.

Подставим значения в формулу (3.4), получим

$$n = \frac{211,2}{184,8 - 0,9 \cdot 0,3 \cdot 20} = 1,2 \approx 4 \text{ шт.}$$

В фундаментах под колонны принимают обычно не менее 4 свай для повышения надежности и устойчивости.

Расстановку свай в кусте принимаем так, чтобы расстояние между осями было не меньше 900 мм. Размеры ростверка с учетом свеса его за наружные грани свай 150мм – 1500х1500мм.

Расстановка свай в кусте представлена на рисунке 3.3.

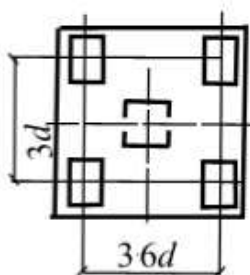


Рисунок 3.3 – Схема расстановки свай

3.8 Приведение нагрузок к подошве ростверка

Приведем нагрузки к подошве ростверка.

Продольная сила N'_I , кН, приводится к подошве ростверка по формуле

$$N'_I = N_{max} + N_p = N_{max} + b_p l_p d_p \gamma_{cp} \gamma_n, \quad (3.5)$$

где N_{max} – расчетная нагрузка, кН;

b_p – ширина ростверка, м;

l_p – длина ростверка, м;

d_p – глубина заложения ростверка, м;

γ_{cp} – усредненный средний вес ростверка и грунта на его обрезах, кН/м;

γ_n – коэффициент надежности по нагрузке.

Принимаем: $N_{\max} = 211,2$ кН; $b_p = 1,5$ м; $l_p = 1,5$ м; $d_p = 0,3$ м;
 $\gamma_{cp} = 20$ кН/м; $\gamma_n = 1,1$.

Подставим данные значения в формулу (3.6), получим

$$N'_1 = 211,2 + 1,5 \cdot 1,5 \cdot 0,3 \cdot 20 \cdot 1,1 = 226,05 \text{ кН}$$

Момент N'_1 , кН, приведем к подошве ростверка по формуле

$$M'_1 = M_{\text{соот}} + Q_{\text{соот}} h_p, \quad (3.6)$$

где $M_{\text{соот}}$ – нагрузка от колонны, кН·м;

$Q_{\text{соот}}$ – нагрузка от колонны, кН;

h_p – высота ростверка, м.

Принимаем: $M_{\text{соот}} = 2,4$ кН·м; $Q_{\text{соот}} = 0,93$ кН; $h_p = 0,6$ м.

Подставим данные значения в формулу (3.6), получим

$$M'_1 = 2,4 + 0,93 \cdot 0,6 = 2,96 \text{ кН}$$

Поперечная сила Q'_1 , кН, приведенная к подошве ростверка, определяется по формуле

$$Q'_1 = Q_{\text{соот}} = 0,93 \quad (3.7)$$

3.9 Определение нагрузок на сваи и проверка несущей способности свай

Проверим выполнение условий:

$$N_{\text{св}} \leq P;$$

$$N_{\text{св}}^{\text{кр}} \leq 1,2;$$

$$N_{\text{св}}^{\text{кр}} \geq 0,$$

где $N_{\text{св}}^{\text{кр}}$ – нагрузка на сваю крайнего ряда, кН;

P – допускаемая нагрузка на сваю, кН;

$N_{\text{св}}$ – нагрузка на сваю, кН, определяемая по формуле

$$N_{\text{св}} = \frac{N'}{n} \pm \frac{M \cdot y}{\sum(y_i^2)}, \quad (3.8)$$

где N^* – нагрузка, приведенная к подошве ростверка, кН;

n – количество свай в кусте, шт.;

M – момент, приведенный к подошве ростверка, кН·м;

y – расстояние от оси свайного куста до оси сваи, в которой определяется усилие, м;

y_i – расстояние от оси куста до каждой сваи, м.

Определим сумму квадратов расстояний от оси куста до оси каждой сваи $\sum(y_i^2)$, м², по формуле

$$\sum(y_i^2) = y_1^2 + y_2^2 + y_3^2 + y_4^2$$

Исходя из рисунка 3.4, где представлен свайный куст, подставим значения в формулу (3.8), получим

$$\sum(y_i^2) = 0,81 \text{ м}^2$$

Значения определяются по рисунку 3.4.

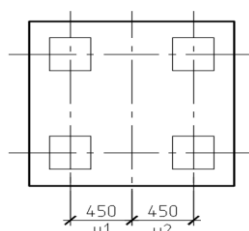


Рисунок 3.4 – Значения y

Для наглядности сведем полученные данные в таблицу 3.3.

Таблица 3.3 – Нагрузки на сваи

№сваи	I комбинация		$P(1,2 P)$, кН
	$N_{св}$, кН	$Q_{св}$, кН	
1,2	58,2	0,23	(221,76)
3,4	54,8	0,23	(221,76)

Из таблицы видно, что несущая способность свай обеспечена. Оставляем 4 сваи.

3.10 Конструирование ростверка

Связь колонны с ростверком происходит через закладные анкерные болты диаметром 30 мм. Размер основания подошвы ростверка 1500x1500

мм. Высота ростверка 600 мм. Схема ростверка представлена на рисунке 3.5.

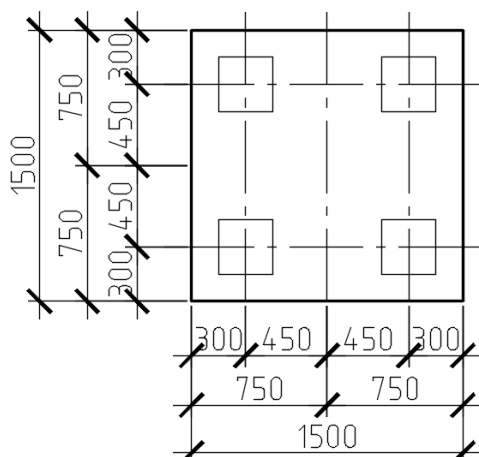


Рисунок 3.5 – Схема ростверка с обозначением размеров

3.11 Расчет ростверка на продавливание колонной

Суть проверки заключается в том, чтобы продавливающая сила не превысила прочности бетона на растяжение по граням пирамиды продавливания. На рисунке 3.6 представлена пирамида продавливания.

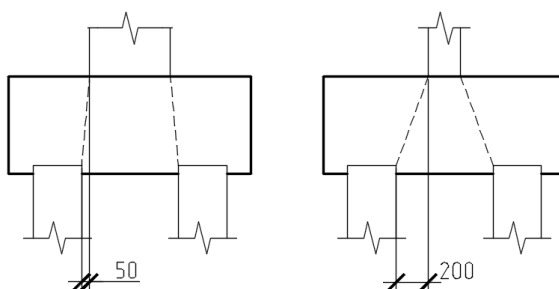


Рисунок 3.6 – Пирамиды продавливания

Проверка на продавливание производится по формуле

$$F \leq \frac{2R_{bt}h_{op}}{\alpha} \left[\frac{h_{op}}{c_1} (b_k + c_2) + \frac{h_{op}}{c_2} (l_k + c_1) \right], \quad (3.9)$$

где R_{bt} – расчетное сопротивление бетона растяжению для класса бетона В20, кПа;

h_{op} – рабочая высота ступени ростверка, м;

b_k – ширина сечения колонны, м;

l_k – высота сечения колонны, м;

c_1 - расстояние от граней колонны до граней основания пирамиды продавливания, м;

c_2 - расстояние от граней колонны до граней основания пирамиды продавливания, м, принимаются не более $h_{op} = 0,6 - 0,05 = 0,55$ м и не менее $0,4h_{op} = 0,22$;

F – расчетная продавливающая сила, кН, определяемая по формуле

$$F = 2 \cdot (N_{cb1} + N_{cb2}), \quad (3.10)$$

где N_{cb1} – нагрузка на первую сваю, кН;

N_{cb2} – нагрузка на вторую сваю, кН.

Принимаем: $N_{cb1} = 58,2$ кН; $N_{cb2} = 54,8$ кН.

Подставляем значения в формулу (3.10), получаем

$$F = 2 \cdot (58,2 + 54,8) = 232,8 \text{ кН}$$

α – коэффициент, учитывающий частичную передачу продольной силы N через стенки стакана, определяемый по формуле

$$\alpha = 1 - \frac{0,4 \cdot R_{bt} \cdot A_c}{N_k}, \quad (3.11)$$

где R_{bt} – то же, что в формуле (3.9);

N_k – нагрузка от колонны, кН;

Принимаем: $R_{bt} = 900$ кПа; $N_k = 211,2$ кН.

Подставим значения в формулу (3.11), получим

$$\alpha = 1 - \frac{0,4 \cdot 900 \cdot 2 \cdot (0,495 + 0,21) \cdot 0,85}{211,2} = -0,74 < 0,85$$

Принимаем: $\alpha = 0,85$; $R_{bt} = 900$ кПа; $h_{op} = 0,55$ м; $b_k = 0,21$ м; $l_k = 0,495$ м; $c_1 = c_2 = 0,22$ м.

Подставляем данные значения в формулу (3.9), получим

$$F = 232,8 \text{ кН} < \frac{2 \cdot 900 \cdot 0,55}{\alpha} \left[\frac{0,55}{0,22} (0,21 + 0,22) + \frac{0,495}{0,22} (0,495 + 0,22) \right] = 3028,2 \text{ кН}$$

Условие выполняется. Оставляем класс бетона В20.

3.12 Проверка ростверка на продавливание угловой сваей

Проверка ростверка на продавливание угловой сваей производится по формуле

$$N_{cb} \leq R_{bt} \cdot h_{op} [\beta_1 \cdot (b_{02} + 0,5 \cdot c_{02}) + \beta_2 \cdot (b_{01} + 0,5 \cdot c_{01})], \quad (3.12)$$

где N_{cb} – наибольшее усилие в угловой свае, кН;

R_{bt} – расчетное сопротивление бетона растяжению для класса бетона В20, кПа;

h_{op} – рабочая высота ступени ростверка, м;

b_{01} – расстояние от внутренних граней сваи до наружных граней ростверка, м;

b_{02} – расстояние от внутренних граней сваи до наружных граней ростверка, м;

c_{01} – расстояние от внутренней грани свай до подколонника, м;

c_{02} – расстояние от внутренней грани свай до подколонника, м;

β_1 – коэффициент, принимаемый по таблице [22];

β_2 – коэффициент, принимаемый по таблице [22].

Принимаем: $N_{cb} = 58,2$ кН; $R_{bt} = 900$ кН; $h_{op} = 0,55$ м; $b_{01} = b_{02} = 0,45$ м; $c_{01} = c_{02} = 0,4h_{op} = 0,22$ (при расстоянии менее $0,4h_{op}$); $\beta_1 = 1,0$; $\beta_2 = 0,69$.

Подставим данные значения в формулу (3.12), получим

$$58,2 \leq 900 \cdot 0,55 \cdot [1,0 \cdot (0,45 + 0,5 \cdot 0,22) + 0,69 \cdot (0,45 + 0,5 \cdot 0,22)] = 554,4 \text{ кН.}$$

Условие удовлетворяется.

3.13 Расчет и проектирование армирования

Рассчитаем и запроектируем арматуру плитной части фундамента.

Под давлением отпора грунта фундамент изгибается, в сечениях возникают моменты M_{xi} , кН·м, и M_{yi} , кН·м, которые определяют, считая ступени работающими как консоль, защемленная в теле фундамента, по формулам

$$M_{xi} = N_{cvi} \cdot x_i, \quad (3.13)$$

$$M_{yi} = N_{cvi} \cdot y_i, \quad (3.14)$$

где N_{cvi} – расчетная нагрузка на сваю, кН;

x_i – расстояние от центра каждой сваи в пределах изгибаемой консоли до рассматриваемого сечения, м;

y_i – расстояние от центра каждой сваи в пределах изгибаемой консоли до рассматриваемого сечения, м.

Принимаем: $N_{св1} = 58,2$ кН; $N_{св2} = 54,8$ кН; $x_i = 0,2$ м; $y_i = 0,2$ м.

Подставляем значения в формулы (3.13), (3.14), получаем

$$M_{1-1} = 58,2 \cdot 2 \cdot 0,2 = 23,28 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M'_{1-1} = (58,2 + 54,8) \cdot 0,2 = 22,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

По величине моментов в каждом сечении определим площадь рабочей арматуры A_s , м^2 , по формуле

$$A_s = \frac{M_i}{\xi h_{oi} R_s}, \quad (3.15)$$

где R_s – расчетное сопротивление растяжению, МПа, для арматуры А-III $R_s = 365$ МПа;

M_i – момент в сечении, кН·м определяемый по формулам (3.13), (3.14);

ξ – коэффициент, определяемый в зависимости от величины;

h_{oi} – рабочая высота каждого сечения, м, определяемая как расстояние от верха сечения до центра рабочей арматуры:

для сечения 1-1: $h_{o2} = h - 0,05 = 0,6 - 0,05 = 0,55$ м;

для сечения 1'-1': $h'_{o2} = h - 0,05 = 0,6 - 0,05 = 0,55$ м.

$$\alpha_m = \frac{M_i}{b_i h_{oi}^2 R_b}, \quad (3.16)$$

где M_i – момент в сечении, кН·м определяемый по формулам (3.13), (3.14);

b_i – ширина сжатой зоны сечения, м;

R_b – расчетное сопротивление на осевое сжатие, МПа, принимаем для бетона В20 $R_b = 11,5$ МПа;

h_{oi} – рабочая высота каждого сечения, м, определяемая как расстояние от верха сечения до центра рабочей арматуры, м.

Результаты расчета армирования плитной части фундамента сведены в таблицу 3.3.

Таблица 3.3 – Результаты расчета армирования плитной части фундамента

Сечение	M , кН·м	α_m	ξ	h_{0i} , м	A_s , см ²
1-1	23,28	0,004	0,995	0,55	2,1
1'-1'	22,6	0,004	0,995	0,55	2,1

Из конструктивных соображений для сетки С-1 принимаем шаг арматуры в обоих направлениях 200мм, таким образом сетка С-1 имеет в направлении l - 8Ø12 А-III с $A_s = 9,1$ см², в направлении b - 8Ø12 А-III с $A_s = 9,1$ см². Длины стержней принимаем соответственно 1450 мм и 1450 мм.

3.14 Подбор сваебойного оборудования и расчет отказа

Критериями контроля несущей способности свай при погружении являются глубина погружения и отказ.

Для забивки свай выбираем трубчатый дизель молот С-995.

Отношение массы ударной части молота (m_4) к массе сваи (m_2) должно быть не менее 1,25 при забивке свай-стоек. Так как масса сваи $m_2 = 0,93$ т, принимаем массу молота $m_4 = 2,6$ т. Расчетный отказ сваи желательно должен находиться в пределах 0,005-0,01м.

Отказ S_a , м, определяем по формуле

$$S_a = \frac{E_d \cdot \eta \cdot A}{F_d \cdot (F_d + \eta \cdot A)} \cdot \frac{m_1 + 0,2 \cdot (m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3}, \quad (3.17)$$

где η – коэффициент;

A – площадь поперечного сечения свай, м²;

F_d – несущая способность сваи, кН;

m_1 – полная масса молота, т;

m_2 – масса сваи, т;

m_3 – масса наголовника, т;

F_d – несущая способность сваи, кН, определяемая по формуле

$$F_d = P \cdot 1,4, \quad (3.18)$$

где P – допускаемая нагрузка на сваю, кН.

Принимаем $P = 184,4$ кН, подставляем значение в формулу (3.18), получим

$$F_d = 184,4 \cdot 1,4 = 258,72 \text{ кН}$$

E_d – энергия удара для подвесных дизелей молотов, кДж, определяемая по формуле

$$E_d = 10 \cdot m_4 \cdot H_{\text{под}}, \quad (3.19)$$

где m_4 – масса молота, т;

$H_{\text{под}}$ – высота подъема молота, м;

Принимаем: $m_4 = 2,6$ т; $H_{\text{под}} = 1$ м.

Подставляем значения в формулу (3.19), получим

$$E_d = 10 \cdot 2,6 \cdot 1 = 26 \text{ кДж}$$

Принимаем: $F_d = 258,72$ кН; $E_d = 26$ кДж; $\eta = 1500$ кН/м²; $A = 0,09$ м²; $m_1 = 2,6$ т; $m_2 = 0,93$ т; $m_3 = 0,2$ т.

Подставляем значения в формулу (3.17), получим

$$S_a = \frac{26 \cdot 1500 \cdot 0,09}{258,72 \cdot (258,72 + 1500 \cdot 0,09)} \cdot \frac{2,6 + 0,2 \cdot (0,93 + 0,2)}{2,6 + 0,93 + 0,2} = 0,026 \text{ м.}$$

Расчетный отказ сваи имеет значение больше 0,002 м.

3.15 Подсчет объемов и стоимости работ

Стоимость и трудоемкость возведения свайного фундамента представлена в таблице 3.4.

Таблица 3.4 – Стоимость и трудоемкость возведения свайного фундамента

Номер расценок	Наименование работ и затрат	Единицы измерения	Объем	Стоимость, руб.		Трудоемкость, чел·ч	
				Единицы	Всего	Единицы	Всего
СЦМ 441-300	Стоимость свай	м ³	1,48	1809,2	2677,6 2	-	-
05-01-002-06	Забивка свай в грунт	м ³	1,48	573,1	848,19	4	5,92
05-01-006-01	Срубка голов свай	свая	4	115,5	462,00	1,4	5,60

Окончание таблицы 3.4

06-01-001-01	Устройство подготовки из бетона В7,5	100 м ³	0,003	6429,8	19,29	180	0,54
06-01-001-06	Устройство монолитного ростверка	100 м ³	0,0135	15135	204,32	610,6	8,24
СЦМ 204-0025	Арматура ростверка	т	0,01	8134,9	81,35	-	-
Итого:					4292,8	-	20,3

3.16 Проектирование столбчатого фундамента неглубокого заложения. Выбор глубины заложения фундамента

Здание не имеет подвалов и других заглубленных помещений и сооружений. Фундамент разрабатывается под деревянные колонны. В непучинистых грунтах глубина заложения фундамента может приниматься конструктивно и не зависит от глубины промерзания. Фундамент заглубляем во 2-й несущий слой с условием, чтобы глубина заложения подошвы была более 0,3 м.

Высота фундамента должна быть кратна 300мм. Выбираем глубину заглубления фундамента $d = 1,5$ м. Отметка подошвы фундамента -1,650, отметка верха фундамента (+0,150). Высота фундамента – 1,8 м.

3.17 Определение предварительных размеров фундамента и расчетного сопротивления

Определим сумму вертикальных нагрузок на обресе фундамента ΣN_{II} , кН, в комбинации с N_{kmax} по формуле

$$\Sigma N_{II} = \frac{N_{kmax}}{1,15}, \quad (3.20)$$

где N_{max} – максимальная нагрузка от колонны, кН.

Принимаем $N_{max} = 167,8$ кН.

Подставляем данное значение в формулу (3.20), получим

$$\Sigma N_{II} = \frac{211,2}{1,15} = 183,6 \text{ кН}$$

В первом приближении предварительно площадь подошвы столбчатого фундамента A , м², определяем по формуле

$$A = \frac{\sum N_{II}}{R_0 - d \cdot \gamma_{cp}}, \quad (3.21)$$

где $\sum N_{II}$ – то же, что в формуле (3.20);

R_0 – условно принятое расчетное сопротивление в первом приближении, кПа;

d – глубина заложения фундамента, м;

γ_{cp} – усредненный удельный вес фундамента и грунта на его обрезах, кН/м³.

Принимаем: $\sum N_{II} = 183,6$ кН; $R_0 = 185$ кПа; $d = 1,35$ м; $\gamma_{cp} = 20$ кН/м³.

Подставляем данные значения в формулу (3.21), получим

$$A = \frac{183,6}{185 - 1,36 \cdot 20} = 1,18 \text{ м}^2$$

Размеры подошвы определяют, считая, что фундамент имеет квадратную или прямоугольную форму. Соотношение сторон прямоугольного фундамента $\eta = l/b$ рекомендуется ограничивать значением $\eta \leq 1,65$; размеры сторон его подошвы определяются по соотношениям:

Принимаем $\eta = 1$, тогда

$$b = \sqrt{\frac{A}{\eta}}, \quad (3.22)$$

где A – то же, что в формуле (3.21);

η – соотношение сторон фундамента.

Принимаем: $A = 1,18$ м²; $\eta = 1,2$.

Подставляем данные значения в формулу (3.22), получим

$$b = \sqrt{\frac{1,18}{1,2}} = 0,99 \approx 1,2$$

Принимаем: $b = 1,2$ м, $l = 1,5$ м.

Тогда среднее расчетное сопротивление грунта основания R , кПа, определим по формуле

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} (M_y k_z b \gamma_{II} + M_q d \gamma'_{II} + M_c c_{II}), \quad (3.23)$$

где γ_{c1} – коэффициент условия работы;
 γ_{c2} – коэффициент условия работы;
 k – коэффициент, учитывающий надежность определения характеристик c и φ ;

M_y – коэффициент, зависящий от φ ;

M_q – коэффициент, зависящий от φ ;

M_c – коэффициент, зависящий от φ ;

k_z – коэффициент, зависящий от ширины фундамента;

γ_{II} – осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента, кН/м^3 ;

γ'_{II} – осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы фундамента, кН/м^3 ;

c_{II} – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа ;

b – ширина сечения подошвы фундамента, м ;

Принимаем: $\gamma_c = 1,3$; $\gamma_{c2} = 1,0$; $k = 1,1$; $M_y = 0,39$; $M_q = 2,57$; $M_c = 5,15$; $k_z = 1,0$ (так как ширина фундамента $b < 10$ м); $\gamma_{II} = 19,15$ кН/м^3 ; $\gamma'_{II} = 18,9$ кН/м^3 ; $c_{II} = 16$ кПа .

Подставляем данные значения в формулу (3.23), получаем

$$R = \frac{1,3 \cdot 1,0}{1,1} \cdot (0,39 \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot 19,15 + 2,57 \cdot 1,5 \cdot 18,9 + 5,15 \cdot 16) = 194,1 \text{ кПа}$$

$R = 194,1$ $\text{кПа} > R_0 = 185$ кПа не более, чем на 15%, примем размеры подошвы фундамента: $b = 1,2$ м; $l = 1,5$ м; $A = 1,8$ м^2 .

3.18 Приведение нагрузок к подошве фундамента

Нагрузки к подошве фундамента приводим по следующим формулам

$$N'_I = \frac{N_k}{1,15} + N_\phi = \frac{N_k}{1,15} + b \cdot l \cdot d \cdot \gamma_{cp}, \quad (3.24)$$

где N_k – нагрузка на колонну, кН ;

b – ширина сечения подошвы фундамента, м ;

l – длина сечения подошвы фундамента, м ;

d – глубина заложения фундамента, м ;

γ_{cp} – усредненный удельный вес фундамента и грунта на его обрезах, кН/м^3 .

Принимаем: $N_k = 211,2$ кН; $b = 1,2$ м; $l = 1,5$ м; $d = 1,5$ м;
 $\gamma_{cp} = 20$ кН/м³.

Подставляем данные значения в формулу (3.24), получаем

$$N'_1 = \frac{211,2}{1,15} + 1,2 \cdot 1,5 \cdot 1,5 \cdot 20 = 237,6 \text{ кН}$$

$$M'_1 = \frac{M_k}{1,15} + \frac{Q_k h_\phi}{1,15}, \quad (3.25)$$

где M_k – нагрузка от колонны, кН·м;

Q_k – нагрузка от колонны, кН;

h_ϕ – высота фундамента, м.

Принимаем: $M_k = 2,4$ кН·м; $Q_k = 0,93$ кН; $h_\phi = 1,8$ м.

Подставляем данные значения в формулу (3.25), получаем

$$M'_1 = \frac{2,4}{1,15} + \frac{0,93 \cdot 1,8}{1,15} = 3,5 \text{ кН·м}$$

$$Q'_1 = \frac{Q_k}{1,15}, \quad (3.26)$$

где Q_k – нагрузка от колонны, кН.

Принимаем $Q_k = 0,93$ кН, подставляем данное значение в формулу (3.26), получаем

$$Q'_1 = \frac{0,93}{1,15} = 0,81 \text{ кН}$$

3.19 Определение давлений на грунт и уточнение размеров фундамента

Основными критериями расчета основания фундамента неглубокого заложения по деформациям являются условия:

$$p_{cp} \leq R; \quad (3.27)$$

$$p_{max} \leq 1,2R; \quad (3.28)$$

$$p_{min} \geq 0, \quad (3.29)$$

где R – расчетное сопротивление грунта, кН;

$p_{\text{ср}}$ – среднее давление на грунт, кПа, определяемое по формуле

$$p_{\text{ср}} = \frac{N'}{A}, \quad (3.30)$$

где N' – нагрузка, приведенная к подошве фундамента, кН;

A – площадь подошвы фундамента, м².

Принимаем: $N' = 237,6$ кН; $A = 1,8$ м².

Подставляем данные значения в формулу (3.27), получаем

$$p_{\text{ср}} = \frac{237,6}{1,8} = 132 \text{ кПа}$$

p_{max} – максимальное краевое давление на грунт, кПа, определяемое по формуле

$$p_{\text{max}} = \frac{N'}{A} + \frac{M'}{W}, \quad (3.31)$$

где N' – нагрузка, приведенная к подошве фундамента, кН;

A – площадь фундамента, м²;

M' – нагрузка, приведенная к подошве фундамента, кН·м;

W – момент сопротивления подошвы фундамента, см³, определяемый по формуле

$$W = \frac{b \cdot l^2}{6}, \quad (3.32)$$

где b – ширина сечения фундамента, м;

l – длина сечения фундамента, м.

Принимаем: $b = 1,2$ м; $l = 1,5$ м.

Подставляем данные значения в формулу (3.32), получаем

$$W = \frac{1,2 \cdot 1,5^2}{6} = 0,45 \text{ м}^3$$

Принимаем: $N' = 237,6$ кН; $A = 1,8$ м²; $M' = 3,5$ кН·м; $W = 0,45$ м³.

Подставляем данные значения в формулу (3.31), получим

$$p_{\max} = \frac{237,6}{1,8} + \frac{3,5}{0,45} = 139,4 \text{ кПа}$$

p_{\min} – минимальное краевое давление на грунт, кПа, определяемое по формуле

$$p_{\min} = \frac{N'}{A} - \frac{M'}{W}, \quad (3.33)$$

где N' – то же, что в формуле (3.31);

A – то же, что в формуле (3.31);

M' – то же, что в формуле (3.31);

W – то же, что в формуле (3.31).

Принимаем: $N' = 237,6$ кН; $A = 1,8$ м²; $M' = 3,5$ кН·м; $W = 0,45$ м³.

Подставим данные значения в формулу (3.33), получим

$$p_{\min} = \frac{237,6}{1,8} - \frac{3,5}{0,45} = 124,2 \text{ кПа}$$

Расчетное сопротивление R определить невозможно, так как для этого требуется знать ширину фундамента b , поэтому принимаем для расчета в первом приближении значение расчетного сопротивления равного условному $R_0 = 185$ кПа.

Принимаем: $p_{\text{ср}} = 132$ кПа; $p_{\max} = 139,4$ кПа; $p_{\min} = 124,2$ кПа; $R_0 = 185$ кПа.

Подставим данные значения в формулы (3.27)- (3.29), получим

$$132 \text{ кПа} \leq 185 \text{ кПа};$$

$$139,4 \text{ кПа} \leq 185 \text{ кПа};$$

$$124,2 \text{ кПа} > 0.$$

Условия выполняются, оставляем размеры фундамента $b = 1,2$ м, $l = 1,5$ м.

3.20 Расчет осадки

Расчет осадки приведен в таблице 3.5.

Расчет выполняется методом послойного суммирования. Разделяем грунт под подошвой фундамента на слои. Определяем природное давление на уровне подошвы фундамента $\sigma_{\text{zg},0}$, кПа, по формуле

$$\sigma_{zg,0} = \gamma' \cdot d, \quad (3.34)$$

где γ' – удельный вес грунта выше подошвы фундамента, кН/м³;

d – глубина заложения фундамента, м.

Принимаем: $\gamma' = 19,2$ кН/м³; $d = 1,5$ м.

Подставляем значения в формулу (3.34), получаем

$$\sigma_{zg,0} = 19,2 \cdot 1,5 = 28,8 \text{ кПа.}$$

Определяем природное давление на границе слоев $\sigma_{zg,i}$, кПа, по формуле

$$\sigma_{zg,i} = \sigma_{zg,0} + \sum \gamma_i h_i, \quad (3.35)$$

где $\sigma_{zg,0}$ – то же, что в формуле (3.34);

γ_i – удельный вес слоя, кН/м³;

h_i – мощность слоя, м.

Определим дополнительное давление под подошвой фундамента P_0 , кН, по формуле

$$P_0 = P_{\text{ср}} - \sigma_{zg,0}, \quad (3.36)$$

где $P_{\text{ср}}$ – большее из двух комбинаций среднее давление от фундамента, кПа;

$\sigma_{zg,0}$ – то же, что в формуле (3.34).

Принимаем: $P_{\text{ср}} = 132$ кПа; $\sigma_{zg,0} = 28,8$ кПа.

Подставляем данные значения в формулу (3.36), получаем

$$P_0 = 132 - 28,8 = 103,2 \text{ кН}$$

Определим напряжение на границе слоев $\sigma_{zp,i}$, кН, по формуле

$$\sigma_{zp,i} = \alpha_i \cdot P_0, \quad (3.37)$$

где α_i – коэффициент рассеивания, зависящий от отношения $l/b = 1,5/1,2 = 1,25$ и $2z_i/b$ (z_i – глубина заложения i -го слоя ниже подошвы фундамента).

P_0 – то же, что в формуле (3.36).

Построим эпюры напряжений σ_{zp} с правой стороны оси фундамента и эпюру природных давлений σ_{zg} слева.

Определим условную границу сжимаемой толщи ВСТ, до которой следует учитывать дополнительные напряжения и возникающие при этом осадки. Она находится там, где удовлетворяется условие

$$\sigma_{zp,i} \leq 0,2\sigma_{zg,i}, \quad (3.38)$$

или

$$\sigma_{zp,i} \leq 0,1\sigma_{zg,i}, \quad (3.39)$$

если в пределах сжимаемой толщи находится слабый грунт с модулем деформации $E < 10$ МПа.

Для каждого слоя в пределах сжимаемой толщи определяем среднее давление $\sigma_{zp,i}^{cp}$, кПа, по формуле

$$\sigma_{zp,i}^{cp} = \frac{\sigma_{zp,i} + \sigma_{zp,i+1}}{2}, \quad (3.40)$$

где $\sigma_{zp,i}$ – напряжение на границе слоя, кН.

Определим осадку каждого слоя S_i , мм, по формуле

$$S_i = \frac{\sigma_{zp,i}^{cp} h_i}{E_i} \beta, \quad (3.41)$$

где $\sigma_{zp,i}^{cp}$ – то же, что в формуле (3.40);

h_i – мощность слоя, м;

E_i – модуль деформации i -го слоя, кПа;

β – коэффициент, принимаемый равным 0,8.

Таблица 3.5 – Расчет осадки фундамента

Толщина слоя, h , м	Природное давление δz_g , кПа	Расстояние от подошвы фундамента, z , м	$2z/b$	α	Напряжение в слое δz_p , кПа	Среднее напряжение в слое, кПа	Модуль деформации, кПа	Осадка слоя S_i , мм
0,5	28,8	0	0	1,0	103,2	94,43	9000	0,005
0,6	40,14	0,5	0,8	0,830	85,6	65,38	12000	0,002
0,5	49,84	1,1	1,8	0,437	45,1	36,02	12000	0,002
δz_g 0,8	65,36	1,6	2,7	0,261	26,94	20,02	12000	0,001
δz_p 1,0	84,76	2,4	4,0	0,127	13,11	10,11	12300	0,0007
1,0	104,3	3,4	5,7	0,069	7,12	$\sum S = 1,12$ см		

Суммируем осадку слоев пределах сжимаемой толщи и сравниваем полученный результат с предельно допустимым S_u , мм, по формуле

$$S_i \leq S_u,$$

где S_i – осадка фундамента, см;

S_u - предельная осадка фундамента, см.

Принимаем $S_u = 15$ см для деревянного каркаса.

Таким образом $\Sigma S_i = 1,12$ см $< S_u = 15$ см, условие выполняется.

3.21 Конструирование столбчатого фундамента

Глубина заложения ростверка $d_p = 1,5$ м, высота ростверка $h_p = 1,8$ м.

Размеры ростверка в плане 1200 x 1500 мм. Ростверк имеет 1 ступень вылетом 150 и 300 мм и высотой 300 мм.

Схема ростверка приведена на рисунке 3.7.

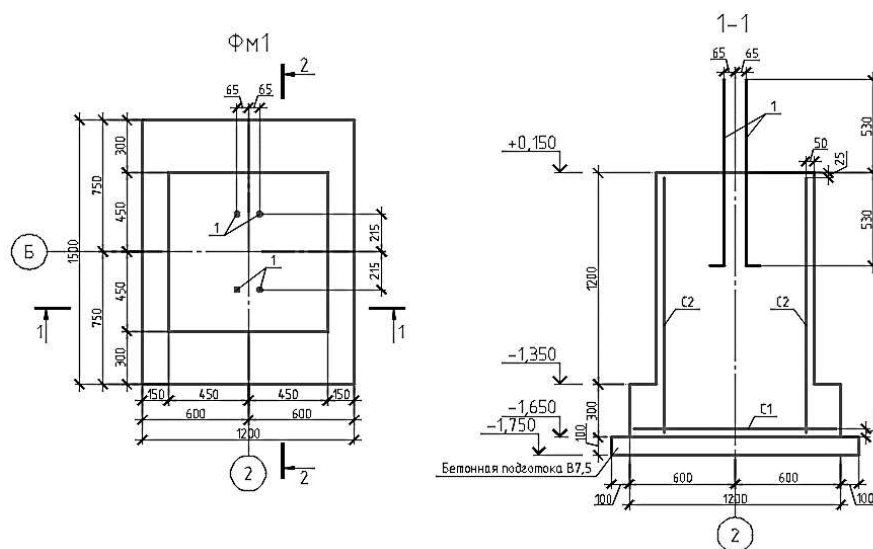


Рисунок 3.7 – Схема фундамента

3.22 Расчет столбчатого фундамента

Выполним расчет на продавливание от колонны, исходя из условия

$$F \leq b_m \cdot R_{bt} \cdot h_{op}, \quad (3.42)$$

где R_{bt} – расчетное сопротивление бетона, кПа;

h_{op} – рабочая высота пирамиды продавливания, м.

F – сила продавливания, кПа, определяемая по формуле

$$F = A_0 \cdot p_{\max}, \quad (3.43)$$

где p_{\max} – максимальное давление под подошвой фундамента от расчетных нагрузок в уровне верха плитной части (обреза верхней ступени), кПа;

A_0 – коэффициент, определяемый по формуле

$$A_0 = 0,5 \cdot b \cdot (l - l_p - 2 \cdot h_{\text{оп}}) - 0,25 \cdot (b - b_p - 2 \cdot h_{\text{оп}})^2, \quad (3.44)$$

где b – ширина сечения ростверка, м;

l – длина сечения ростверка, м;

l_p – длина сечения колонны, м;

b_p – ширина сечения колонны, м;

$h_{\text{оп}}$ – рабочая высота плитной части фундамента, м, определяемая по формуле

$$h_{\text{оп}} = h - 0,05, \quad (3.45)$$

где h – высота ступени ростверка, м.

Принимаем $h = 0,3$ м.

Подставляем данное значение в формулу (3.45), получаем

$$h_{\text{оп}} = 0,3 - 0,05 = 0,25 \text{ м}$$

Принимаем: $b = 1,2$ м; $l = 1,5$ м; $l_p = 0,4$ м; $h_{\text{оп}} = 0,25$ м; $b_p = 0,2$ м.

Подставляем данные значения в формулу (3.44), получаем

$$A_0 = 0,5 \cdot 1,2 \cdot (1,5 - 0,495 - 2 \cdot 0,25) - 0,25 \cdot (1,2 - 0,21 - 2 \cdot 0,25)^2 = 0,3.$$

Принимаем: $A_0 = 0,3$; $p_{\max} = 133,6$ кПа.

Подставляем данные значения в формулу (3.43), получаем

$$F = 0,3 \cdot 133,6 = 40,08 \text{ кПа}$$

Принимаем: $F = 40,08$ кПа; $b_m = 1,2$ м; $R_b = 900$ кПа.

Подставляем данные значения в формулу (3.42), получаем

$$F = 40,08 < 1,2 \cdot 0,25 \cdot 900 = 270 \text{ кПа}$$

Условие выполняется.

3.23 Расчет армирования плитной части фундамента

Рассчитаем и запроектируем арматуру плитной части фундамента.

Под давлением отпора грунта фундамент изгибается, в сечениях возникают моменты M_{xi} , кН·м, которые определяют, считая ступени работающими как консоль, защемленная в теле фундамента, по формуле

$$M_{xi} = \frac{Nc_{xi}^2}{2l} \left(1 + \frac{6e_{ox}}{l} - \frac{4e_{ox}c_{xi}}{l^2} \right), \quad (3.46)$$

где N – расчетная нагрузка на основание без учета веса фундамента и грунта на его обрезах, кН;

c_{xi} – вылет ступени, м;

e_{ox} – эксцентриситет нагрузки при моменте M , м;

l – длина сечения ростверка, м.

Изгибающие моменты в сечениях, действующих в плоскости, параллельной меньшей стороне фундамента b , M_{yi} , кН·м, определим по формуле

$$M_{yi} = \frac{Nc_{yi}^2}{2b}, \quad (3.47)$$

где N – то же, что в формуле (3.46);

c_{yi} – вылет ступени, м;

b – ширина сечения ростверка, м.

По величине моментов в каждом сечении определим площадь рабочей арматуры A_s , м², по формуле

$$A_s = \frac{M_i}{\xi h_{oi} R_s}, \quad (3.48)$$

где M_i – расчетный момент, кН·м;

R_s – расчетное сопротивление растяжению, для арматуры А-III $R_s = 365$ МПа;

h_{oi} – рабочая высота каждого сечения, м, определяемая как расстояние от верха сечения до центра рабочей арматуры:

для сечения 1- 1: $h_{o1} = h_2 - 0,05 = 0,3 - 0,05 = 0,25$ м;

для сечения 2- 2: $h_{o2} = h - 0,05 = 1,8 - 0,05 = 1,75$ м;

для сечения 1' - 1': $h_{o1}' = h_1' - 0,05 = 0,3 - 0,05 = 0,25$ м;

для сечения 2- 2: $h_{o2}' = h - 0,05 = 1,8 - 0,05 = 1,75$ м;

ξ – коэффициент, определяемый в зависимости от величины α_m :

$$\alpha_m = \frac{M_i}{b_1 h_{oi}^2 R_b}, \quad (3.49)$$

где b_i – ширина сжатой зоны сечения, м:

в направлении x:

для сечения 1-1: $b_{x1} = b = 1,2$ м;

для сечения 2-2: $b_{x2} = b - 2c_{x1} = 1,2 - 2 \cdot 0,15 = 0,9$ м;

в направлении y:

для сечения 1'-1': $b_{y1} = l - 2c_{y1} = 1,5 - 2 \cdot 0 = 1,5$ м;

для сечения 2'-2': $b_{y2} = l - 2c_{y2} = 1,5 - 2 \cdot 0,3 = 0,9$ м;

R_b - расчетное сопротивление на осевое сжатие, для бетона В20
 $R_b = 11,5$ МПа.

Результаты расчета приведены в табл.3.6.

Таблица 3.6 - Результаты расчета армирования плитной части фундамента

Сече- -ние	Вылет , c_i , м	$\frac{Nc_{yi}^2}{2b} \left(\frac{Nc_{xi}^2}{2l} \right)$	$\left(1 + \frac{6e_{ox}}{l} - \frac{4e_{ox}c_{xi}}{l^2} \right)$	M , кН·м	α_m	ζ	h_{oi} , м	A_{s2} , см ²
1-1	0,15	1,584	1,09	1,73	0,0020	0,995	0,25	0,19
2-2	0,5	17,6	1,05	18,48	0,0004	0,995	1,75	0,29
1'-1'	0,3	7,92	1	7,92	0,0092	0,995	0,25	0,87
2'-2'	0,5	26,62	1	26,62	0,0006	0,995	1,75	0,42

Конструируем сетку С-1. Шаг арматуры в обоих направлениях принимаем 200 мм, таким образом сетка С-1 имеет в направлении l - 6Ø12 А-III с $A_s = 6,7$ см², в направлении b - 8Ø12 А-III с $A_s = 9,1$ см². Длины стержней принимаем соответственно 1150 мм и 1450 мм.

3.24 Подсчет объемов работ и стоимости

Стоимость устройства фундамента неглубокого заложения представлена в таблице 3.7.

Таблица 3.7 -Стоимость устройства фундамента неглубокого заложения

Номер расценок	Наименование работ и затрат	Единицы измерения	Объем	Стоимость, руб.		Трудоемкость, чел·ч	
				Ед.изм.	Всего	Ед.изм	Всего
01-01-001-03	Разработка грунта 3 гр. экскаватором	1000м ³	0,0009	4264,1	3,84	2,59	0,0023
06-01-001-01	Устройство подготовки из бетона В7,5	100 м ³	0,0025	5545,1	13,86	180	0,45
06-01-001-06	Устройство монолитного ростверка	100 м ³	0,018	11867,5	213,62	610,06	10,98
СЦМ 204-0025	Стоимость арматуры	т	0,06	10927	655,62	-	-
01-01-034-01	Обратная засыпка 1 гр. грунта бульдозером	1000м ³	0,0003	556,8	0,17	-	-
Итого:					887,10	-	11,43

3.25 Сравнение фундамента неглубокого заложения и фундамента на забивных сваях

Результаты сравнения двух типов фундамента приведены в таблице 3.8.

Таблица 3.8 – ТЭП фундаментов

Показатель	Свайный фундамент неглубокого заложения	Свайный фундамент на забивных сваях
Стоимость об. ед.	887,1	4292,8
Трудоемкость чел-час	11,43	20,3

В результате сравнения устройства фундамента на забивных сваях и фундамента неглубокого заложения наиболее выгодным и менее трудоемким является фундамент неглубокого заложения.

Принимаем глубину заложения ростверка $d_p = 1,5$ м, высоту ростверка $h_p = 1,8$ м.

Размеры ростверка в плане 1200 х 1500 мм. Ростверк имеет 1 ступень вылетами 150 и 300 мм и высотой 300 мм

4 Технология строительного производства

4.1 Технологическая карта на возведение каркаса

4.1.1 Область применения.

Данная технологическая карта разработана на возведение каркаса цеха для производства клееных деревянных конструкций в г. Нижнеудинске. Процесс включает в себя установку колонн, балок, связей, установку стен и панелей покрытия коробчатого сечения

Работы будут выполняться в две смены, время работы – летнее.

Данная технологическая карта разработана для конкретного объекта и конкретных условий производства работ: объемы работ подсчитаны и собраны в таблицу, проанализирована потребность в трудовых и материально-технических ресурсах.

4.1.2 Общие положения.

Карта разработана в соответствии с методическими указаниями по разработке и оформлению технологической карты МДС 12-29.2006, с учетом требований СП 48.13330.2011 «Организация строительства», СП 70.13330.2012 «Несущие и ограждающие конструкции».

4.1.3 Организация и технология выполнения работ.

Деревянные конструкции и строительные детали домов, изготавливаемые на деревообрабатывающих предприятиях, доставляются комплектно со всеми необходимыми элементами соединений. Конструкции маркируют. Каждую деталь помечают спецификационным номером.

Собирать конструкции начинают после того, как проверят и убедятся в правильности размеров собираемых элементов, есть ли в комплекте все вспомогательные детали для стройки. В нужное проектное положение деревянные элементы ставят по разбивочным осям, рискам, нанесенным на монтируемые элементы.

Конструкции, которые подняли необходимо закрепить, только после этого убирают стропы.

Монтировать деревянные конструкции можно различными способами: отдельными деталями, частями или сборочными единицами конструкций.

Монтаж деревянных элементов с подъемом состоит из следующих основных операций: строповки, оттягивания при подъеме и заводке конструкций, подъема и установки в проектное положение, временного крепления и выверки правильности установки, расстроповки и окончательного закрепления. Монтаж зданий и сооружений из деревянных конструкций выполняют в соответствии с проектом производства работ.

До начала монтажа конструкций тщательно проверяют годность их, соответствие геометрических размеров и формы чертежам. Кроме того,

конструкции надо раскрепить, с тем чтобы при подъеме они не деформировались. До того, как ставить в проектное положение, на элементах показывают краской места строповки.

Поднимают конструкции в два приема на высоту 20-30 см, после проверки надежности крепления производят дальнейший подъем.

Сборные деревянные конструкции монтируют после выполнения работ нулевого цикла. Без освидетельствования и приемки фундаментов и других опорных частей монтаж конструкций начинать нельзя. Там, где деревянные конструкции опираются на каменные или бетонные опорные части, обязательно нужно до монтажа тщательно выверить по горизонтали и высоте. При несоответствии их проектным данным на место опирания наносят цементный раствор прочностью не менее 50 % марочной. После выверки мест опирания конструкций проверяют оси их установки.

До поднятия элементы нужно почистить от грязи, наледи, снега. Элементы следует поднимать плавно, без рывков, раскачивания, вращения. Для исключения вращения к элементу прикрепляют тонкий канат, который оттягивает монтажник.

Для удобства работ почти все строительные организации ведут монтаж домов с применением механизмов. Если монтируется дом с одним или двумя этажами, то рекомендовано использовать самоходные краны.

Укрупненную сборку элементов выполняют в монтажной зоне крана, чтобы элементы легче подавались в проектное положение.

4.1.4 Требования к качеству работ.

При сборке стен отклонение по вертикали допускается не более 3 мм на 1 м высоты, но не более 10 мм на этаж. Боковые грани должны находиться в одной вертикальной плоскости.

Запрещена неправильная строповка, загрузка конструкций и всего, что может привести к изменению расчетной схемы здания.

При монтаже деревянных конструкций необходимо подготовить конструкции к монтажу, их нужно осмотреть и очистить от загрязнений. Далее проверяется соответствие марок изделий документации, проверка отсутствия трещин и влажности древесины. Если в процессе транспортировки древесины образовались дефекты, то их следует устранить или заменить материал. Рабочие проверяют состояние соединительных крепежных изделий. Стropовку конструкций нужно производить за строповочные петли с применением захватных устройств, они могут защитить конструкции от повреждений. До проектного закрепления все конструкции должны быть выверены по всем плоскостям. Устанавливаемые конструкции необходимо надёжно закреплять. Стоит контролировать, чтобы перемещаемые краном конструкции не задевали возводимое здание и рядом стоящие сооружения.

По ходу монтажа конструкций до окончания строительства нужно осуществлять контроль за состоянием сооружения.

4.1.5 Потребность в материально-технических ресурсах.

Технологическое оборудование и машины; необходимая оснастка, инвентарь, инструменты; перечень материалов и изделий приведены в таблице 4.1 и таблице 4.2.

Таблица 4.1 – Машины и технологическое оборудование

Наименование технологического процесса	Наименование машины, технологического оборудования, тип, марка	Основная техническая характеристика, параметр	Кол-во
Монтажные работы	Машина ручная сверлильная ИЭ-1032		1
	Электродрель с насадкой (гнездами) для винтов		1
	Электропила ручная		2
	Кран автомобильный КС-55744, стрела 21м		1

Таблица 4.2 – Технологическая оснастка, инструмент, инвентарь и приспособления

Наименование технологического процесса	Наименование инструмента, тип	Основная техническая характеристика	Количество
Монтажные работы	Ножницы электрические С-424	Толщина разрезаемого листа до 1 мм	2
	Ручные ножницы		2
	Молоток стальной (ручник)		2
	Набор гаечных ключей		2
	Кувалда кузнечная		2
	Подкос телескопический		10
Разметка поверхности	Рулетка стальная НР-20	Длина 20 м	2
	Рейка поверочная ВМ-Р-5.1	Длина 2 м	2
	Шнур разметочный		2
Очистка поверхности	Кисть маховая		3
	Щетка волосяная		2

Окончание таблицы 4.2

	Электростанция передвижная 60 кВт		1
Безопасность	Каски строительные		По количеству рабочих
	Жилеты строительные		По количеству рабочих

4.1.6 Подбор подъемно-транспортного оборудования.

Кран подбирается по массе наиболее тяжелого элемента. Им является балка двускатная длиной 18 м из клееного бруса массой $m = 1300$ кг.

Необходимо подобрать кран для подачи конструкций в здание с отметкой верха +8,21 м ($h=8,36$ м).

Для строповки элемента используется строп 4СК10-4 ($m = 0,08985$ т, $h_{\Gamma} = 4$ м).

Определяем монтажные характеристики:

Определяем монтажную массу $M_{\text{м}}$, т, по формуле

$$M_{\text{м}} = M_{\text{э}} + M_{\text{г}}, \quad (4.1)$$

где $M_{\text{э}}$ – масса наиболее тяжелого элемента (балка), т;

$M_{\text{г}}$ – масса грузозахватного устройства, т.

Принимаем: $M_{\text{э}} = 1,3$ т; $M_{\text{г}} = 0,089$ т.

Подставляем данные значения в формулу (4.1), получаем

$$M_{\text{м}} = 1,3 + 0,089 = 1,389 \text{ т}$$

Определяем монтажную высоту подъема крюка $H_{\text{к}}$, м, по формуле

$$H_{\text{к}} = h_0 + h_3 + h_{\text{э}} + h_{\text{г}}, \quad (4.2)$$

где h_0 – высота здания, м;

h_3 – запас по высоте, м;

$h_{\text{э}}$ – высота элемента, м;

$h_{\text{г}}$ – высота грузозахватного устройства, м.

Принимаем: $h_0 = 8,36$ м; $h_3 = 0,5$ м; $h_{\text{э}} = 1,4$ м; $h_{\text{г}} = 4$ м.

Подставим данные значения в формулу (4.2), получим

$$H_{\text{к}} = 8,36 + 0,5 + 1,4 + 4,0 = 14,26 \text{ м}$$

Принимаем автомобильный кран марки КС-55744 со стрелой 21,0 м.

Вылет максимальный стрелы – 16,5 м.

Вылет минимальный крюка – 6,0 м.

Вылет максимальный крюка – 19,0 м.

Грузоподъемность при максимальном вылете – 0,7 т.

Высота подъема крюка при горизонтальной стреле – 6,0 м.

4.1.7 Составление калькуляции трудовых затрат и заработной платы.

Целью составления калькуляции является определение трудоемкости работ и затрат на заработную плату при монтаже отдельных элементов и комплекса работ по монтажу конструкций в целом. Калькуляция приведена в таблице 4.3.

Таблица 4.3– Калькуляция трудовых затрат

Обоснование ЕНиР	Наименование работ	Объем работ		Состав звена	На ед.изм.		Объем работ	
		Ед. изм.	Кол-во		Норма времени чел-час	$N_{вр}$, маш.-час	Трудоемкость, чел-час	Q , маш.-час
Е6-9	Монтаж колонн, балок, связей	1 шт.	253	Маш. 5р-1 Плотник 5р,4р-1	0,56	0,51	141,68	129,03
					3,36	2,57	850,08	650,21
Е5-1-23	Установка стеновых панелей (клееных)	1 эл.	174	Машинист 6р-1, монтажник 5р,3р-1,4р-2	0,44 1,7	0,466 1,36	76,56 295,8	86,304 236,64
Е5-1-23	Установка плит покрытия (клееных)	1 эл.	462	Машинист 6р-1, монтажник 5р,3р-1,4р-2	0,44 1,7	0,466 1,36	203,28 785,4	215,29 628,32
Е6-54	Установка болтов	100 шт	50	Плотник 4р-1	6,5	5,14	325	257
Е1-6	Подача материалов краном	100т	1	Маш.4р-1,	8,5	9,01	8,5	9,01
ИТОГО							2686,3	

4.1.8 Техника безопасности и охрана труда.

К строительно-монтажным работам допускаются лица не моложе 18 лет, имеющие соответствующую квалификацию, прошедшие медицинский осмотр, прошедшие первичный инструктаж на рабочем месте по технике безопасности, стажировку и допущенные к выполнению работ в качестве сварщика, плотника, арматурщика и бетонщика.

Все рабочие должны быть обучены безопасным методам производства работ, а стропальщики и сварщики должны иметь удостоверение.

Все, кто находится на строительной площадке, должны носить защитные каски. Рабочие и ИТР без защитных касок и других необходимых средств индивидуальной защиты к выполнению работ не допускаются. Допуск посторонних лиц, а также работников в нетрезвом состоянии на территорию строительной площадки, на рабочие места, в производственные и санитарно-бытовые помещения запрещается.

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, должны быть ограждены предохранительным защитным ограждением, а при расстоянии более 2 м – сигнальными ограждениями, соответствующими требованиями ГОСТов.

Проемы в стенах при одностороннем примыкании к ним настила (перекрытия) должны ограждаться, если расстояние от уровня настила до нижнего проема менее 0,7 м.

При температуре воздуха на рабочих местах ниже 10° работающие на открытом воздухе или в неотапливаемых помещениях должны быть обеспечены помещениями для обогрева.

В зимнее время необходимо очищать рабочие места и подходы к ним от снега и наледи.

Человек, несущий ответственность за безопасное производство работ краном, должен проверить исправность такелажа, приспособлений, подмостей и прочего погрузочно-разгрузочного инвентаря, а также разъяснить работникам их обязанности, последовательность выполнения операций, значения подаваемых сигналов и свойств материалов, поданных к погрузке (разгрузке).

Графическое изображение способов строповки и зацепки, а также перечень грузов, которые перемещаются краном, с указанием их массы должны быть выданы на руки стропальщикам и машинистам кранов и вывешены в местах производства работ.

Для строповки груза на крюк грузоподъемной машины должны назначаться стропальщики, обученные и аттестованные по профессии стропальщика в порядке, установленном Ростехнадзором России.

Способы строповки грузов должны исключать возможность падения или скольжения застропованного груза.

До того, как приступят к работам на машинах, руководитель работ должен определить схему движения и место установки машин, места и способы зануления (заземления) машин, имеющие электропривод, указать способы взаимодействия и сигнализации машиниста (оператора) с рабочим-сигнальщиком, обслуживающим машину, определить (при необходимости) место нахождения сигнальщика, а также обеспечить надлежащее освещение рабочей зоны. Если машинист, управляющей машиной, имеет плохую

бзорность рабочего пространства или не видит рабочего (специально выделенного сигнальщика), подающего ему сигналы, между машинистом и сигнальщиком необходимо установить двухстороннюю радиосвязь или телефонную связь. Использование промежуточных сигнальщиков для передачи сигналов машинисту не допускается.

Поднимать грузы или конструкции следует в 2 приема: сначала на высоту 20-30 см, а затем необходимо проверить на сколько надежна строповка, только после этого можно проводить подъем.

Нахождение людей и производство каких-либо работ под поднимаемым грузом или монтируемыми элементами до установки их в проектное положение и закрепления запрещается.

Не допускается пребывание людей на элементах конструкций и оборудования во время их подъема или перемещения.

Во время перерывов в работе не допускается оставлять поднятые элементы конструкций и оборудования на весу.

Категорически нельзя производить работы на высоте в открытых местах при скорости ветра 15 м/с и более, при гололедице, грозе или тумане, исключающем видимость в пределах фронта работ. Работы по перемещению и установке вертикальных панелей и подобных им конструкций с большой парусностью следует прекращать при скорости ветра 10 м/с и более.

Применяемые инструменты, грузозахватные приспособления для временного крепления конструкций должны быть исправны.

4.1.9 Техничко-экономические показатели

Критериями технологической карты являются технико-экономические показатели.

Таблица с ТЭП представлена в графической части.

5 Организация строительного производства

5.1 Объектный строительный генеральный план на период возведения надземной части

5.1.1 Область применения строительного генерального плана.

Объектный строительный генеральный план разработан для объекта «Цех по производству клееных деревянных конструкций в г. Нижнеудинске» на основной период строительства, согласно рекомендациям и требованиям СП «Организация строительства». Организационно-технологические и технические решения соответствуют нормам как экологическим и противопожарным, так и нормам по охране труда, а также другим нормам, соблюдаемым на территории Российской Федерации. Соблюдение норм обеспечивает планомерную, ритмичную работу на строительной площадке.

5.1.2 Продолжительность строительства.

Нормативную продолжительность строительства определяем по СНиП 1.04.03-85* «Нормы продолжительности строительства и задела в строительстве предприятий, зданий и сооружений».

За расчетную единицу принимается показатель – объем здания. По нормам продолжительность строительства цеха, взятого за аналог, объем которого 17900 м^3 , составляет 9 месяцев. Объем проектируемого здания $25421,7 \text{ м}^3$.

Продолжительность строительства определяется методом экстраполяции:

- 1) Доля увеличения мощности:

$$\frac{25421,7 \cdot 17900}{25421,7} 100\% = 29,58\%$$

- 2) Увеличение продолжительности:

$$29,58 \cdot 0,3 = 8,88 \%$$

- 3) Продолжительность строительства объекта:

$$\frac{9 \cdot (100 + 8,88)}{100} = 9,79 \approx 10 \text{ мес.}$$

Таким образом, продолжительность строительства объекта составляет 10 месяцев, включая 1 месяц подготовительного периода.

5.1.3 Подбор грузоподъемных механизмов.

Согласно п. 4.1.6, подобран автомобильный кран КС-55744 со стрелой 21,0 м.

Вылет максимальный стрелы – 16,5 м.

Вылет минимальный крюка – 6,0 м.

Вылет максимальный крюка – 19,0 м.

Грузоподъемность при максимальном вылете – 0,7 т.

Высота подъема крюка при горизонтальной стреле – 6,0 м.

5.1.4 Привязка грузоподъемных механизмов к строящемуся зданию.

Установку кранов у зданий и сооружений производят, соблюдая безопасное расстояние между зданием и краном (с учетом радиуса поворотной платформы).

Для обеспечения необходимой степени свободы и очередности установки элементов в проектное положение применяется комплексный метод монтажа. Метод предполагает монтаж всех элементов в зоне действия крана, после чего кран перемещают на новую стоянку, где также с его помощью устанавливают все элементы в зоне действия крана до полной готовности сооружения.

Стоянки крана будут располагаться по центру между осями (9 м от каждой оси).

5.1.5 Определение зон действия грузоподъемных механизмов.

При размещении строительного крана необходимо выявить опасную для людей зону, в радиусе которой могут постоянно действовать опасные производственные факторы.

К зонам постоянно действующих производственных факторов, связанных с работой монтажных кранов, относятся места, где происходит перемещение грузов. Эта зона ограждается защитными ограждениями по ГОСТ 23407-78.

Для безопасного ведения работ, действующие нормативы предусматривают зоны: монтажную зону, рабочую зону работы крана, опасную зону работы крана, опасную зону дорог.

1. Монтажная зона

Радиус монтажной зоны вокруг здания $R_{мз}$, м, определяется по формуле

$$R_{мз} = L_{г} + L_{отл}, \quad (5.1)$$

где $L_{г}$ – наибольший габарит самого тяжелого груза, в нашем случае рассматривается не двускатная балка, а стеновая панель (Панель стеновая 1500x6500x186), так как именно при монтаже панели возможно падение элемента со здания, м;

$L_{\text{отл}}$ – расстояние отлета при падении груза со здания, м.

Принимаем: $L_{\Gamma} = 6,5$ м; $L_{\text{отл}} = 3$ м [36, рис. 15].

Подставляем данные значения в формулу (5.1), получаем

$$R_{\text{мз}} = 6,5 + 3 = 9,5 \text{ м}$$

2. Рабочая зона (зона обслуживания крана)

$$R_{\text{рз}} = 12,0 \text{ м.}$$

3. Опасная зона

Радиус опасной зоны вокруг здания $R_{\text{оп}}$, м, определяется по формуле

$$R_{\text{оп}} = R_{\text{рз}} + 0,5 \cdot B_{\Gamma} + L_{\Gamma} + L_{\text{отл}}, \quad (5.2)$$

где $R_{\text{рз}}$ – рабочая зона крана, м;

B_{Γ} – ширина перемещаемого груза, м;

L_{Γ} – длина перемещаемого груза, м;

$L_{\text{отл}}$ – расстояние отлета при падении груза при перемещении его краном, м.

Принимаем: $R_{\text{рз}} = 12$ м; $B_{\Gamma} = 1,4$ м; $L_{\Gamma} = 18$ м; $L_{\text{отл}} = 5$ м [36, рис. 15].

Подставляем данные значения в формулу (5.2), получаем

$$R_{\text{оп}} = 12 + 0,5 \cdot 1,4 + 18 + 5 = 35,7 \text{ м}$$

Для сокращения радиуса опасной зоны необходимо предусмотреть мероприятия по РД 11-06-2007. Опасная зона принимается равной $R_{\text{оп}} = 20,0$ м.

5.1.6 Потребность строительства в кадрах. Расчет потребности и подбор временных административных, жилых, хозяйственных и культурно-бытовых зданий.

Число работников определили исходя из плана производства работ и графика движения рабочих кадров.

Удельный вес различных категорий работающих ориентировочно принимают:

Рабочие – 85%

ИТР – 12%

МОП, ПСО – 3%

В том числе в наиболее многочисленную смену количество рабочих – 70%, все остальные категории – 80%.

Для ориентировочных расчетов принимаем:

Количество рабочих $N_{\text{раб}} - 16$ чел. (85%);
 ИТР и служащие – $N_{\text{ИТР}} 3$ чел. (12%);
 Пожарно-сторожевая охрана $N_{\text{пож}} - 1$ чел. (3%).
 Количество работающих $N_{\text{общ}}$, чел., определяется по формуле

$$N_{\text{общ}} = N_{\text{раб}} + N_{\text{ИТР}} + N_{\text{пож}}, \quad (5.3)$$

где $N_{\text{макс}}$ – количество рабочих, чел.;

$N_{\text{ИТР}}$ – ИТР и служащие, чел.;

$N_{\text{моп}}$ – пожарно-сторожевая охрана, чел.

Принимаем: $N_{\text{макс}} = 16$ чел.; $N_{\text{ИТР}} = 3$ чел.; $N_{\text{моп}} = 1$ чел.

Подставим данные значения в формулу (5.3), получим

$$N_{\text{общ}} = 16 + 3 + 1 = 20 \text{ чел.}$$

Определим максимальную численность работающих в наиболее многочисленную смену $\sum N^{\text{см}}$, чел., из расчета:

рабочие – 70% от $N_{\text{макс}}$;

ИТР и служащие – 80% от $N_{\text{ИТР}}$;

МОП и пожарно-сторожевая охрана – 80% от $N_{\text{моп}}$.

$$N_{\text{макс}}^{\text{см}} = 0,7 \cdot 16 = 11 \text{ чел.};$$

$$N_{\text{ИТР}}^{\text{см}} = 0,8 \cdot 3 = 2 \text{ чел.};$$

$$N_{\text{МОП, ПСО}}^{\text{см}} = 0,8 \cdot 1 = 1 \text{ чел.}$$

Подставим данные значения в формулу (5.3), получим

$$\sum N^{\text{см}} = 11 + 2 + 1 = 15 \text{ чел.}$$

На основании полученных данных рассчитаем и подберем временные здания.

Временными зданиями называются надземные подсобно-вспомогательные и обслуживающие объекты. Они необходимы для обеспечения производства строительного-монтажных работ.

Требуемые на период строительства площади временных помещений $F_{\text{тр}}$, м², определяют по формуле

$$F_{\text{тр}} = N \cdot F_{\text{н}}, \quad (5.4)$$

где N – численность рабочих (работающих), чел.;

N – списочный состав рабочих во все смены суток (при расчете площади гардеробных), чел.;

N – общая численность работающих на стройке, включая ИТР, служащих, ПСО и др. (при расчете столовой), чел.;

N – максимальное количество рабочих, занятых в наиболее загруженную смену (для всех других помещений), чел.;

F_n – норма площади на одного рабочего (работающего), m^2 .

Результаты расчета сведем в таблицу 5.1.

Таблица 5.1– Расчет площадей временных административно-бытовых зданий

Временные здания	Назначение	Ед. изм.	Нормат. площ.	N , чел.	$F_{тр}$, m^2
Гардеробная	Переодевание, хранение уличной одежды и спецодежды	m^2	0,9/1чел	20	18
Душевая	Санитарно-гигиеническое обслуживание рабочих	m^2	0,43/1чел	15	6,45
Туалет	Санитарно-гигиеническое обслуживание рабочих	m^2	0,07/1чел	15	1,05
Сушильня	Сушка спецодежды и спецобуви	m^2	0,2/1чел	15	3
Столовая	Обеспечение рабочих горячим питанием	m^2	0,6/1чел	20	12
Прорабская	Размещение административно-технического персонала	m^2	4,8 m^2 /1чел	3	14,4

Таблица 5.2– Подбор инвентарных зданий для бытового городка

Назначение инвентарного здания	Требуемая площадь, m^2	Принятый тип здания (шифр)	Размеры	Полезная площадь инвентарного здания, m^2	Число инвентарных зданий
Гардеробная	18	ГОСС-Г-14	3,0x9,0	27	1
Душевая, сушильня	9,45	420-04-09	2,7x6,0	14,5	1
Туалет	1,05	Туалетная кабина «Пластен-Р»		1,3	1
Столовая	12	ГОССС-20	3,0x9,0	24	1
Прорабская	14,4	31316	3,0x6,7	17,8	1

Производственно-бытовые городки нужно располагать на спланированной площадке максимально близко к основным путям передвижения работающих на объекте, в безопасной зоне от работы крана и иметь отвод поверхностных вод.

Чтобы организовать безопасный проход в бытовые помещения должны быть устроены пешеходные дорожки из щебня шириной не менее 0,6 м, которые не должны пролегать через опасные зоны грузоподъемных механизмов.

5.1.7 Определение требуемых площадей складов и хозяйства на строительной площадке.

Определим необходимый запас материалов $P_{скл}$ по формуле

$$P_{скл} = \frac{P_{общ}}{T} T_n K_1 K_2, \quad (5.5)$$

где $P_{общ}$ – количество материалов, деталей и конструкций, требуемых для выполнения плана строительства на расчетный период;

T – продолжительность расчетного периода по календарному плану, дн.;

T_n – норма запаса материала, дн.;

K_1 – коэффициент неравномерности поступления материалов на склад, принимаем $K_1 = 1,1$;

K_2 – коэффициент неравномерности производственного потребления материала в течение расчетного периода, принимаем $K_2 = 1,3$.

Результаты расчета сводим в таблицу 5.3 и 5.4.

Таблица 5.3 - Количество строительных материалов, конструкций, изделий

№	Материалы, конструкции, изделия	Ед.изм.	Кол-во
1	Лес	м ³	342
2	Оконные и дверные блоки	м ²	485

Таблица 5.4 – Необходимый запас строительных материалов

№	Материалы, конструкции, изделия	T_n , дн	T , дн	$P_{скл}$
1	Лес, м ³	30	61	245
2	Оконные и дверные блоки, м ²	5	10	346

Найдем полезную площадь закрытых складов $F_з$, м², по формуле

$$F_з = \frac{P}{V}, \quad (5.6)$$

где P – общее количество хранимого на складе материала;

V – количество материала, укладываемого на 1 м^2 площади склада.

Принимаем: $P = 346$; $V = 17,36$.

Подставим данные значения в формулу (5.6), получим

$$F_3 = \frac{346}{20} = 17,36 \text{ м}^2$$

Найдем полезную площадь открытых складов F_o , м^2 , по формуле

$$F = \frac{P}{V}, \quad (5.7)$$

где P – общее количество хранимого на складе материала;

V – количество материала, укладываемого на 1 м^2 площади склада.

Принимаем: $P = 245$; $V = 1,25$.

Подставляем данные значения в формулу (5.7), получаем

$$F_o = \frac{245}{1,25} = 196 \text{ м}^2$$

Найдем общую площадь закрытых складов S_3 , м^2 , по формуле

$$S_3 = \frac{F_3}{\beta}, \quad (5.8)$$

где F_3 – то же, что в формуле (5.6);

β – коэффициент использования склада, характеризующий отношение полезной площади к общей.

Принимаем: $\beta = 0,7$; $F_3 = 17,36 \text{ м}^2$.

Подставим данные значения в формулу (5.8), получим

$$S_3 = \frac{196}{0,7} = 260 \text{ м}^2$$

Найдем общую площадь открытых складов S_o , м^2 , по формуле

$$S_o = \frac{F_o}{\beta}, \quad (5.9)$$

где F_o – то же, что в формуле (5.7);

β – коэффициент использования склада, характеризующий отношение полезной площади к общей.

Принимаем: $\beta = 0,7$; для открытых складов $F = 196 \text{ м}^2$.

Подставим данные значения в формулу (5.9), получим

$$S_o = \frac{17,36}{0,7} = 20 \text{ м}^2$$

Общую площадь складов $S, \text{ м}^2$, определим по формуле

$$S = S_3 + S_o, \quad (5.10)$$

где S_3 – то же, что в формуле (5.8);

S_o – то же, что в формуле (5.9).

Принимаем: $S_3 = 260 \text{ м}^2$; $S_o = 20 \text{ м}^2$.

Подставим значения в формулу (5.10), получим

$$S = 260 + 20 = 280 \text{ м}^2$$

5.1.8 Расчет автомобильного транспорта.

Необходимое количество единиц автотранспорта в сутки N_i по заданному расстоянию перевозки по определённом маршруту определяем по формуле

$$N_i = \frac{Q_i t_{\text{ц}}}{T_i g_{\text{тр}} T_{\text{см}} K_{\text{см}}}, \quad (5.11)$$

где Q_i – общее количество данного груза, перевозимого за расчётный период, т;

$t_{\text{ц}}$ – продолжительность цикла работы транспортной единицы, ч;

T_i – продолжительность потребления данного вида груза, дн.;

$g_{\text{тр}}$ – полезная грузоподъёмность транспорта, т;

$T_{\text{см}}$ – сменная продолжительность работы транспорта, ч;

$K_{\text{см}}$ – коэффициент сменной работы транспорта.

Продолжительность цикла транспортировки груза $t_{\text{ц}}$, ч, определяется по формуле

$$t_{\text{ц}} = t_{\text{пр}} + 2 \frac{l}{V} + t_{\text{м}}, \quad (5.12)$$

где $t_{\text{пр}}$ – продолжительность погрузки и выгрузки, ч, согласно нормам в зависимости от вида и веса груза и грузоподъемности автотранспорта;

l – расстояние перевозки в один конец, км;

V – средняя скорость передвижения автотранспорта, км/ч;

$t_{\text{м}}$ – период маневрирования транспорта во время погрузки и выгрузки, ч.

Принимаем для леса (открытые склады): $t_{\text{пр}} = 0,17$ ч; $l = 25$ км; $V = 40$ км/ч; $t_{\text{м}} = 0,05$ ч.

Подставляем данные значения в формулу (5.12), получаем

$$t_{\text{ц}} = 0,17 + 2 \frac{25}{40} + 0,05 = 1,47 \text{ ч}$$

Принимаем: $Q_i = 100$ т; $t_{\text{ц}} = 1,47$ ч; $T_i = 73$ дн.; $g_{\text{тр}} = 2,5$ т; $T_{\text{см}} = 8$ ч; $K_{\text{см}} = 1$.

Подставляем данные значения в формулу (5.11), получаем

$$N_i = \frac{100 \cdot 1,47}{73 \cdot 2,5 \cdot 8 \cdot 1} = 0,12 \text{ шт.}$$

Необходимое количество единиц автотранспорта в сутки равно 1 шт.

5.1.9 Потребность строительства в электрической энергии.

Определим потребителей электричества на площадке:

- силовое оборудование;
- наружное освещение;
- внутреннее освещение.

Для обеспечения данной площадки электричеством в необходимом количестве, решено установить временную трансформаторную подстанцию.

Рассчитаем мощность P , кВт, необходимую для обеспечения строительной площадки электричеством по формуле

$$P = \alpha \left(\sum \frac{K_1 P_c}{\cos \varphi} + \sum \frac{K_2 P_{\text{т}}}{\cos \varphi} + \sum K_3 P_{\text{осв}} + \sum K_4 P_{\text{н}} \right), \quad (5.13)$$

где P – расчетная нагрузка потребителей, кВт;

α – коэффициент, учитывающий потери мощности в сети и зависящий от ее протяженности (1,05-1,1);

K_1, K_2, K_3, K_4 – коэффициенты спроса, определяемые числом потребителей и несовпадением времени их работы;

P_c – мощность силовых потребителей, кВт;

$P_{\text{т}}$ – мощность, требуемая для технологических нужд, кВт;

$P_{\text{осв}}$ – мощность, требуемая для наружного освещения, кВт;
 $\cos\varphi$ – коэффициент мощности в сети, зависящий от характера нагрузки и числа потребителей.

Расчет электроэнергии сведем в таблицу 5.5.

Таблица 5.5 – Расчет электроэнергии

Наименование потребителей	Ед. изм.	Кол-во	Удельная мощность на ед. измерения, кВт	Коэффициент спроса K_c	Требуемая мощность, кВт
Сварочные аппараты	шт.	1	20	0,35	14
Шлифовальная машина Makita GA4530		1	0,72	0,06	0,07
Пила дисковая		1	1,8	0,06	1,7
Перфоратор		1	1,5	0,06	1,4
конторские и бытовые помещения	Вт/ м ²	110	0,015	0,8	1,32
душевые, уборные, сушильни	Вт/ м ²	16	0,003	0,8	0,038
закрытые склады	Вт/ м ²	260	0,015	0,8	3,12
открытые склады	Вт/ м ²	20	0,003	0,8	0,048
Наружное освещение:					
территория строительства	Вт/ м ²	14210	0,0002	1	2,84
Итого:					24,54

Требуемое количество прожекторов для строительной площадки n , шт., определим по формуле

$$n = \frac{P \cdot E \cdot S}{P_{\text{л}}}, \quad (5.14)$$

где P – мощность прожектора, Вт/м²;

E – освещенность, лк;

S – площадь, подлежащая освещению, м²;

$P_{\text{л}}$ – мощность лампы прожектора, Вт/м².

Принимаем: $P = 0,3$ Вт/м²; $E = 2$ лк; $S = 14210$ м²; $P_{\text{л}} = 1500$ Вт/м².

Подставляем данные значения в формулу (5.14), получаем

$$n = \frac{0,3 \cdot 2 \cdot 14210}{1500} = 5,68 = 6 \text{ шт.}$$

Принимаем для освещения строительной площадки 6 прожекторов.

В качестве источника электроэнергии принимаем районные сети высокого напряжения. В подготовительный период строительства сооружают ответвления от высоковольтной линии на трансформаторную подстанцию мощностью 560 кВт. Питание от сети производится с трансформацией тока до напряжения 220/380В. Схема электропитания принята радиальная.

В качестве временных линий (ЛЭП) применяем воздушные линии электропередач.

5.1.10 Потребность строительства во временном водоснабжении.

Вода на строительной площадке расходуется на производственные, хозяйственно-бытовые и противопожарные нужды.

Потребность в воде подсчитывают, исходя из принятых методов производства работ, объемов и сроков их выполнения. Расчет производят на период строительства с максимальным водопотреблением.

Суммарный расход воды $Q_{\text{общ}}$, л/с, находим по формуле

$$Q_{\text{общ}} = Q_{\text{маш}} + Q_{\text{хоз-быт}} + Q_{\text{пож}}, \quad (5.15)$$

где $Q_{\text{маш}}$ – расход вод на охлаждение двигателей строительных машин, л/с;

$Q_{\text{хоз-быт}}$ – расход воды на хозяйственно-бытовые нужды, л/с;

$Q_{\text{пож}}$ – расход воды на пожарные нужды, л/с.

Расход воды на охлаждение двигателей строительных машин $Q_{\text{маш}}$, л/с, находим по формуле

$$Q_{\text{маш}} = Wq_2 \frac{K_x}{3600}, \quad (5.16)$$

где W – количество машин, шт.;

q_2 – норма удельного расхода воды на соответствующий измеритель, л;

K_x – коэффициент часовой неравномерности потребления воды в течение смены (суток) для данной группы потребителей.

Принимаем: $W = 5$ шт.; $q_2 = 400$ л; $K_x = 2$.

Подставляем данные значения в формулу (5.16), получаем

$$Q_{\text{маш}} = 5 \cdot 400 \cdot \frac{2}{3600} = 1,1 \text{ л/с}$$

Расход воды на хозяйственно-бытовые нужды $Q_{\text{хоз-быт}}$, л/с, находим по формуле

$$Q_{\text{хоз-быт}} = Q_{\text{хоз-пит}} + Q_{\text{душ}}, \quad (5.17)$$

где $Q_{\text{хоз-пит}}$ – расход на хозяйственно-питьевые потребности, л/с;

$Q_{\text{душ}}$ – расход на душевые установки, л/с.

Расход на хозяйственно-питьевые потребности $Q_{\text{хоз-пит}}$, л/с, определим по формуле

$$Q_{\text{хоз-пит}} = N_{\text{max}}^{\text{см}} \cdot q_3 \cdot \frac{K_{\text{ч}}}{8 \cdot 3600}, \quad (5.18)$$

где $N_{\text{max}}^{\text{см}}$ – максимальное количество работающих в смену, чел.;

q_3 – норма потребления воды на 1 человека в смену, л;

$K_{\text{ч}}$ – коэффициент часовой неравномерности потребления воды в течение смены (суток) для данной группы потребителей.

Принимаем: $N_{\text{max}}^{\text{см}} = 16$ чел.; $q_3 = 25$ л; $K_{\text{ч}} = 2,7$.

Подставляем данные значения в формулу (5.18), получим

$$Q_{\text{хоз-пит}} = 16 \cdot 25 \cdot \frac{2,7}{8 \cdot 3600} = 0,0375 \text{ л/с}$$

Расход воды на душевые установки $Q_{\text{душ}}$, л/с, найдем по формуле

$$Q_{\text{душ}} = N_{\text{max}}^{\text{см}} q_4 \frac{K_{\text{н}}}{t_{\text{душ}} \cdot 3600}, \quad (5.19)$$

где $N_{\text{max}}^{\text{см}}$ – максимальное количество работающих в смену, чел.;

q_4 – норма удельного расхода воды на одного пользующегося душем, л;

$K_{\text{н}}$ – коэффициент, учитывающий число пользующихся душем;

$t_{\text{душ}}$ – продолжительность пользования душем, ч.

Принимаем: $N_{\text{max}}^{\text{см}} = 16$ чел.; $q_4 = 30$ л; $K_{\text{н}} = 0,3$; $t_{\text{душ}} = 0,5$ ч.

Подставляем данные значения в формулу (5.19), получаем

$$Q_{\text{душ}} = 16 \cdot 30 \cdot \frac{0,3}{0,5 \cdot 3600} = 0,08 \text{ л/с}$$

Принимаем: $Q_{\text{хоз-пит}} = 0,0375$ л; $Q_{\text{душ}} = 0,08$ л.

Подставляем данные значения в формулу (5.17), получаем

$$Q_{\text{хоз-быт}} = 0,0375 + 0,08 = 0,045 \text{ л/с}$$

Расход воды на наружное пожаротушение, принимается в соответствии с установленными нормами. На объектах с площадью застройки до 10 Га, расход воды составляет 20 л/с.

Учитывая, что на один пожарный гидрант приходится 2 струи по 5 л/с на каждую, устанавливаем на площадке 2 пожарных гидранта. Рядом с возводимым зданием и рядом с бытовым городком.

Найдем расчетный расход воды $Q_{\text{расч}}$, л/с, по формуле

$$Q_{\text{расч}} = Q_{\text{пож}} + 0,5(Q_{\text{мащ}} + Q_{\text{хоз-быт}}), \quad (5.20)$$

где $Q_{\text{пож}}$ – то же, что в формуле (5.15);

$Q_{\text{мащ}}$ – то же, что в формуле (5.15);

$Q_{\text{хоз-быт}}$ – то же, что в формуле (5.15).

Принимаем: $Q_{\text{пож}} = 20 \text{ л/с}$; $Q_{\text{мащ}} = 1,1 \text{ л/с}$; $Q_{\text{хоз-быт}} = 0,045 \text{ л/с}$.

Подставляем данные значения в формулу (5.20), получаем

$$Q_{\text{расч}} = 20 + 0,5 \cdot (1,1 + 0,045) = 20,62 \text{ л/с.}$$

По расчетному расходу воды определяем диаметр магистрального ввода временного водопровода D , м, по формуле

$$D = 63,25 \sqrt{\frac{Q_{\text{расч}}}{\pi v}}, \quad (5.21)$$

где $Q_{\text{расч}}$ – то же, что в формуле (5.20);

v – скорость движения воды, м/с.

Принимаем: $Q_{\text{расч}} = 20,62 \text{ л/с}$; $v = 1,2 \text{ м/с}$.

Подставляем данные значения в формулу (5.21), получаем

$$D = 63,25 \cdot \sqrt{\frac{20,62}{3,14 \cdot 1,2}} = 147,96 \text{ мм.}$$

По сортаменту подбираем трубу диаметром 150 мм. Схема размещения временного водопровода тупиковая.

Пожарные гидранты размещаются на расстоянии не более 100 м друг от друга. Пожарные гидранты рекомендуется размещать не ближе 5 м и не далее 50 м от объекта и 2 м от края дороги.

5.1.11 Проектирование временных дорог и проездов.

Для внутрипостроечных перевозок используется только автомобильный транспорт.

Для подъезда к строительной площадке используются постоянные существующие дороги, на самой строительной площадке предусматриваются временные дороги.

На въезде на стройплощадку необходимо установить схему движения транспортных средств. На схеме указываются расположение дорог, подъезды в зону действия механизмов, так же показывается путь к складам и бытовым помещениям.

Между дорогой и складской площадкой необходимо выдержать расстояние равное 1 м.

Ширина проезжей части однополосной дороги – 3,5 м. На участках дорог, где организовано одностороннее движение, в зоне выгрузки и складирования материалов ширина дороги увеличивается до 6 м, длина участка уширения 12-18 м.

5.1.12 Мероприятия по охране труда и технике безопасности.

Основные требования по охране труда приведены с указанием ссылок на нормативные документы согласно СП 48.13330.2011 «Организация строительства».

При производстве строительно-монтажных работ следует руководствоваться указаниями СНиП 12-03-2001 «Безопасность труда в строительстве. Часть I. Общие указания» и СНиП 12-04-2002 «Безопасность труда в строительстве. Часть II. Строительное производство и другими правилами и нормативными документами по охране труда и технике безопасности, утвержденными и согласованными в установленном порядке органами государственного управления и надзора, в том числе Минстроем России.

Грузоподъемные работы выполнять в соответствии с «Правилами устройства и безопасной эксплуатации грузоподъемных кранов».

На территории строительной площадки находятся только временные здания и сооружения.

Внутриплощадочные проходы и проезды, размещение и складирование конструкций, материалов, изделий, а также временных зданий (помещений) и сооружений, инженерных сетей, путей транспортирования оборудования и конструкций следует выполнять в соответствии стройгенплану.

На территории строительства опасные для движения зоны следует ограждать или выставлять на их границах предупредительные знаки, должны быть установлены указатели проездов и проходов. Скорость движения автотранспорта на строящемся объекте не должна превышать 10 км/ч, а на поворотах в рабочих зонах кранов 5 км/ч.

Необходимо обеспечить строительную площадку освещением (не менее 10лк), санитарно-бытовыми помещениями инвентарного типа с привозной питьевой водой в емкостях соответствующих всем санитарным нормам.

Для оказания первой медицинской помощи строительные бригады должны быть снабжены на местах аптечками с набором необходимых медикаментов.

Строительную площадку обеспечить мобильной связью.

Все лица, находящиеся на строительной площадке и на рабочих местах при строительстве должны быть обеспечены защитными средствами в соответствии с отраслевыми нормами.

Предприятием подрядчиком для работающих, должны быть созданы необходимые условия труда, питания и отдыха в соответствии с действующими нормами и характером выполняемых работ.

Доставка рабочих до строительной площадки осуществляется автотранспортом застройщика (подрядчика).

Все ИТР и рабочие должны быть обучены правилам техники безопасности.

Конкретные и (или) особые мероприятия по технике безопасности, охране труда и пожарной безопасности должны быть указаны по видам в проекте производства работ.

5.1.13 Мероприятия по охране окружающей среды и рациональному использованию природных ресурсов.

Основным мероприятием, ограничивающим отрицательное воздействие на окружающую среду, является применение исключительно исправной техники, в которой отрегулирована топливной аппаратурой, обеспечивающей минимально возможный выброс углеводородных соединений, а также применение новой техники более совершенной в экологическом отношении и снабженной катализаторами выхлопных газов. Чтобы максимально уменьшить выбросы пылящихся материалов (при производстве земляных работ) рекомендовано производить их регулярный полив технической водой.

При выполнении работ предусматривается выполнение мероприятий по охране окружающей природной среды на всех этапах производства работ:

- строительство ведется частично по методу «с колес»;
- проектом предусмотрено кратковременное складирование материалов и конструкций на территории строительной площадки;
- не предусмотрена стоянка строительных машин, по окончании смены строительные машины возвращаются к месту постоянной дислокации, в гаражи предприятия подрядчика, где производится их мойка, ремонт и отстой;

- проектом не предусмотрен выпуск воды со стройплощадки непосредственно на склоны без надлежащей защиты от размыва;
- оборудование под стационарными механизмами (электростанция, компрессорная и т.п.) специальных поддонов, исключающих попадание топлива и масел в грунт;
- применение на стройплощадке контейнеров для сбора строительного мусора, а также биотуалетов, с регулярным вывозом стоков в очистные сооружения;
- проезд строительной техники только по установленным проездам;
- заправка строительной техники из автозаправщиков, оборудованных исправными заправочными пистолетами или на ближайших действующих АЗС;
- вывоз контейнеров с бытовым мусором по мере их наполнения производится в места, специально отведенные для этих целей местным–ПТБО;
- полив территории в летний период технической водой, для исключения образования пыли;
- приготовление бетонов и растворов предусмотрено на стационарных БСУ, доставка их к месту укладки осуществляется автобетоносмесителями;
- по завершении работ предусмотрена разборка всех временных сооружений;

Для вывоза строительного мусора проектом организации строительства, предусмотрено, использование мощностей полигона вторичных ресурсов (ПТБО).

5.2.14 Расчет технико-экономических показателей стройгенплана.

Технико-экономические показатели стройгенплана приведены в таблице 5.6.

Таблица 5.6 – Технико-экономические показатели

Наименование	Ед. изм.	Кол-во
Площадь территории строительной площадки	м ²	14210
Площадь под постоянными сооружениями	м ²	4076
Площадь под временными сооружениями	м ²	126
Площадь открытых складов	м ²	260
Площадь закрытых складов	м ²	20
Протяженность временных автодорог	км	0,35
Протяженность временных электросетей	км	0,48
Протяженность временных водопроводных сетей	км	0,13
Протяженность ограждения строительной площадки	км	0,49

6 Экономика строительства

6.1 Определение сметной стоимости возведения деревянного каркаса здания

В рамках выпускной квалификационной работы выполнен расчёт строительно-монтажных работ на возведение надземной части цеха по производству клееных деревянных конструкций в г. Нижнеудинске.

Сметная стоимость строительства – это сумма денежных средств, необходимых для осуществления строительства, определенная в соответствии с проектными материалами.

Локальные сметы составляют на общестроительные виды работ и затрат на основе физических объемов строительных работ, конструктивных чертежей элементов зданий, спецификаций и другой документации в строительстве и принятых методов производства работ. Они делятся на общестроительные, специальные, внутренние санитарно-технические работы, установка оборудования и т.п.

При составлении локального сметного расчета был использован программный комплекс «Гранд Смета».

Сметная документация составлена на основании МДС 81-35.2004 «Методические указания по определению стоимости строительной продукции на территории Российской Федерации».

При составлении сметной документации был использован базисно – индексный метод, сущность которого заключается в следующем: сметная стоимость определяется в базисных ценах на основе единичных расценок, привязанных к местным условиям строительства, а затем переводится в текущий уровень цен путем использования текущих индексов.

Для составления сметной документации применены территориальные единичные расценки на строительные и монтажные работы строительства объектов промышленно – гражданского назначения, составленные в нормах и ценах, введенных с 1 января 2001 года.

При составлении сметы был использован базисно-индексный метод, сущность которого заключается в определении сметной стоимости в базисных ценах и дальнейшем ее переводе в текущий уровень путем использования индексов цен.

Сметная стоимость пересчитывается в текущих ценах по состоянию на I квартал 2019 года с использованием индекса изменения сметной стоимости для прочих объектов в Иркутской области равного 8,35, согласно письму Министерства строительства № 1408-ЛС/09 от 22.01.2019 г.

Исходные данные для определения стоимости строительно-монтажных работ: размеры накладных расходов приняты по видам строительно-монтажных работ в зависимости от фонда оплаты труда. (МДС 81-33.2004

«Методические указания по определению величины накладных расходов в строительстве»).

Размеры сметной прибыли приняты по видам строительно-монтажных работ. (МДС 81-25.2001 Методические указания по определению величины сметной прибыли в строительстве).

Лимитированные затраты учтены по следующим действующим нормам:

Дополнительные затраты на производство строительно-монтажных работ в зимнее время для предприятий лесной и деревоперерабатывающей промышленности – 3 % (ГСН 81-05-02.2007 пп.1.19).

Размер средств на непредвиденные работы и затраты для объектов капитального строительства производственного назначения – 3 % (МДС 81-35.2004 пп. 4.96).

Дополнительные затраты на возведение временных зданий и сооружений для предприятий лесозаготовительной и деревообрабатывающей промышленности – 3,9 % (ГСН 81-05-01-2001, п. 1.9)

Налог на добавочную стоимость составляет – 20 %.

Некоторые расценки не учитывают стоимость материалов, конструкций и изделий (открытые единичные расценки). В таком случае их стоимость берется дополнительно в зависимости от вида изделия, используемого в работе по сборникам сметных цен или прайс-листам.

Локальный сметный расчет на возведение каркаса цеха для производства клееных деревянных конструкций в г. Нижнеудинске в Приложении Б.

В таблице 6.1 и рисунках 6.1-6.2 представлен анализ локального сметного расчета на возведение каркаса по составным элементам.

Таблица 6.1 – Структура локального сметного расчета на возведение каркаса по составным элементам

Элементы локального сметного расчета	Сметная стоимость, руб.	Удельный вес %
Прямые затраты	18610566,67	73,21
в том числе:		
Материалы	17920446,02	70,49
Эксплуатация машин	397646,29	1,56
ОЗП	292474,36	1,15
Накладные расходы	397038,74	1,56
Сметная прибыль	211978,28	0,83
Лимитированные затраты	1965684,84	7,73
НДС	4237053,71	16,67
Итого	25422322,24	100,00

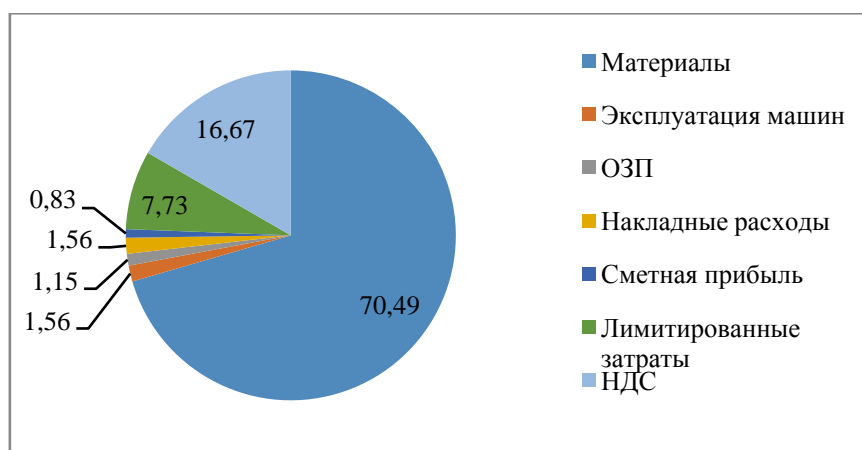


Рисунок 6.1 – Структура локального сметного расчета в процентах на возведение каркаса по составным элементам

Из рисунка 6.1 видно, что наибольший удельный вес приходится на материалы 70,49 % (17920446,02руб.).

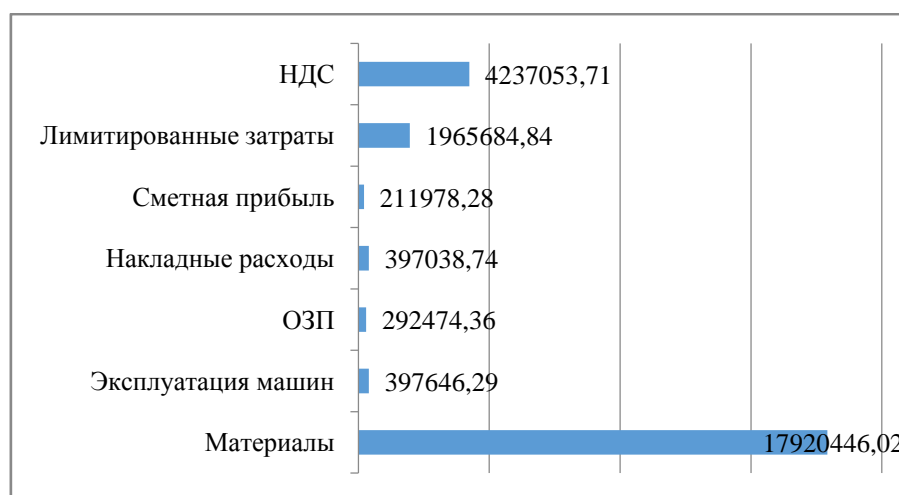


Рисунок 6.2 – Сметная стоимость локального сметного расчета на возведение каркаса по составным элементам

Стоимость устройства возведение каркаса цеха для производства клееных деревянных конструкций в г. Нижнеудинске составила 25422322,24 руб., в том числе НДС 4237053,71 руб.

6.2 Техничко-экономические показатели проекта

Техничко-экономические показатели являются обоснованием технических, технологических, планировочных и конструктивных решений и составляют основу проекта. Техничко-экономические показатели служат основанием для решения вопроса о целесообразности строительства объекта при запроектированных параметрах и утверждения проектной документации для строительства.

1) Планировочный коэффициент $K_{\text{п}}$ определим по формуле

$$K_{\text{п}} = \frac{S_{\text{рас}}}{S_{\text{пол}}}, \quad (6.1)$$

где $S_{\text{рас}}$ – расчетная площадь, м^2 ;

$S_{\text{пол}}$ – полезная площадь, м^2 .

Принимаем: $S_{\text{рас}} = 3854,50 \text{ м}^2$; $S_{\text{пол}} = 4014,00 \text{ м}^2$.

Подставляем данные значения в формулу (6.1), получаем

$$K_{\text{п}} = \frac{3854,50}{4014,00} = 0,96$$

2) Объемный коэффициент $K_{\text{об}}$ определим по формуле

$$K_{\text{об}} = \frac{V_{\text{стр}}}{S_{\text{рас}}}, \quad (6.2)$$

где $V_{\text{стр}}$ – строительный объем, м^3 ;

$S_{\text{рас}}$ – расчетная площадь, м^2 .

Принимаем: $V_{\text{стр}} = 25421,70 \text{ м}^3$; $S_{\text{рас}} = 3854,50 \text{ м}^2$.

Подставляем данные значения в формулу (6.2), получаем

$$K_{\text{об}} = \frac{25421,70}{3854,50} = 6,60$$

3) Сметная стоимость общестроительных работ 1 м^2 площади (расчетная) $C_{1\text{м}^2}$, руб., определяется по формуле

$$C_{1\text{м}^2} = \frac{C_{\text{смп}}}{S_{\text{рас}}}, \quad (6.3)$$

где $C_{\text{смп}}$ – стоимость строительно-монтажных работ, руб.;

$S_{\text{рас}}$ – расчетная площадь, м^2 .

Принимаем: $C_{\text{смп}} = 25422322,24 \text{ руб.}$; $S_{\text{рас}} = 3854,50 \text{ м}^2$.

Подставляем данные значения в формулу (6.3), получаем

$$C_{1\text{м}^2} = \frac{25422322,24}{3854,50} = 6595,49 \text{ руб.}$$

4) Сметная стоимость общестроительных работ 1 м² площади (полезная) $C_{1м^2}$, руб., определяется по формуле

$$C_{1м^2} = \frac{C_{смп}}{S_{пол}}, \quad (6.4)$$

где $C_{смп}$ – стоимость строительного-монтажных работ, руб.;

$S_{пол}$ – полезная площадь, м².

Принимаем: $C_{смп} = 25422322,24$ руб.; $S_{пол} = 4014,00$ м².

Подставляем данные значения в формулу (6.4), получаем

$$C_{1м^2} = \frac{25422322,24}{4014,00} = 6333,41 \text{руб.}$$

5) Сметная стоимость общестроительных работ 1 м² площади (общая) $C_{1м^2}$, руб., определяется по формуле

$$C_{1м^2} = \frac{C_{смп}}{S_{общ}}, \quad (6.6)$$

где $C_{смп}$ – стоимость строительного-монтажных работ, руб.;

$S_{общ}$ – общая площадь, м².

Принимаем: $C_{смп} = 25422322,24$ руб.; $S_{общ} = 4014,00$ м².

Подставляем данные значения в формулу (6.6), получаем

$$C_{1м^2} = \frac{25422322,24}{4014,00} = 6333,41 \text{руб.}$$

6) Сметная стоимость общестроительных работ 1 м³ строительного объема $C_{1м^3}$, руб., определяется по формуле

$$C_{1м^3} = \frac{C_{смп}}{V_{стр}}, \quad (6.7)$$

где $C_{смп}$ – стоимость строительного-монтажных работ, руб.;

$V_{стр}$ – общая площадь, м².

Принимаем: $C_{смп} = 25422322,24$ руб.; $V_{стр} = 25421,70$ м³.

Подставляем данные значения в формулу (6.6), получаем

$$C_{1\text{м}^3} = \frac{25422322,24}{25421,70} = 1000,02 \text{ руб.}$$

7) Сметная себестоимость строительно-монтажных работ на 1 м² площади C , руб., определяется по формуле

$$C = \frac{ПЗ + НР + ЛЗ}{S_{\text{общ}}}, \quad (6.8)$$

где $ПЗ$ – величина прямых затрат, руб.;

$НР$ – величина накладных затрат, руб.;

$ЛЗ$ – величина лимитированных затрат, руб.;

$S_{\text{общ}}$ – общая площадь, м².

Принимаем: $S_{\text{общ}} = 4014,00 \text{ м}^2$; $ПЗ = 18610566,67 \text{ руб.}$;

$НР = 397038,74 \text{ руб.}$; $ЛЗ = 1965684,84 \text{ руб.}$

Подставляем данные значения в формулу (6.8), получаем

$$C = \frac{18610566,67 + 397038,74 + 1965684,84}{4014,00} = 5225,04 \text{ руб.}$$

8) Сметная рентабельность производства (затрат) строительно-монтажных работ R_3 , %, определяется по формуле

$$R_3 = \frac{СП}{ПЗ + НР + ЛЗ} \cdot 100, \quad (6.9)$$

где $СП$ – сметная прибыль, руб.;

$ПЗ$ – величина прямых затрат, руб.;

$НР$ – величина накладных затрат, руб.;

$ЛЗ$ – величина лимитированных затрат, руб.

Принимаем: $СП = 211978,28 \text{ руб.}$; $ПЗ = 18610566,67 \text{ руб.}$;

$НР = 397038,74 \text{ руб.}$; $ЛЗ = 1965684,84 \text{ руб.}$

Подставляем данные значения в формулу (6.9), получаем

$$R_3 = \frac{211978,28}{18610566,67 + 397038,74 + 1965684,84} \cdot 100 = 1,01\%$$

Основные технико-экономические показатели проекта на возведение каркаса цеха по производству клееных деревянных конструкций в г. Нижнеудинске представлены в таблице 6.2.

Таблица 6.2 – Техничко-экономические показатели проекта цеха для производства клееных деревянных конструкций в г. Нижнеудинске

Наименование показателей	Единицы измерения	Значение
1. Объемно-планировочные показатели:		
Площадь застройки (с крыльцами)	м ²	4076,7
Этажность	шт.	1
Высота наземных этажей от пола до пола	м	8,21
Строительный объем, всего	м ³	25421,7
Общая площадь здания	м ²	4014,00
Полезная площадь здания	м ²	4014,00
Расчетная площадь здания	м ²	3854,50
Планировочный коэффициент	-	0,96
Объемный коэффициент	-	6,60
2. Сметная стоимость общестроительных работ на возведение каркаса		
Сметная стоимость общестроительных работ на возведение каркаса здания	руб.	25422322,24
Сметная стоимость общестроительных работ на возведение каркаса 1 м ² площади (расчетная)	руб.	6595,49
3. Показатели трудовых затрат		
Трудоемкость производства общестроительных работ	чел.-ч	3910,75
Трудоемкость производства общестроительных работ на 1 м ² площади (общей)	чел.-ч	2,19
Нормативная выработка на 1 чел.-ч	руб/чел.-ч	6500,63
4. Прочие показатели проекта		
Продолжительность строительства	мес.	10

Таким образом, технико-экономические показатели имеют положительный результат и свидетельствуют о целесообразности строительства объекта.

Заключение

В результате дипломного проектирования были проработаны основные вопросы проектирования и строительства производственного объекта, цеха по производству клееных деревянных конструкций в г. Нижнеудинске.

В ходе выполнения выпускной квалификационной работы были решены следующие задачи:

- определены условия строительства (район строительства – 1В, расчетная зимняя температура наружного воздуха – минус 43°С, расчетная температура внутреннего воздуха – плюс 18 °С, нормативная глубина промерзания грунта – 1,47 м);

- разработаны объемно-планировочные, конструктивные и технологические решения, здание имеет каркасную конструктивную систему;

- выполнен теплотехнический расчет наружных ограждающих конструкций; для наружных стен в качестве утеплителя приняты жесткие плиты из минеральной ваты «ТЕХНО Николь», толщиной 100 мм, для плит покрытия принят аналогичный утеплитель толщиной 150 мм. В качестве светопрозрачных конструкций принят двухкамерный стеклопакет по ГОСТ 12506-81;

- произведен расчет и выбор фундамента, по технико-экономическим показателям принят столбчатый фундамент с заглублением подошвы фундамента в грунт на 1,75 м.

- разработана технологическая карта на устройство деревянного каркаса. Для производства работ по техническим параметрам выбран кран – КС 55744, стрела 21 м.

- разработан объектный стройгенплан, определены стоянки крана, выполнена продольная и поперечная привязка крана. Также обозначены следующие зоны: монтажная, зона обслуживания крана, зона перемещения груза и опасная зона. Запроектированы следующие здания и сооружения: бытовой городок, склады для хранения запасов материала, запроектирована временная дорога, ограждения территории и КПП. А также наружные инженерные временные и постоянные коммуникации с учетом пожаротушения;

- разработан локальный сметный расчет на общестроительные работы с пересчетом в текущий уровень цен на 1 квартал 2019 года. Стоимость строительства составила 25422322,24 руб., в том числе НДС 4237053,71 руб.

Список используемых источников

- 1 СТО 4.2 – 07 - 2014 Система менеджмента качества. Общие требования к изложению и оформлению документов учебной деятельности. - Введ. 09.01.2014. – Красноярск: ИПК СФУ, 2013. - 60 с.
- 2 СП 56.13330.2011 Производственное здание. Актуализированная редакция СНиП 31-03-2001. - Взамен СП 56.13330.2010 и СП 57.13320.2010; введ. 20.05.2011. - М.: ОАО ЦПП, 2011. - 17 с.
- 3 СП 17.13330.2011 Кровли. Актуализированная редакция СНиП II –. - Взамен СП 17.13330.2010 ; введ. 20.05.2011. - М. : ОАО ЦПП, 2010. - 74с.
- 4 СП 50.13330.2012 Тепловая защита зданий. Актуализированная редакция СНиП 23.02. - 2003. - Введ. 1.01.2012. - М. : ООО «Аналитик», 2012. - 96с.
- 5 СП 29.13330.2011 Полы. Актуализированная редакция СНиП 2.03.13-88. - Взамен СП 29.13330.2010 ; Введ. 20.05.2011. - М. : ОАО ЦПП, 2011. - 64 с.
- 6 СП 64.13330.2017 Деревянные клееные и цельнодеревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. – Введ. 20.05.2011. — Москва : Минрегион России, 2011. - 88 с.
- 7 СП 131.13330.2012 Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23-01-99. – Введ. 01.01.2013. – Москва: Минрегион России, 2012. – 116 с. – Введ. 01-07-2013. –
- 8 СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85. – Введ. 20-05-2011. – Москва: Минрегион России, 2011. – 85 с.
- 9 СП 50.13330.2012. Тепловая защита зданий. Актуализированная редакция СНиП 23-02-2003. – Введ. 01-07-2013. – Москва: Минрегион России, 2012. – 100 с.
- 10 ГОСТ 3916.1-96 Фанера общего назначения с наружными слоями из шпона лиственных пород. Технические условия. – Взамен ГОСТ 3916.1-89, ГОСТ 10.55-71. – Введ. 01-01-1998. – Москва: Государственного комитета Российской Федерации по стандартизации, метрологии и сертификации, 1997. – 5 с.
- 11 ТУ 6-05-930-73 Технология процесса склеивания древесины. Введ. – 19-03-2015. Санкт-Петербург: Государственного лесотехнического университета имени С.М. Кирова, СПбГЛТУ, 2015. – 53 с.
- 12 СП 2.13130.2012 Системы противопожарной защиты. Обеспечение огнестойкости объектов защиты. – Введ. 1-12-2012. – Москва : ФГБУ ВНИИПОМЧС России.
- 13 ГОСТ 20022.6-93 Защита древесины. Способы пропитки. – Введ. 01-01-1995. Межгосударственный Совет по стандартизации, метрологии и сертификации, 1995. – 23 с.

14 ГОСТ 20022.0-93 Защита древесины. Параметры защищенности. – Введ. 01-01-1995. Межгосударственный Совет по стандартизации, метрологии и сертификации, 1995. – 42 с.

15 ВСН 212-85 Указания по приемке, складированию, хранению и транспортированию основных строительных материалов и изделий на базахтрестов комплектации и УПТК строительных организаций Главмосстроя. – Введ. 10-05-1985. Главмосстрой, 1985. – 85 с.

16 ГОСТ 24379.1 - 2012 Болты фундаментные. Конструкция и размеры. – Введ. 01-07-2013. Федеральное агентство по техническому регулированию и метрологии, 2012. – 42 с.

17 Турковский С.Б. Клееные деревянные конструкции с узлами на клееных стержнях в современном строительстве (система ЦНИИСК) / С.Б.Турковский, А.А. Погорелов, И.П. Преображенская. – М. : РИФ «Стройматериалы», 2013. - 308 с.

18 Филимонов Э.Г. Конструкции из дерева и пластмасс : учебник для вузов / Э.В. Филимонов [и др.]. - М. : Изд-во АСВ, 2012. - 422.

19 Инжутов И.С Конспект лекций по дисциплине «Конструкции из дерева и пластмасс» (мультимедийный вариант): учебное пособие для студентов вузов направления «Строительство». Ч.1 / И.С. Инжутов, В.И. Жаданов, И.П.Пинайкин. – Иркутск: ИрГТУ; Оренбург: ИПК ГОУ ОГУ; Красноярск: СФУ, 2009. - 292 с.

20 Жаданов В.И. Большеразмерные современные плиты из клееной древесины и пространственные конструкции на их основе. Разработка, исследование, оптимизация : монография / В.И. Жаданов, Г.И. Гребенюк, П.А.Дмитриев. - Оренбург; Новосибирск: ИПК ГОУ ОГУ, 2007. - 209 с.84

21 СП 24.13330.2011 Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85. - Взамен СП 24.13330.2010; введ. 20.05.2011. - М. : ОАО ЦПП, 2011. - 86 с.

22 СП 22.13330.2011 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83. - Взамен СП 22.13330.2010; введ. 20.05.2011. - М. : ОАО ЦПП, 2011. -162 с.

23 СП 50-101-2004 Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий сооружений / Госстрой России. – М : ГУП ЦПП, 2005. - 130 с.

24 Козаков Ю.Н. Проектирование фундаментов неглубокого заложения : метод.указания к курсовому и дипломному проектированию / Ю.Н.Козаков, Г.Ф.Шишканов. – Красноярск : КрасГАСА, 2003. - 60 с.

25 Козаков Ю.Н. Проектирование свайных фундаментов из забивных свай: метод. указания к курсовому и дипломному проектированию / Ю.Н.Козаков,Г.Ф. Шишканов. – Красноярск : КрасГАСА, 2003. - 54 с.

26 СП 70.13330.2012 Несущие и ограждающие конструкции. Актуализированная редакция СНиП 3.03.01-87. - Введ. 01.01.2013. – М : ОАОЦПП, 2013. -280 с.

27 Гребенник Р.А. Монтаж строительных конструкций, зданий и сооружений: учебное пособие – М. : АСВ, 2009. - 312 с.

28 Вильман Ю.А. Технология строительных процессов и возведения зданий. Современные прогрессивные методы: учебное пособие для вузов / Ю.А.Вильман. - Изд. 2-е, перераб. И доп. - М : АСВ, 2014. - 336 с.

29 Методические рекомендации по разработке и оформлению технологической карты МДС 12-29.2006. - М. : ЦНИИОМТП, 2007. - 9 с. 30 Хамзин С.К. Технология строительного производства. Курсовое и дипломное проектирование: учебное пособие для студентов строит. Вузов/С.К.Хамзин, А.К. Карасев. - М. : ООО «Бастет», 2009. - 216 с.

30 Каталог схем строповок конструкций зданий и сооружений территориальных каталогов ТК-1-1.88 и ТК-1-2 и строительных материалов в контейнерах. - М. : МК ТОСП, 2002. - 58 с.

31 Каталог средств монтажа сборных конструкций зданий и сооружений. - М. : МК ТОСП, 1995. - 64 с.

32 ЕНиР : Комплект / Госстрой СССР. - М. : Стройиздат, 1987.

33 Карты трудовых процессов. Комплект / Госстрой СССР - М. : Стройиздат 1979. - 62 с.

34 СП 48.13330.2011 Организация строительства. Актуализированная редакция. - Введ. 20.05.2011. - М. : ОАО ЦПП, 2011 85

35 Баронин С.А. Организация, планирование и управление строительством. Учебник / С.А. Баронин, П.Г. Грабовый, С.А.Болотин. - М. : Изд-во «Проспект», 2012. - 528 с.

36 РД-11-06-2007. Методические рекомендации о порядке разработки проектов производства работ грузоподъемными машинами и технологических карт погрузочно-разгрузочных работ. - Введ. 01.07.2007

37 Градостроительный кодекс Российской Федерации. Федеральный закон от 29.12.2004 г № 190-ФЗ. - М. : Юрайт - Издат. 2006. - 83 с.

38 СНиП 12-03-2001. Безопасность труда в строительстве: в 2 ч. Общие требования. – Взамен СНиП 12-03-99; введ. 2001-09-01. - М. : Книга – сервис, 2003.

39 СНиП 12-04-2002. Безопасность труда в строительстве : в 2ч. Ч.2. Строительное производство. – Взамен разд. 8-18 СНиП III – 4 – 80. Введ. 2001-09-01. - М. : Книга-сервис, 2003.

40 МДС 81-35.2004. Методика определения стоимости строительной продукции на территории Российской Федерации. – Введ. 2004-03-09. - М. : Госстрой России, 2004

41 МДС 81-33.2004. Методические указания по определению величины накладных расходов в строительстве. - Введ. 2004-01-12. - М. : Госстрой России, 2004.

42 ГСН 81-05-01-2001. Сборник сметных норм затрат на строительство временных зданий и сооружений. – Введ. 2001-05-15. - М. : Госстрой России, 2001

43 МДС 81-25.2001. Методические указания по определению величины сметной прибыли в строительстве. – Введ. 2001-02-28. - М. : Госстрой России, 2001

44 Программный комплекс «Гранд-смета».

45 Ардинов В.Д. Сметное дело в строительстве : самоучитель. / В.Д.Ардинов, Н.И. Барановская, А.И. Курочкин. - СПб. : Питер, 2009. - 480 с.

46 Саенко И.А. Экономика отрасли (строительство) конспект лекций – Красноярск, СФУ, 2014.

ПРИЛОЖЕНИЕ А

Теплотехнический расчет

Теплотехнический расчет выполнен согласно СП 50.13330 «Тепловая защита зданий», СП 131.13330 «Строительная климатология». В качестве утеплителя приняты жесткие плиты из минеральной ваты «Технониколь», $\lambda = 0,054$ Вт/м^{°С}. Режим помещения влажностный нормальный – 55%. Цех отапливаемый.

Рассчитаем ГСОП, °С·сут/год, по формуле

$$\text{ГСОП} = (t_{\text{в}} - t_{\text{от}}) \cdot z_{\text{от}}, \quad (1)$$

где ГСОП – градусо-сутки отопительного периода;

$t_{\text{в}}$ – расчетная температура внутреннего воздуха здания

$t_{\text{от}}$ – средняя температура наружного воздуха (по СП 131.13330);

$z_{\text{от}}$ – продолжительность отопительного периода (по СП 131.13330).

Принимаем: $t_{\text{в}} 18^{\circ}\text{C}$, $t_{\text{от}} = -8,6^{\circ}\text{C}$, $z_{\text{от}} = 241$ сут.

Подставим данные значения в формулу (1), получим

$$\text{ГСОП} = (18 - (-8,6)) \cdot 241 = 6892,6 \text{ }^{\circ}\text{C}\cdot\text{сут/год}$$

Из таблицы 3 СП 50.13330 примем данные для таблицы А.1:

Таблица А.1 – Определение требуемого сопротивления теплопередаче

ГСОП	Стены	Кровля	Окна
6000	2,2	3,0	0,35
6892,6	δ_1	δ_2	δ_3
8000	2,6	3,5	0,4

Сопротивление теплопередаче ограждающих конструкций R_0 должно быть не менее требуемого $R_0^{\text{тп}}$, то есть:

$$R_0 \geq R_0^{\text{тп}} \quad (2)$$

Теплотехнический расчет стены

Требуемое сопротивление теплопередаче $R_0^{\text{тп}}$, $\frac{\text{м}^2\cdot^{\circ}\text{C}}{\text{Вт}}$, определяем в зависимости от градусо-суток отопительного периода, используя Таблицу А.1 с помощью интерполяции:

$$R_0^{\text{тр.}} = 2,2 + \frac{(2,6 - 2,2)(6892,6 - 6000)}{(8000 - 6000)} = 2,379 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{°C}}{\text{Вт}}$$

Сопротивление теплопередаче ограждающей конструкции R_0 , $\frac{\text{м}^2 \cdot \text{°C}}{\text{Вт}}$, следует определять по формуле

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + R_{\text{к}} + \frac{1}{\alpha_{\text{н}}}, \quad (3)$$

где $\alpha_{\text{в}}$ – коэффициент теплопередачи внутренней поверхности ограждающей конструкции;

$\alpha_{\text{н}}$ – коэффициент теплопередачи наружной поверхности ограждающей конструкции;

$R_{\text{к}}$ – термическое сопротивление ограждающих конструкций, определяемое по формуле

$$R_{\text{к}} = \sum_{i=1}^n \frac{\delta_i}{\lambda_i} \quad (4)$$

где δ_i – толщина слоя, м;

λ_i – расчетный коэффициент теплопроводности материала слоя, Вт/м^{°C}.

В таблице А.2 приведена ведомость материалов клефанерной плиты.

Таблица А.2 – Ведомость материалов клефанерной плиты для стены

Конструктивный слой	Толщина δ , м	Коэф. теплопроводности λ , Вт/м ^{°C}
Фанера	0,012	0,12
Утеплитель	δ_1	0,054
Фанера	0,009	0,12

Подставим данные из таблицы А.2 в формулу (3), получим

$$R_0 = \frac{1}{8,7} + \frac{0,012}{0,12} + 0,19 + \frac{\delta_1}{0,054} + \frac{0,009}{0,12} + \frac{1}{23}$$

Отсюда следует:

$$\frac{\delta_1}{0,054} + 0,5234 \geq 2,379$$

$$\delta_1 = 100 \text{ мм.}$$

Теплотехнический расчет кровли

Требуемое сопротивление теплопередаче $R_0^{\text{тр}}$, $\frac{\text{м}^2 \cdot \text{°C}}{\text{Вт}}$, определяем в зависимости от градусо-суток отопительного периода, используя Таблицу А.1:

$$R_0^{\text{тр}} = 3,0 + \frac{(3,5 - 3,0)(6892,6 - 6000)}{(8000 - 6000)} = 3,223 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{°C}}{\text{Вт}}$$

В таблице А.3 приведена ведомость материалов клеефанерной плиты покрытия.

Таблица А3 – Ведомость материалов клеефанерной плиты для кровли

Конструктивный слой	Толщина δ , м	Коэф. теплопроводности λ , Вт/м ^{°C}
Фанера	0,012	0,12
Утеплитель	δ_2	0,054
Фанера	0,009	0,12
Рубероид	0,005	0,17

Подставим данные из таблицы А.3 в формулу (3), получим

$$R_0 = \frac{1}{8,7} + \frac{0,012}{0,12} + \frac{0,009}{0,12} + \frac{0,005}{0,17} + 0,19 + \frac{\delta_2}{0,054} + \frac{1}{23}$$

Отсюда следует:

$$\frac{\delta_2}{0,054} + 0,5528 \geq 3,223$$

$$\delta_1 = 144 \text{ мм} = 150 \text{ мм.}$$

Теплотехнический расчет светопрозрачных ограждающих конструкций

Требуемое сопротивление теплопередаче $R_0^{\text{тр}}$, $\frac{\text{м}^2 \cdot \text{°C}}{\text{Вт}}$, определяем в зависимости от градусо-суток отопительного периода, используя Таблицу А1:

$$R_0^{\text{пр.}} = 0,35 + \frac{(0,4 - 0,35)(6892,6 - 6000)}{(8000 - 6000)} = 0,37 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{°C}}{\text{Вт}}$$

Согласно таблице ГОСТ 12506-81 «Окна деревянные для промышленных зданий», принимаем двойное остекление в спаренных переплетах с приведенным сопротивлением теплопередаче $R = 0,4 \text{ (м}^2 \cdot \text{°C)/Вт}$.

Согласно п.4.7.1 ГОСТ 23166-99 «Блоки оконные» показатель приведенного сопротивления теплопередаче оконного изделия является класс Д1.

СОГЛАСОВАНО:

УТВЕРЖДАЮ:

" ____ " _____ 2019 г.

" ____ " _____ 2019 г.

(наименование стройки)

ЛОКАЛЬНЫЙ СМЕТНЫЙ РАСЧЕТ №01-01-001-01
(локальная смета)

на _____ возведение каркаса
(наименование работ и затрат, наименование объекта)

Основание: чертежи №ТК

Сметная стоимость строительных работ _____ 25422,322 тыс.руб.

Средства на оплату труда _____ 40,296 тыс.руб.

Сметная трудоемкость _____ 3910,75 чел.час

Составлен(а) в текущих (прогнозных) ценах по состоянию на 1 квартал 2019 г.

№ пп	Шифр и номер позиции норматива	Наименование работ и затрат, единица измерения	Количество	Стоимость единицы, руб.		Общая стоимость, руб.			Затраты труда рабочих, чел.-ч, не занятых обслуживанием машин	
				всего	эксплуатация машин	Всего	оплаты труда	эксплуатация машин	на единицу	всего
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Раздел 1. Возведение каркаса										
Колонны										
1	ФЕР10-02-004-01	Установка колонн, балок, связей клееных объемом до 1 м3 (1 шт) <i>168,14 = 3 153,14 - 5 000,00 x 0,597</i>	253	168,14 61,21	104,65 11,32	42539,42	15486,13	26476,45 2863,96	6,43	1626,79
2	ФССЦ-203-0416	Колонны прямолинейные клееные переменного сечения на клею КБ-3 (м3)	151	5000		755000				
3	ФССЦ-101-0783	Поковки из квадратных заготовок массой 2.825 кг (т)	0,714725 <i>2.825*253/1000</i>	5989		4280,49				
Стеновые панели										

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
4	ФЕР10-02-021-02	Сборка стен для промышленных зданий из панелей площадью: до 15 м2 (1 панель) <i>132,36 = 3 693,31 - 1 145,00 x 3,11</i>	174	132,36 26,01	89,48 10,16	23030,64	4525,74	15569,52 1767,84	3,01	523,74
5	ФССЦ-403-0322	Панели стеновые прямоугольные, площадью до 15 м2 (м3)	541,1	1145		619559,5				
6	ФССЦ-101-0783	Поковки из квадратных заготовок массой 2.825 кг (т)	0,49155 <i>2.825*174/1000</i>	5989		2943,89				
Покрытия										
7	ФЕР10-01-001-10	Укладка панелей и покрытий: длиной 6 м, площадью до 10 м2	462	1619,47 32,50	12,07 1,38	748195,14	15015	5576,34 637,56	3,81	1760,22
8	ФССЦ-101-0088	Болты с шестигранной головкой диаметром резьбы	1,865	17700		33010,5				
Итого прямые затраты по разделу в ценах 2001г.						2228559,58	35026,87	47622,31		3910,75
Накладные расходы						47549,55				
Сметная прибыль						25386,62				
Итого по разделу 1 Возведение каркаса :										
Итого Поз. 1-8						2228559,58	35026,87	47622,31		3910,75
Накладные расходы 118% ФОТ (от 40 296,23)						47549,55				
Сметная прибыль 63% ФОТ (от 40 296,23)						25386,62				
Итого с накладными и см. прибылью						2301495,75				3910,75
Всего с учетом "Индекс перевода в текущие цены согласно письму Минстроя № 1408-ЛС/09 от 22.01.2019 г СМР=8,35"						19217489,51				3910,75
Справочно, в ценах 2001г.:										
Материалы						2145910,4				
Машины и механизмы						47622,31				
ФОТ						40296,23				
Накладные расходы						47549,55				
Сметная прибыль						25386,62				
Итого по разделу 1 Возведение каркаса						19217489,51				3910,75
ИТОГИ ПО СМЕТЕ:										
Итого прямые затраты по смете в ценах 2001г.						2228559,58	35026,87	47622,31		3910,75
Накладные расходы						47549,55				
Сметная прибыль						25386,62				
Итого по смете:										
Итого Поз. 1-8						2228559,58	35026,87	47622,31		3910,75
Накладные расходы 118% ФОТ (от 40 296,23)						47549,55				
Сметная прибыль 63% ФОТ (от 40 296,23)						25386,62				
Итого с накладными и см. прибылью						2301495,75				3910,75
Всего с учетом "Индекс перевода в текущие цены согласно письму Минстроя № 1408-ЛС/09 от 22.01.2019 г СМР=8,35"						19217489,51				3910,75

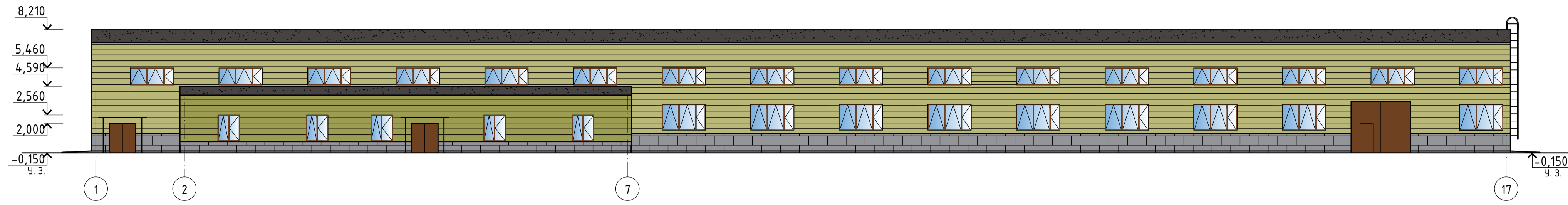
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
Справочно, в ценах 2001г.:											
	Материалы					2145910,4					
	Машины и механизмы					47622,31					
	ФОТ					40296,23					
	Накладные расходы					47549,55					
	Сметная прибыль					25386,62					
	Временные 3,9%					749482,09					
	Итого					19966971,6					
	Производство в зимнее время 3%					599009,15					
	Итого					20565980,75					
	Непредвиденные затраты 3%					616979,42					
	Итого с непредвиденными					21182960,17					
	НДС 20%					4236592,03					
	ВСЕГО по смете					25419552,24				3910,75	

Составил

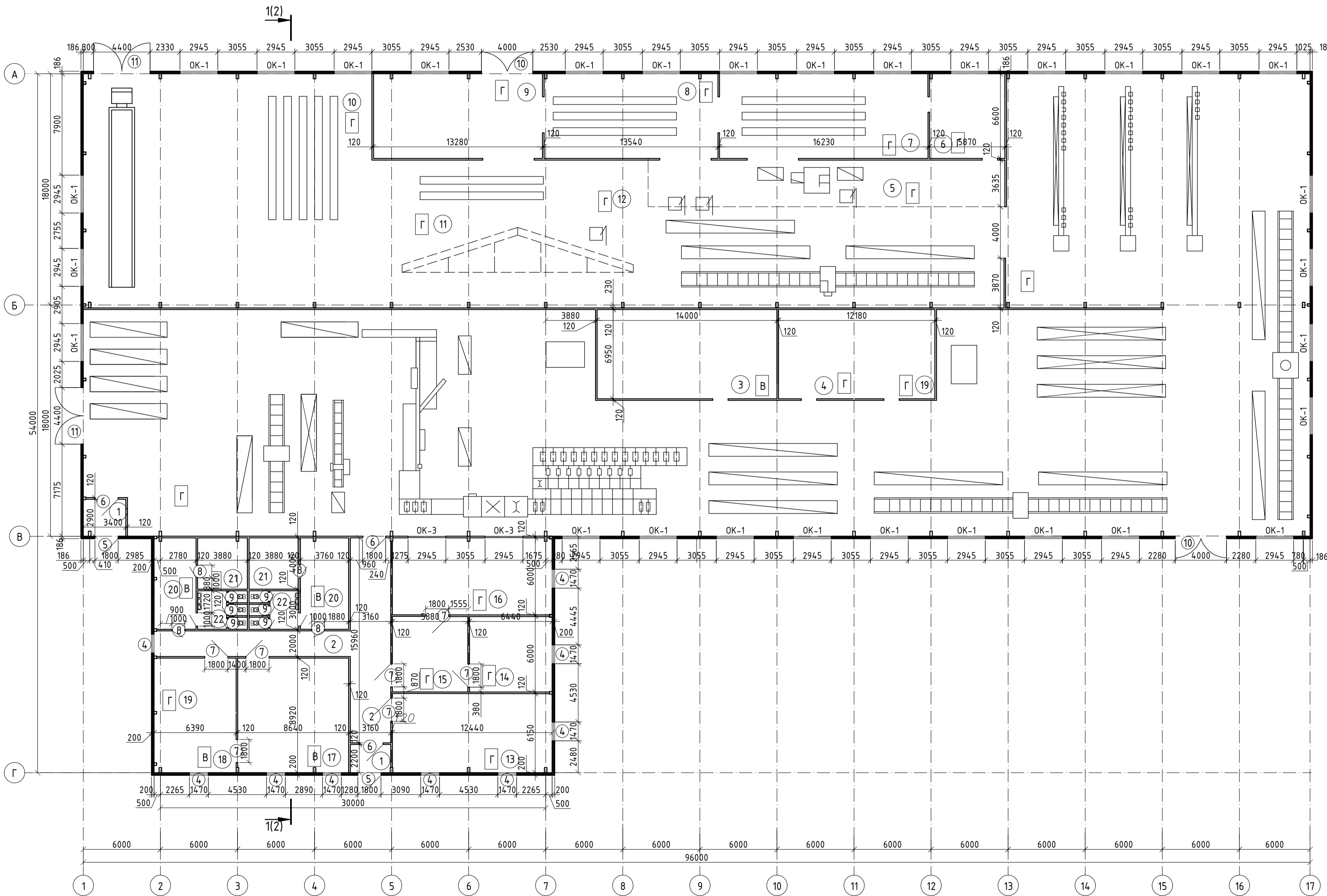
Проверил

Фасад 1-17

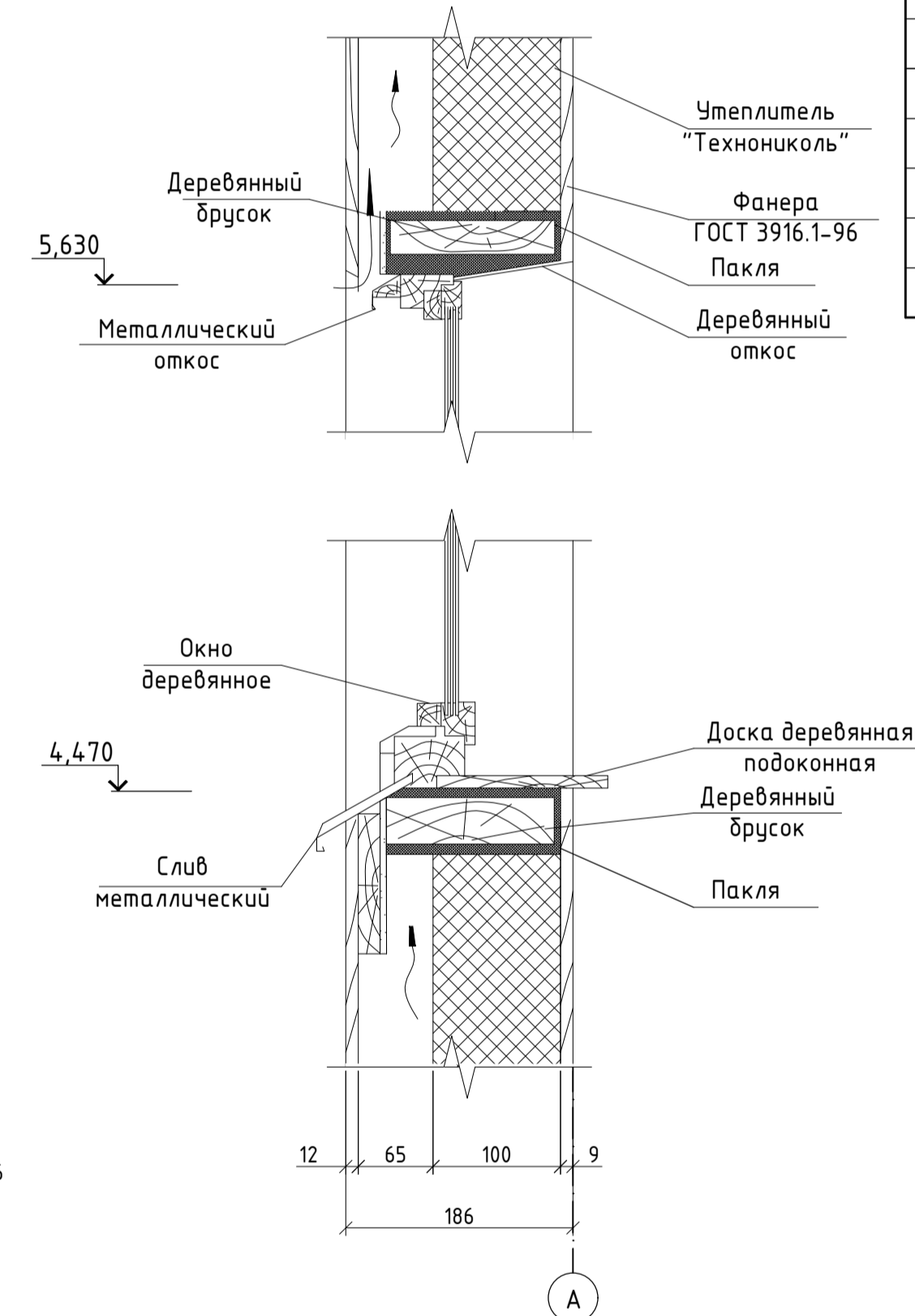
Экспликация помещений



План на отм. 0,000



3
2



Примечание:

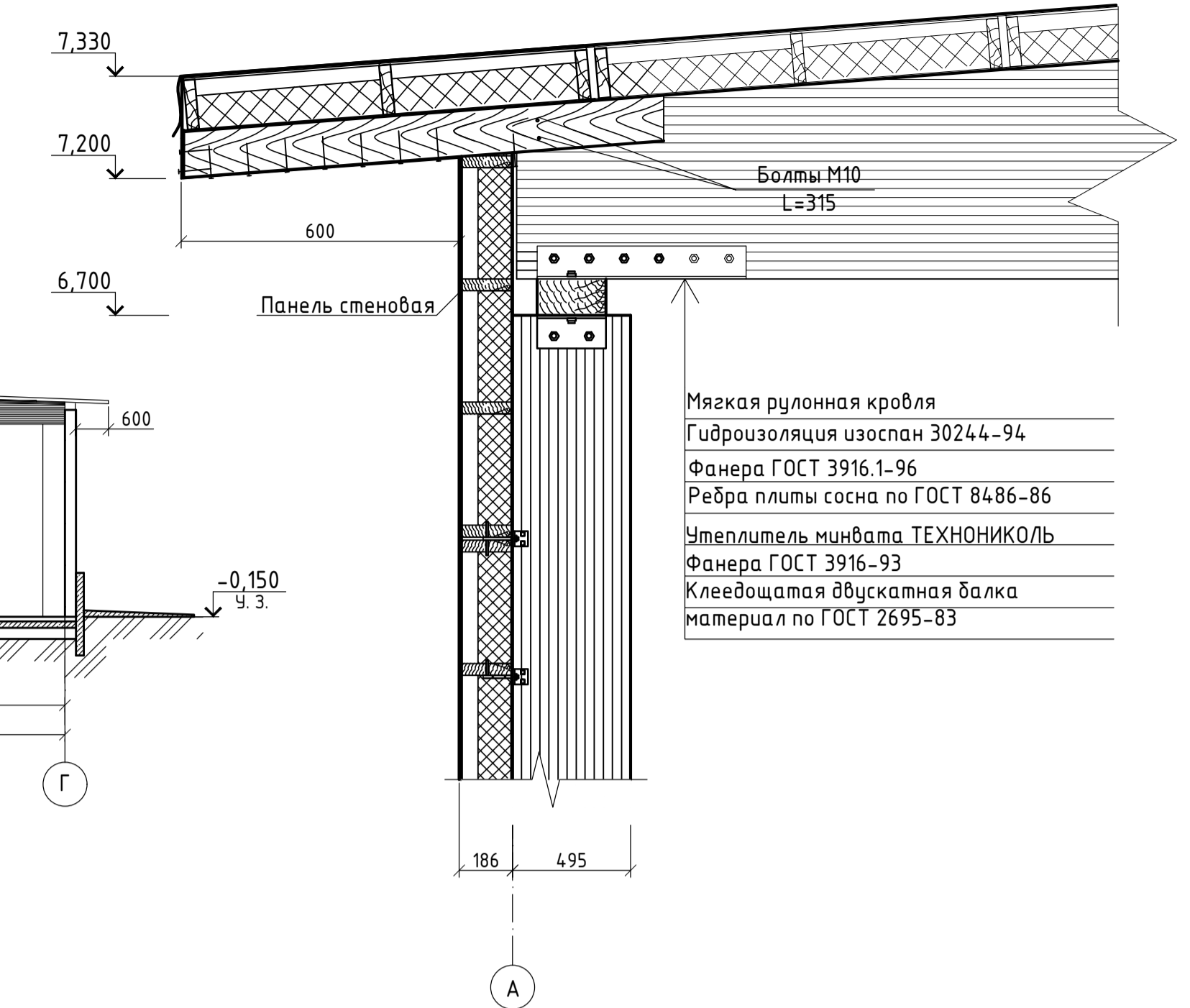
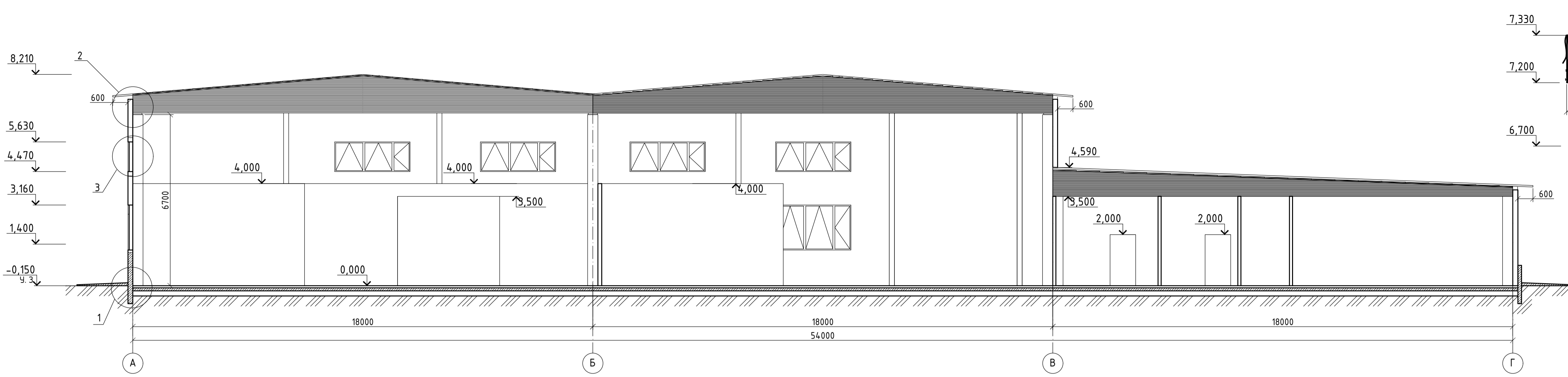
1. Лист 1 читать совместно с Листом 2.
2. Район строительства – Иркутская обл., г. Нижнеудинск;
3. Строительный климатический район – 1В;
4. Нормативная снеговая нагрузка для II снегового района – 1,0 кПа;
5. Нормативная ветровая нагрузка для III ветрового района – 0,38 кПа;
6. Сейсмичность района строительства – 4 балла;
7. Уровень ответственности здания – II;
8. Степень огнестойкости здания – II;
9. Класс конструктивной пожарной опасности – С0;
10. За относительную отметку 0,000 принята отметка чистого пола первого этажа;
11. Конструктивная система – каркасная
12. Фундамент столбчатый
13. Стены из клефанерных плит, толщиной 186 мм;
14. Кровля из клефанерных плит, толщиной 219 мм.

Номер помещения	Наименование	Площадь, м²	Кат. помещения
1	Тамбур	16,8	В
2	Коридор	80,2	В
3	Склад пиломатериалов	97,3	Г
4	Бытовые помещения цеха	84,7	В
5	Участок механической обработки	101	Г
6	Склад ЛКМ	38,7	Г
7	Нанесение защитных покрытий	107,1	Г
8	Выдержка	89,4	Г
9	Склад фанеры, метизов, фурнитуры	87,6	Г
10	Склад готовой продукции	409,7	Г
11	Участок контрольной сборки	155,3	Г
12	Упаковочное отделение	90,9	Г
13	Буфет	38,0	В
14	Кабинет главного инженера	35,5	Г
15	Кабинет секретаря	34,6	Г
16	Кабинет начальника цеха, зал заседаний	72,2	Г
17	Комната отдыха	77,1	Г
18	Бытовые помещения АБК	53,5	В
19	Венткамера	13,3	Г
20	Гардеробные	47,3	В
21	Душевые	31,0	В
22	Санузлы	22,8	В

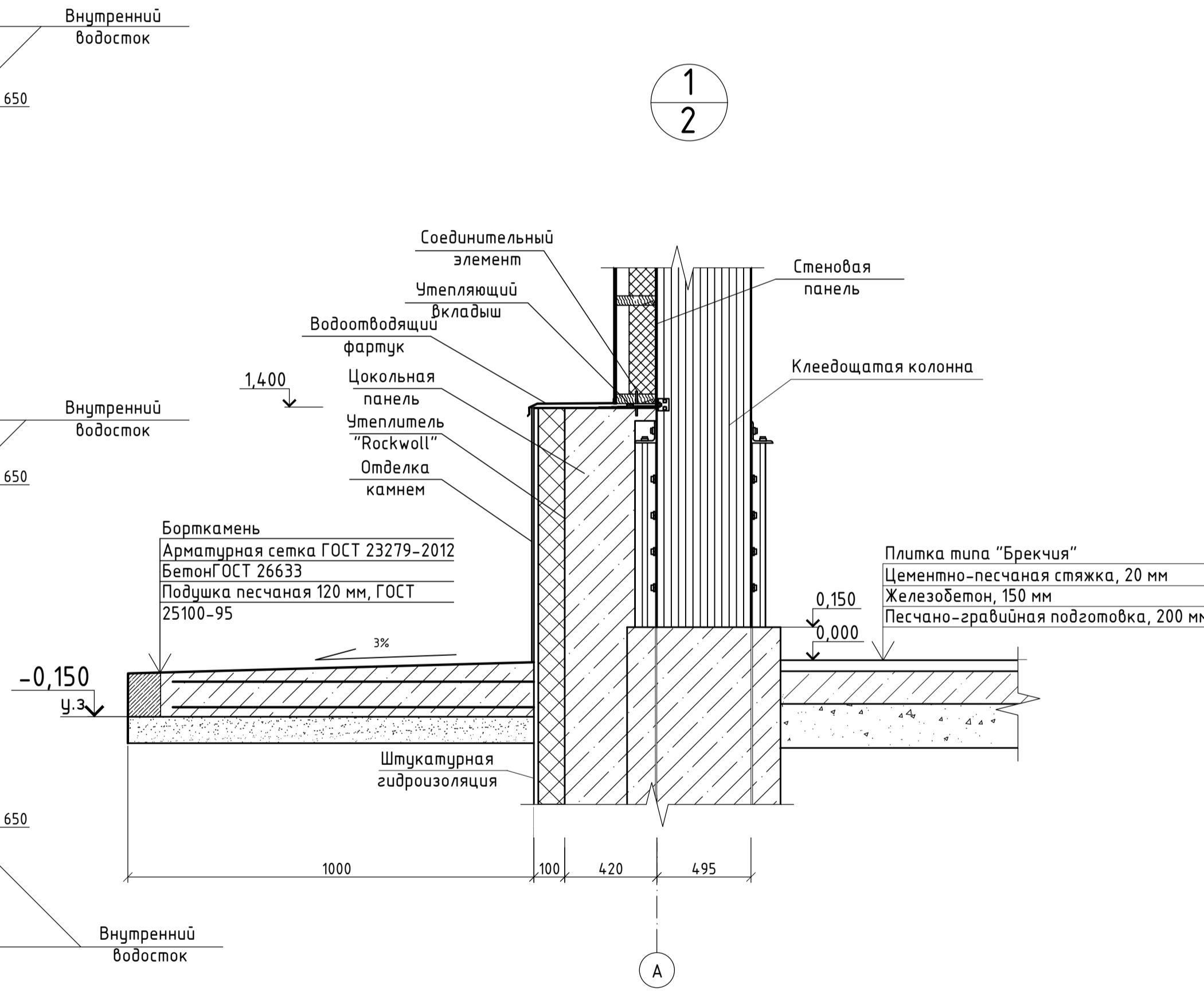
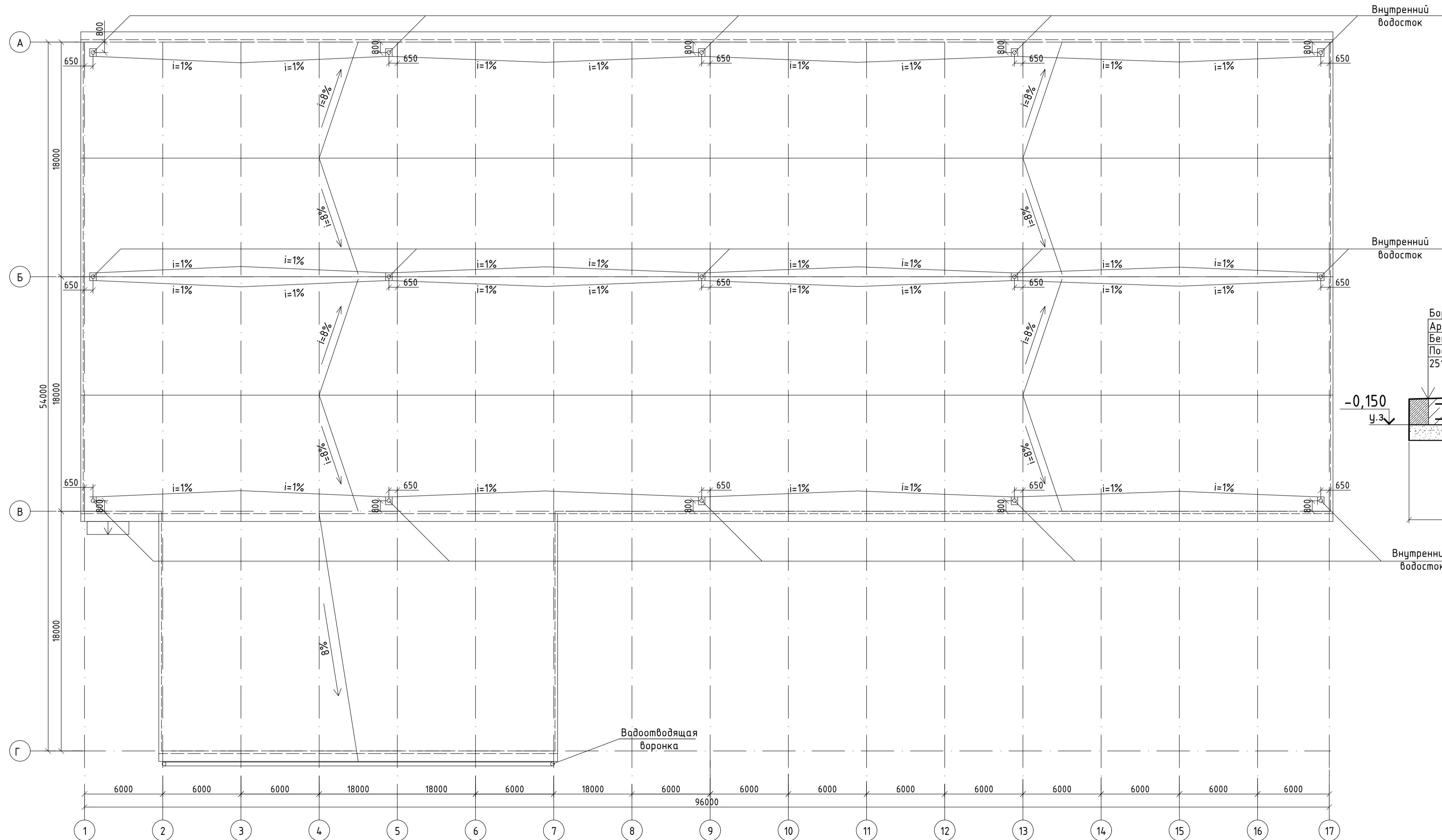
				БР-08.03.01.00.01-2019-АР			
				ФГАОУ ВО "Сибирский федеральный университет" Инженерно-строительный институт			
Изм.	Кол.ч/лист	№ док		Цех для производства клееных деревянных конструкций в г. Нижнеудинске	Стадия	Лист	Листов
Разработал	Незюда Т.В.				Д	1	7
Руководитель	Лях Н.И.						
Консультант	Рожкова Н.Н.						
Н.Контроль	Лях Н.И.						
План на отм. 0,000, М 1:200. Фасад 1-17, М 1:200. Узел 3, М 1:5. Экспликация помещений				кафедра СКУС			
Зав.кафедрой: Георгиев С.В.							

Разрез 1-1

2
2



План кровли

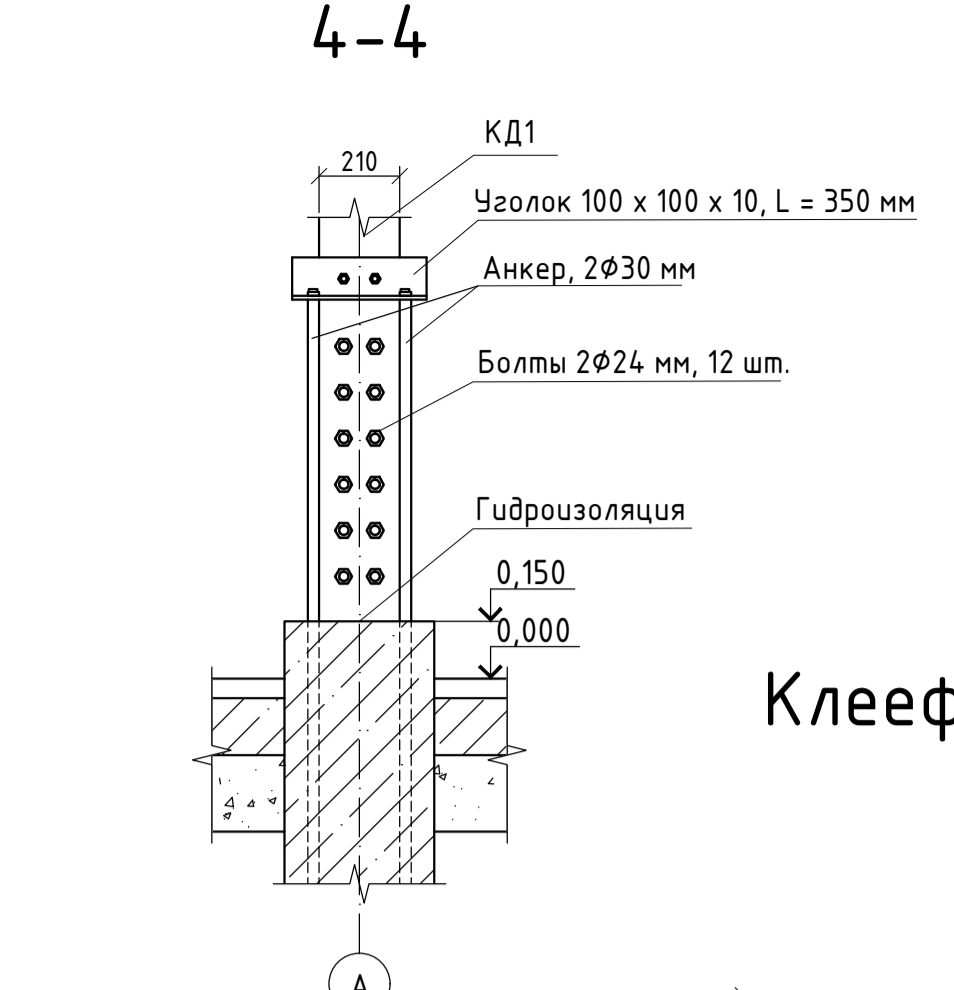
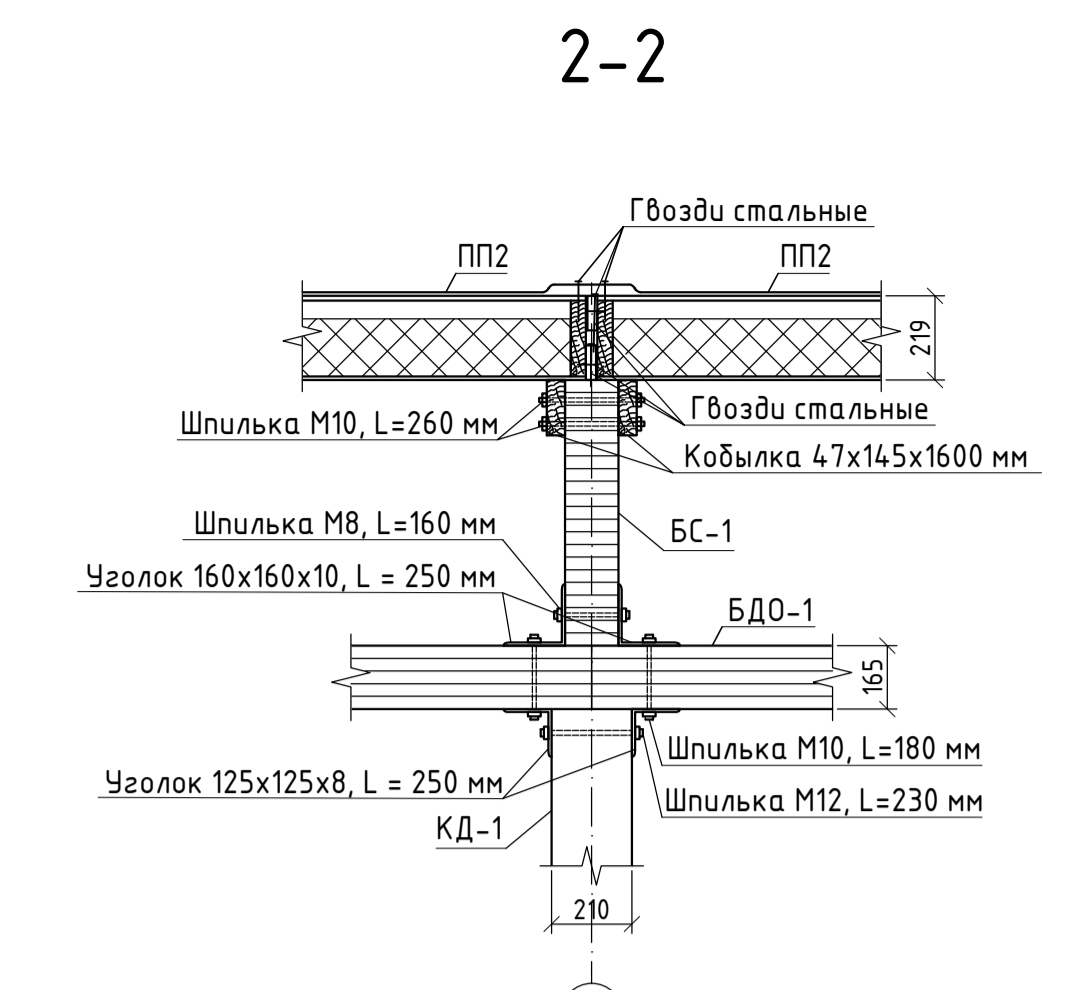
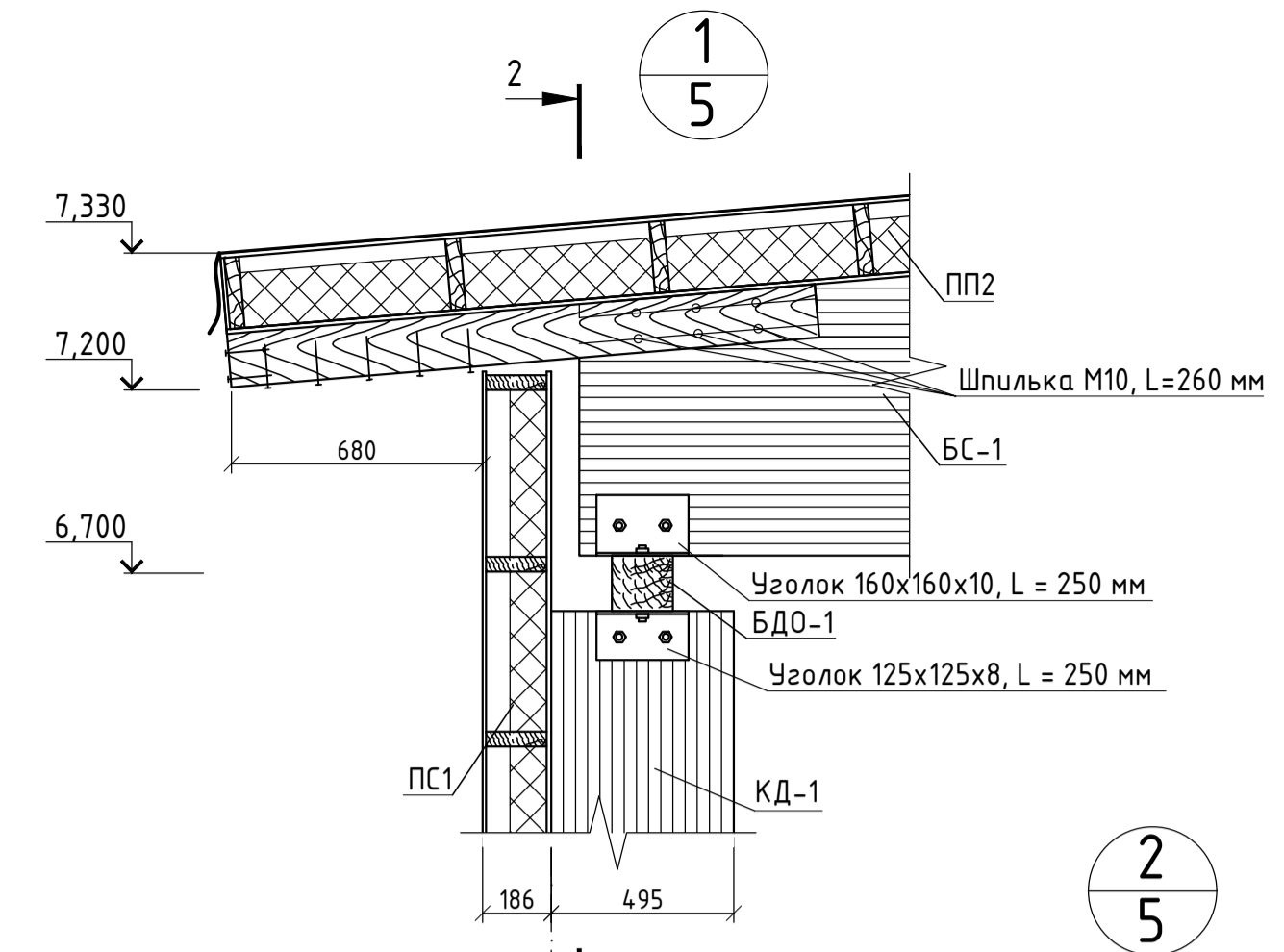


- Примечание:
- Лист 2 читать совместно с листом 1.
 - Деревянные элементы клееные из пиломатериала хвойных пород ГОСТ 24454-80, влажность древесины не более 12% по СП 64.13330.2017.
 - Расчет деревянных элементов произведен в соответствии с СП 64.13330-2017.
 - Расчет металлических элементов произведен в соответствии с СП 16.13330.2017.
 - Защита от загнивания - пропитка антисептиком (фтористым натрием).
 - Защита от возгорания - нанесение огнезащитной обмазки "Пирекс".

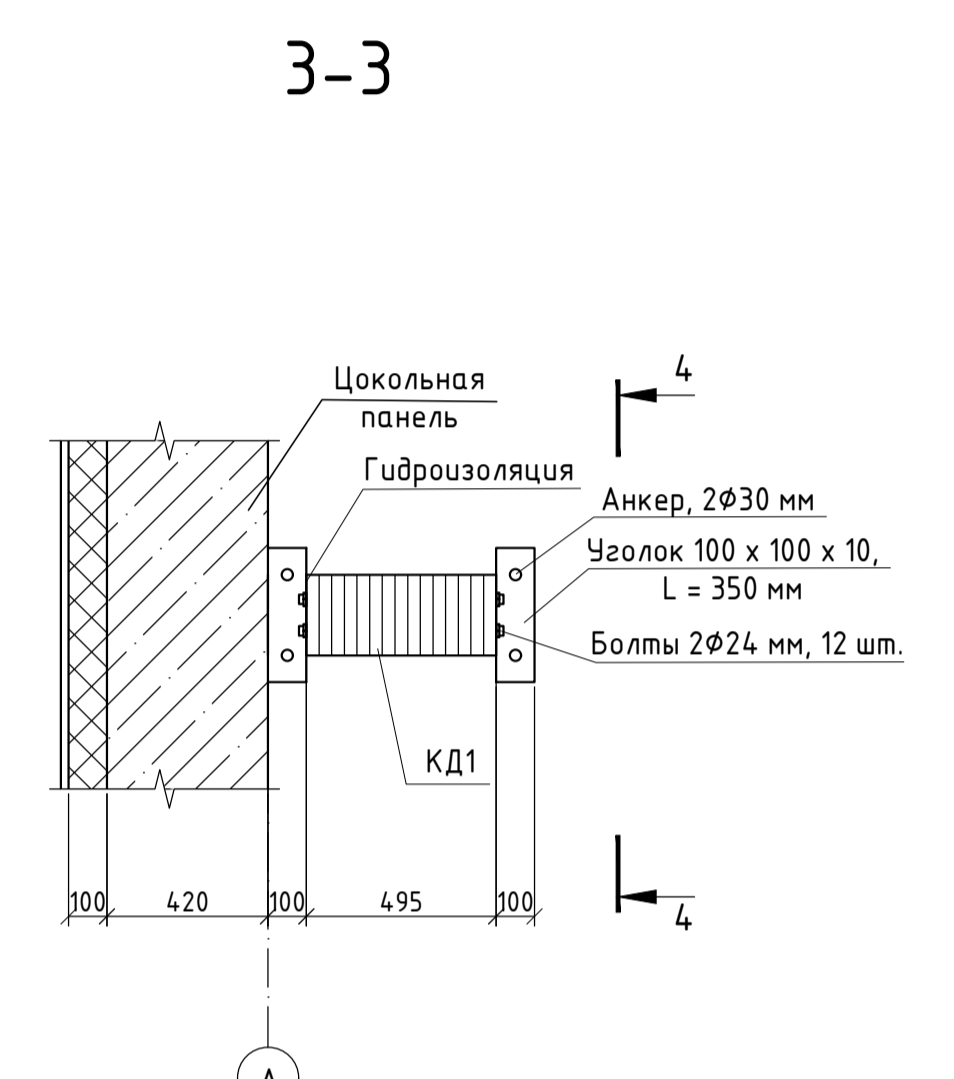
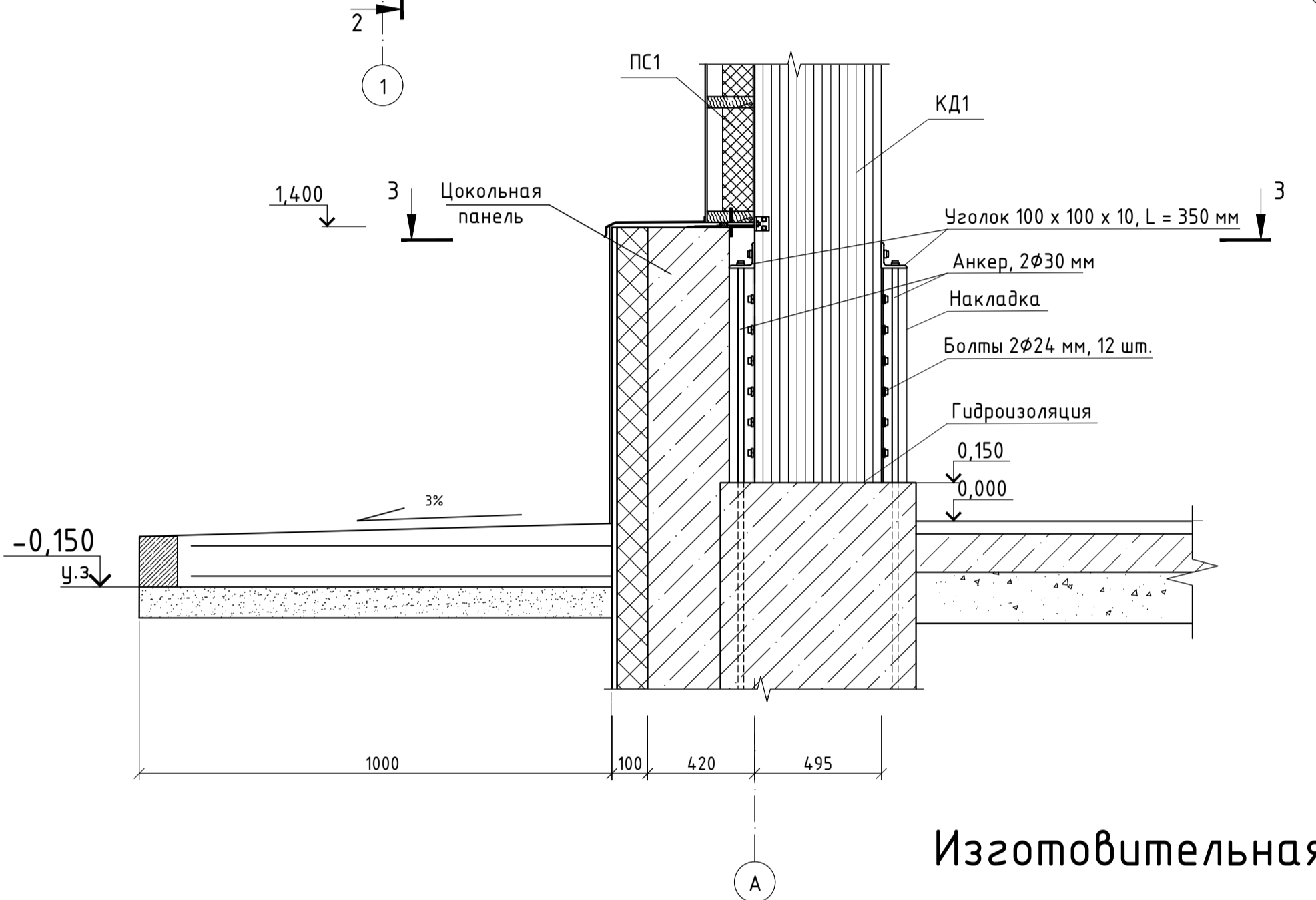
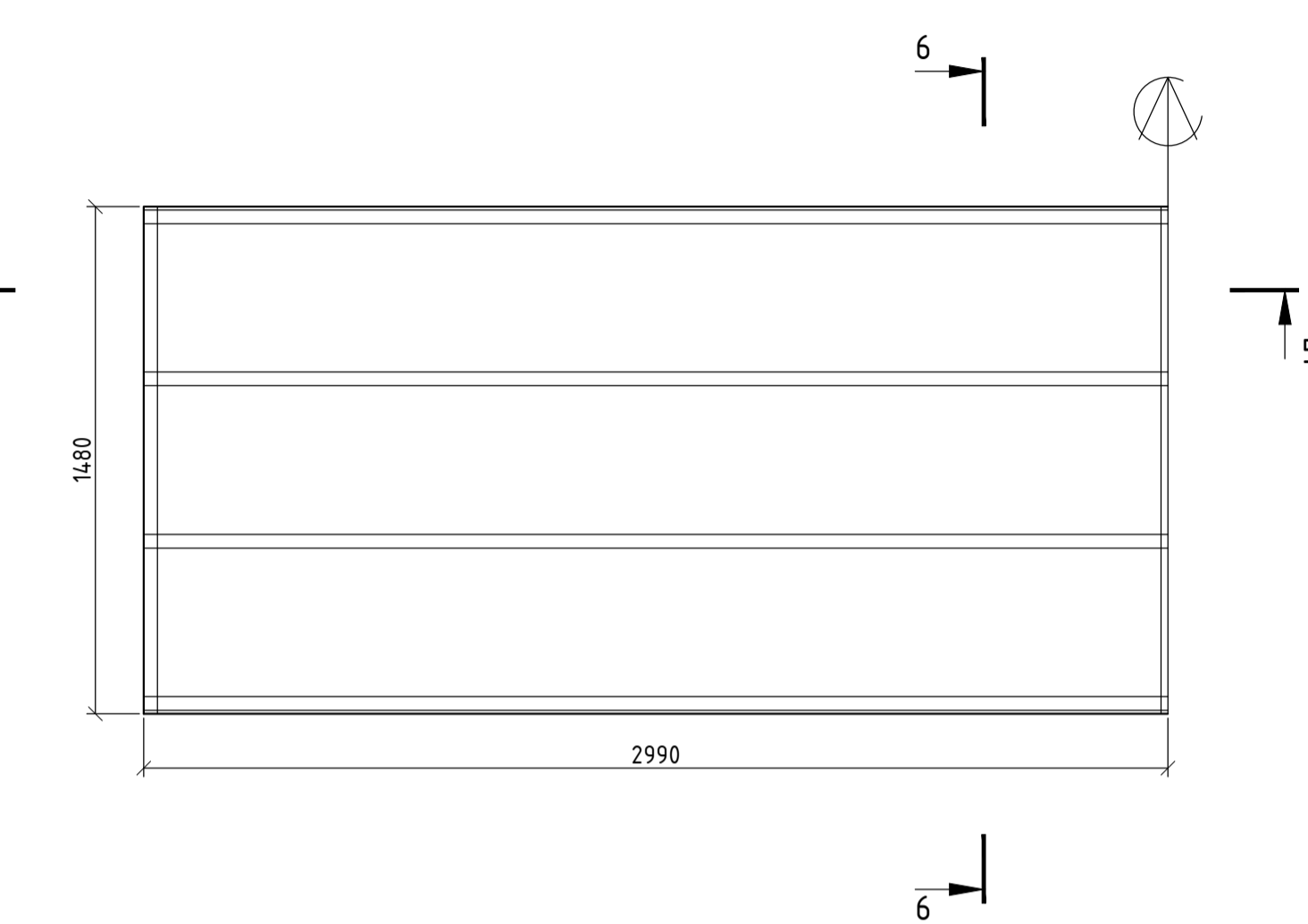
БР-08.03.01.00.01-2019-АР						
ФГАОУ ВО "Сибирский федеральный университет" Инженерно-строительный институт						
Изм.	Кол.ч/лист	№ док	Подпись	Дата		
Разработал	Незода Т.В.				Цех для производства клееных деревянных конструкций в г. Нижнеудинске	
Руководитель	Лях Н.И.					
Консультант	Рожкова Н.Н.				Разрез 1-1, М 1:100. План кровли, М1:200. Узел 1, М 1:20. Узел 2, М 1:20	
Н.Контроль	Лях Н.И.					
Зав.кафедрой	Дворниев С.В.				кафедра СКУС	
				Студия	Лист	Листов
				Д	2	7

Спецификация расхода древесины на балку БС-1

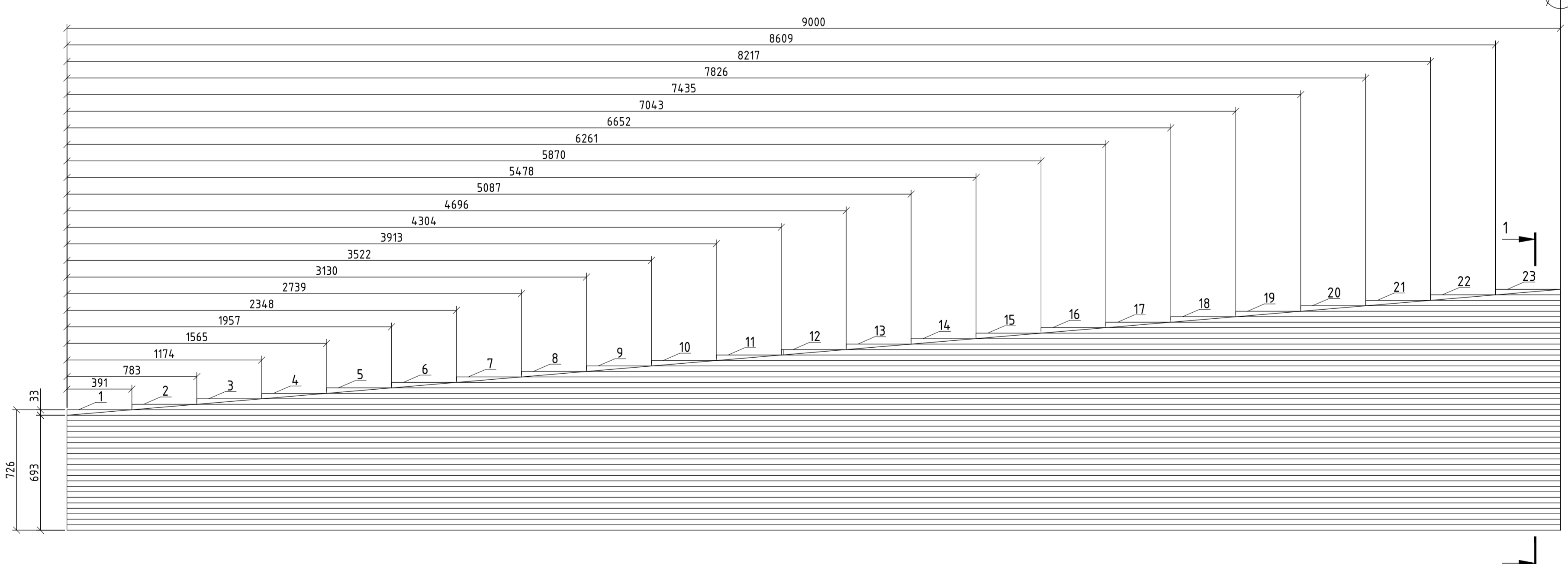
Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Объем, м³	Примечания
1	БЧ	Слой 33x140x18000 м	22		
2	БЧ	Слой 33x140x17218 м	1		
3	БЧ	Слой 33x140x16434 м	1		
4	БЧ	Слой 33x140x15652 м	1		
5	БЧ	Слой 33x140x14870 м	1		
6	БЧ	Слой 33x140x14086 м	1		
7	БЧ	Слой 33x140x13304 м	1		
8	БЧ	Слой 33x140x12522 м	1		
9	БЧ	Слой 33x140x11740 м	1		
10	БЧ	Слой 33x140x10956 м	1		
11	БЧ	Слой 33x140x10174 м	1		
12	БЧ	Слой 33x140x9392 м	1		
13	БЧ	Слой 33x140x8608 м	1		
14	БЧ	Слой 33x140x7826 м	1		
15	БЧ	Слой 33x140x7026 м	1		
16	БЧ	Слой 33x140x6260 м	1		
17	БЧ	Слой 33x140x5487 м	1		
18	БЧ	Слой 33x140x4696 м	1		
19	БЧ	Слой 33x140x3914 м	1		
20	БЧ	Слой 33x140x3130 м	1		
21	БЧ	Слой 33x140x2348 м	1		
22	БЧ	Слой 33x140x1566 м	1		
23	БЧ	Слой 33x140x782 м	1		



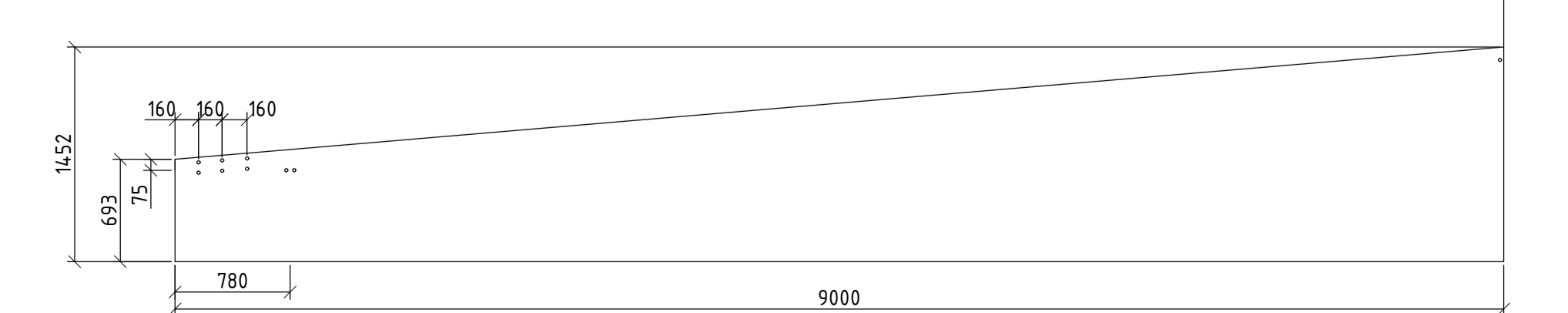
Клефанерная плита покрытия ПП1



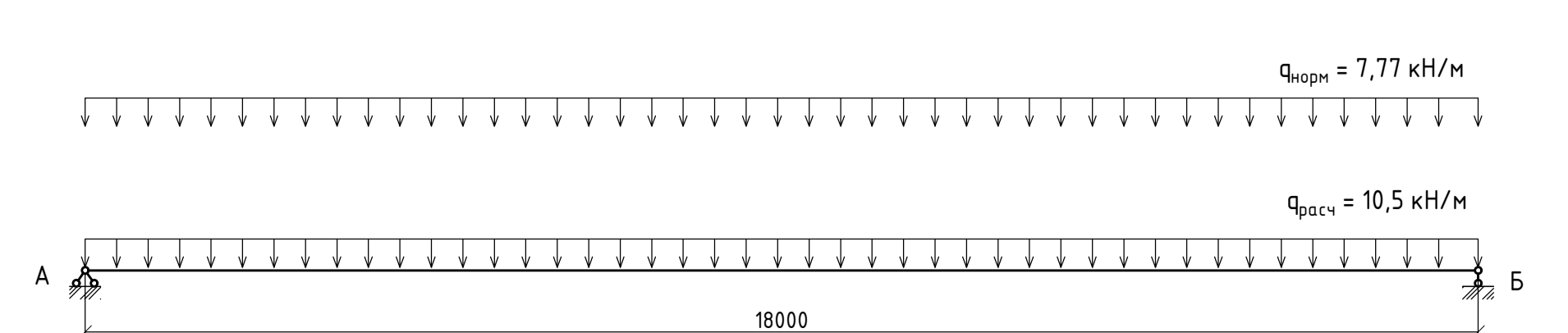
Изготовительная схема балки БС-1



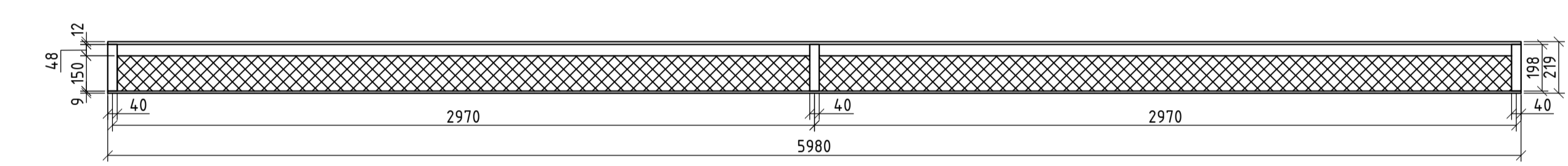
Фасадный вид балки БС-1



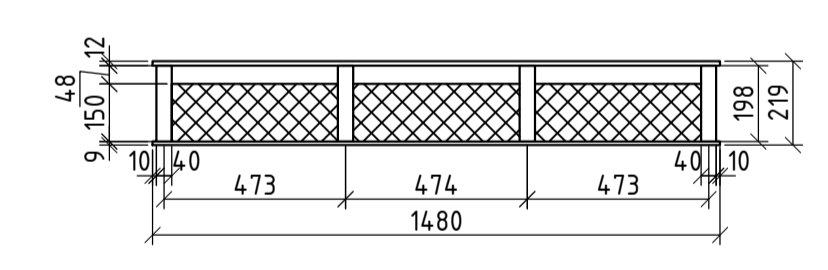
Расчетная схема балки БС-1



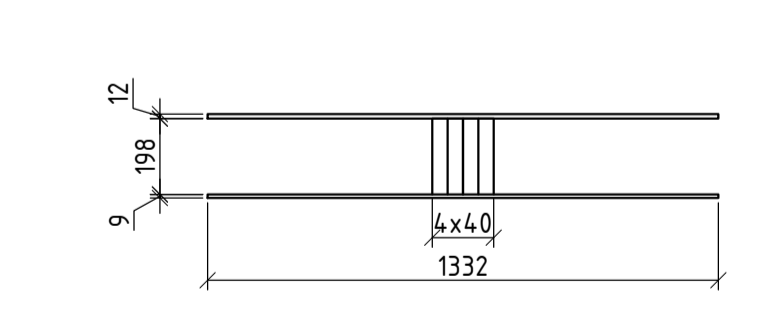
5-5



6-6



Расчетная схема плиты покрытия ПП1

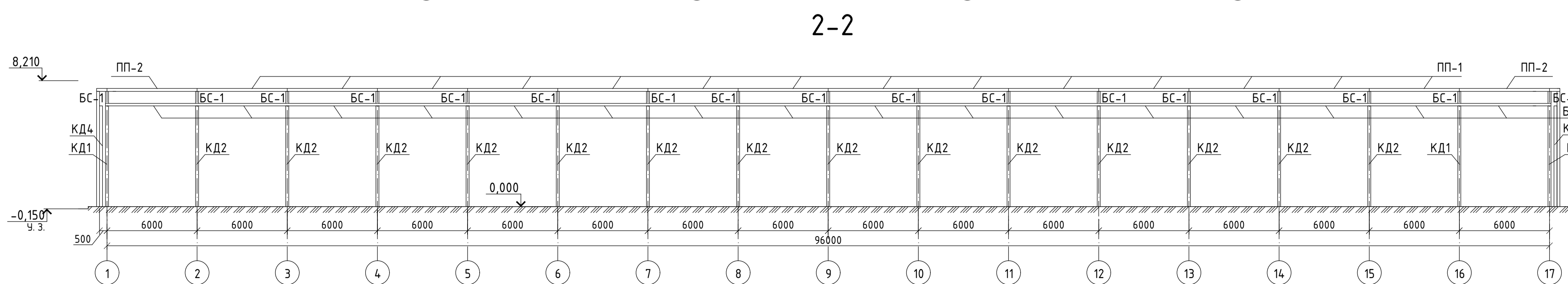
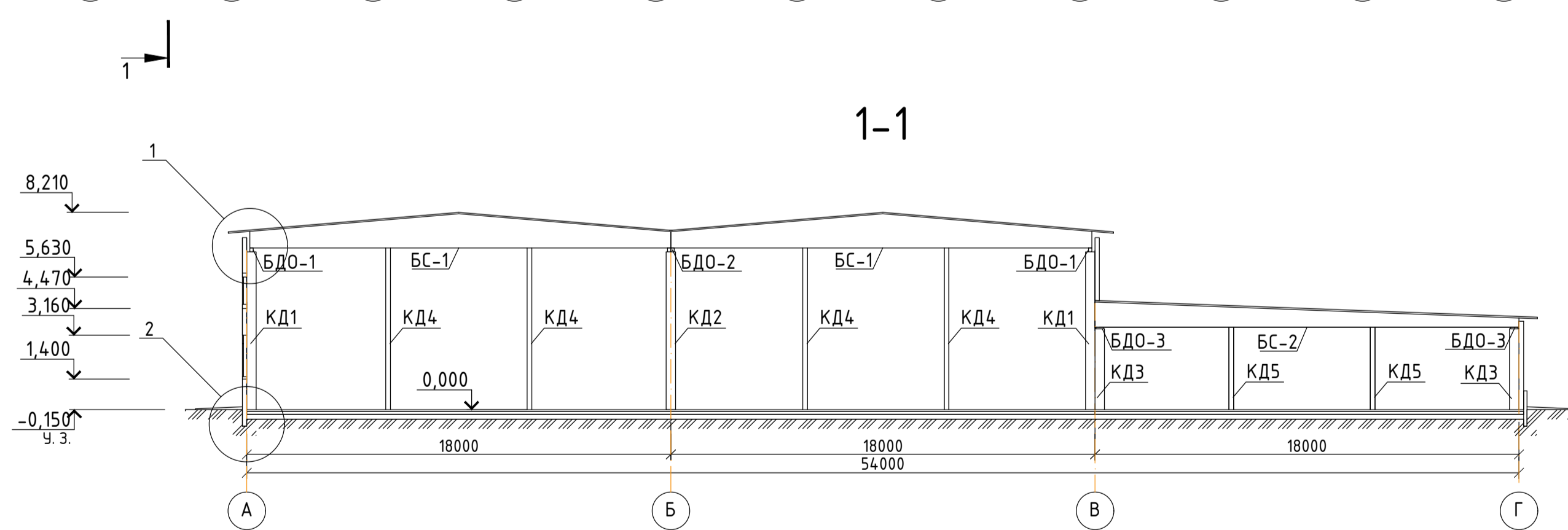
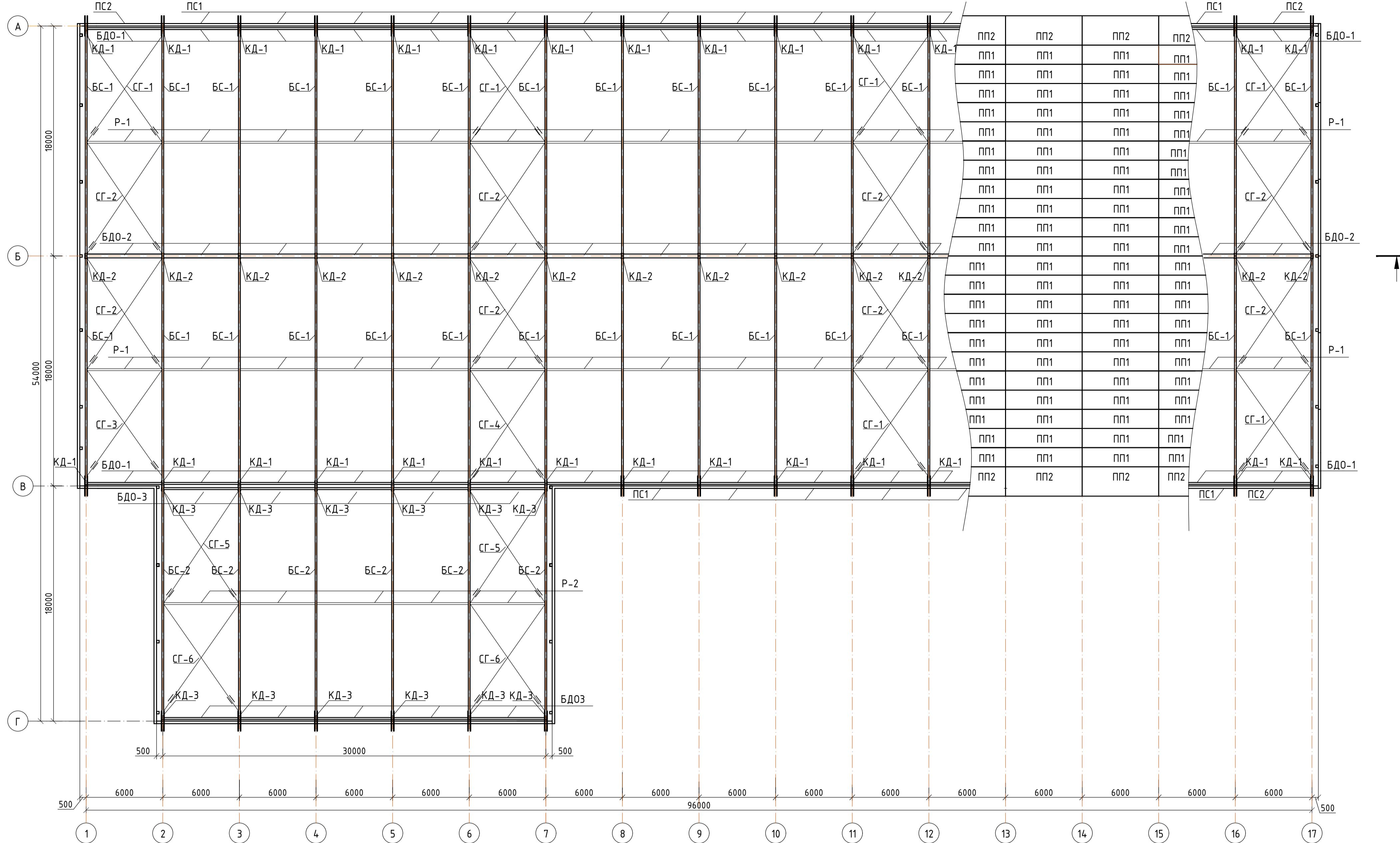


Примечание:

- Лист 4 читать совместно с листом 5.
- Здание запроектировано в г. Нижнеудинск. Расчетная снеговая нагрузка (2 район) - 1 кПа; нормативное значение скоростного напора ветра - 0,38 кПа.
- Основные конструкции: фундаменты столбчатые железобетонные, колонны клеюшачие с жестким защемлением в фундаменте, несущая конструкция покрытия - двускатная клеюшачая балка покрытия, утепленные клефанерные плиты покрытия, стеновое ограждение - утепленные клефанерные плиты.
- За отметку 0,000 принята отметка чистого пола первого этажа.

БР-08.03.01.00.01-2019-КД					
ФГАОУ ВО "Сибирский федеральный университет"					
Инженерно-строительный институт					
Изм.	Кол.ч/Лист	№ Док			
Разработал	Незюда Т.В.				
Руководитель	Лях Н.И.				
Консультант	Лях Н.И.				
Цех по производству клееных деревянных конструкций в г. Нижнеудинске			Стадия	Лист	Листов
			Д	4	7
И.Контроль			Кафедра СКУС		
Зав.кафедрой					

Схема расположения конструкций



Спецификация монтажных единиц

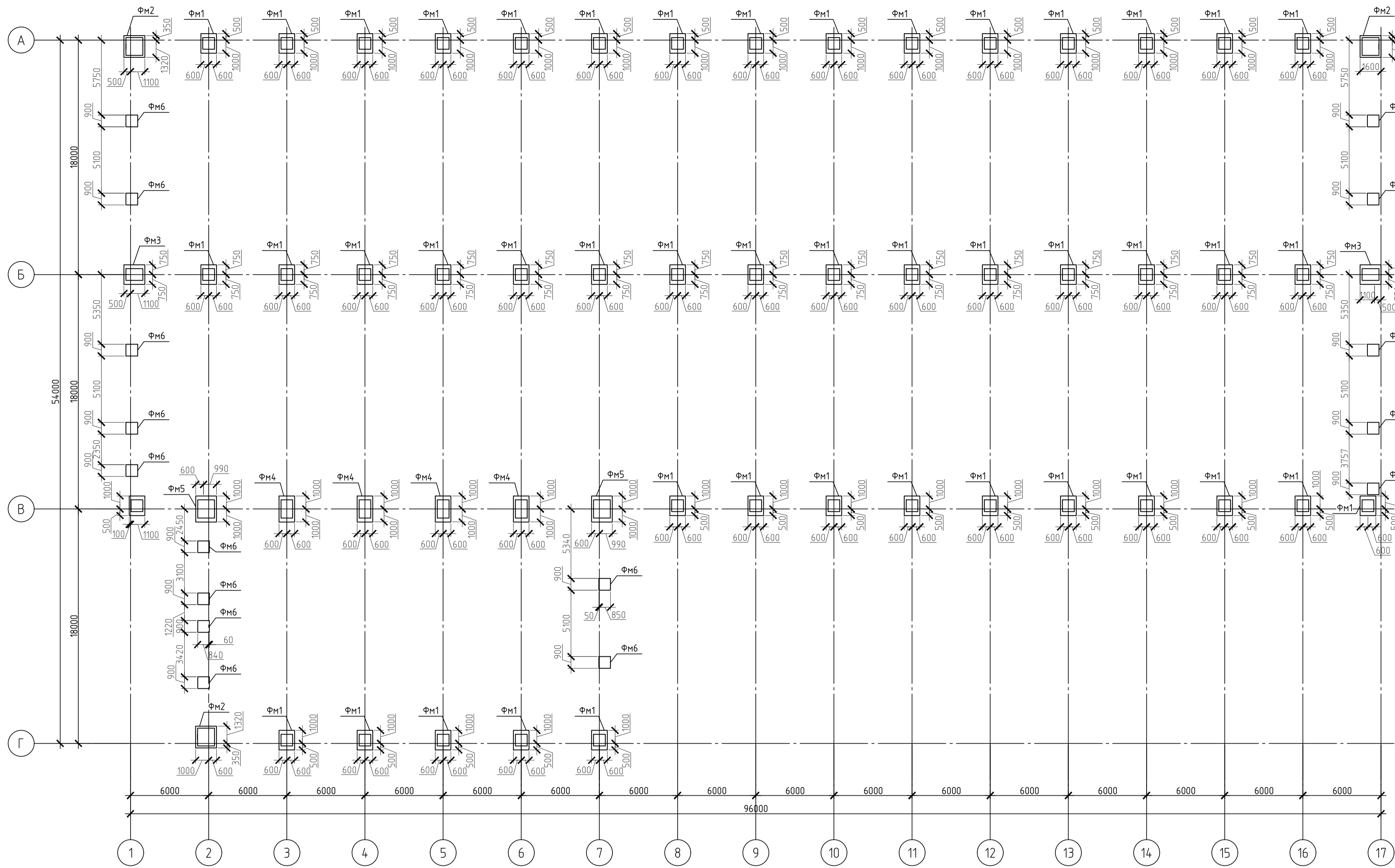
Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса, ед., кг	Примечания
КД-1	БЧ	Колонны клеudoшчатые 210x495x6700 мм	34		
КД-2	БЧ	Колонны клеudoшчатые 220x528x6700 мм	17		
КД-3	БЧ	Колонны клеudoшчатые 200x462x3500 мм	12		
КД-4	БЧ	Колонны клеudoшчатые фахверховые 200x200x7000 мм	14		
КД-5	БЧ	Колонны клеudoшчатые фахверховые 200x200x4000 мм	8		
БДО-1	БЧ	Балка клеudoшчатая обвязочная 150x165x6000 мм	32		
БДО-2	БЧ	Балка клеudoшчатая обвязочная 300x198x6000 мм	16		
БДО-3	БЧ	Балка клеudoшчатая обвязочная 150x132x6000 мм	10		
БС-1	БЧ	Балка клеudoшчатая двускатная L = 18 000 мм	34		
БС-2	БЧ	Балка клеudoшчатая односкатная L = 18 000 мм	6		
ПП-1	БЧ	Плита покрытия 1490x219x6000	363		
ПП-2	БЧ	Плита покрытия 2290x219x6000	24		
ПП-3	БЧ	Плита покрытия 1490x219x6700	66		
ПП-4	БЧ	Плита покрытия 2290x219x6700	4		
ПП-5	БЧ	Плита покрытия 2690x219x6700	3		
ПП-6	БЧ	Плита покрытия 2690x219x6700	2		
ПС-1	БЧ	Панель стеновая 1490x6000x186	142		
ПС-2	БЧ	Панель стеновая 1500x6500x186	20		
ПС-3	БЧ	Панель стеновая 1500x6200x186	12		
СГ-1	БЧ	Связь горизонтальная металлическая	7		
СГ-2	БЧ	Связь горизонтальная металлическая	8		
СГ-3	БЧ	Связь горизонтальная металлическая	1		
СГ-4	БЧ	Связь горизонтальная металлическая	1		
СГ-5	БЧ	Связь горизонтальная металлическая	2		
СГ-6	БЧ	Связь горизонтальная металлическая	2		
СВ-1	БЧ	Связь вертикальная металлическая	4		
СВ-2	БЧ	Связь вертикальная металлическая	8		
Р-1	БЧ	Распорка деревянная	32		
Р-2	БЧ	Распорка деревянная	5		

Примечание:

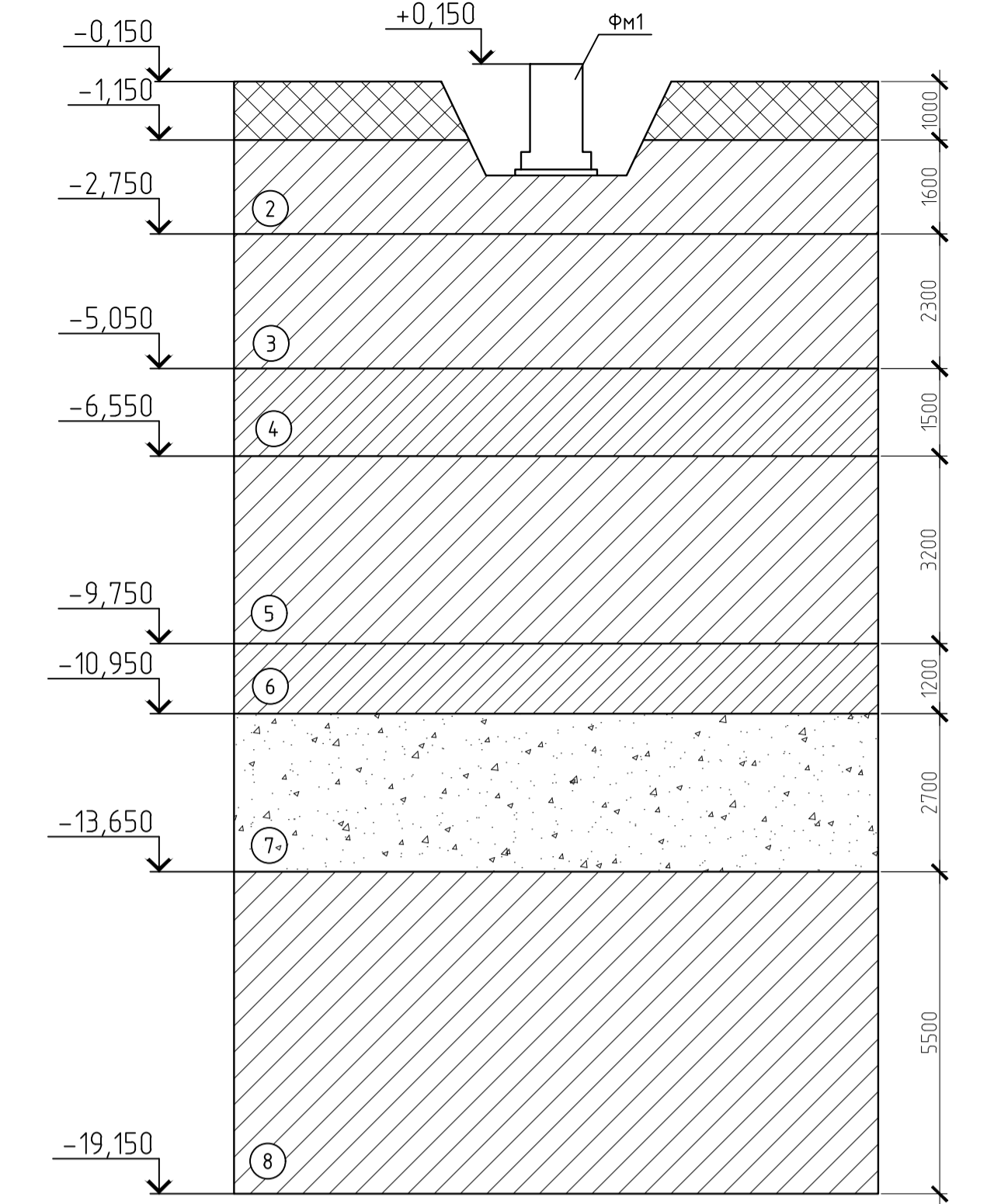
- Лист 5 читать совместно с листом 4.
- Здание запроектировано в г. Нижнеудинск. Расчетная снеговая нагрузка (2 район) - 1 кПа; нормативное значение скоростного напора ветра - 0,38 кПа.
- Основные конструкции: фундаменты столбчатые железобетонные, колонны клеudoшчатые с жестким защемлением в фундаменте, несущая конструкция покрытия - двускатная клеudoшчатая балка покрытия, утепленные клефанерные плиты покрытия, стеновое ограждение - утепленные клефанерные плиты.
- За отметку 0,000 принята отметка чистого пола первого этажа.

БР-08.03.01.00.01-2019-КД				
ФГАОУ ВО "Сибирский федеральный университет"				
Инженерно-строительный институт				
Изм.	Кол.	Лист	№ Док	
Разработал	Незода Т.В.			
Руководитель	Лях Н.И.			
Консультант	Лях Н.И.			
Цех по производству клееных деревянных конструкций в г. Нижнеудинске		Стация	Лист	Листов
		Д	5	7
Н.Контроль		Лях Н.И.		
Зав.кафедрой		Леордиев С.В.		
Схема расположения конструкций; 1-1; 2-2; Спецификация монтажных единиц				Кафедра СКУС

План фундамента



Инженерно-геологическая колонка



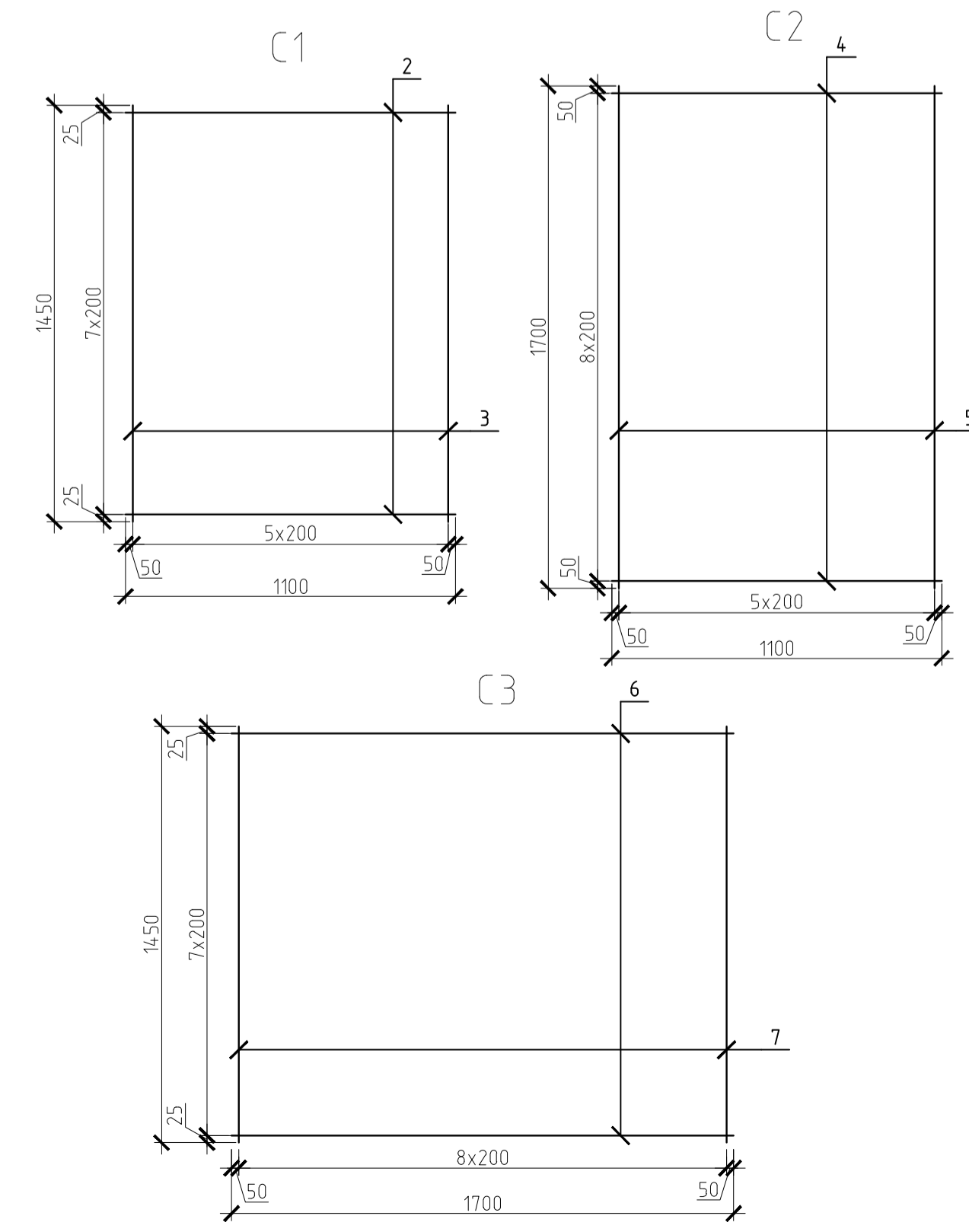
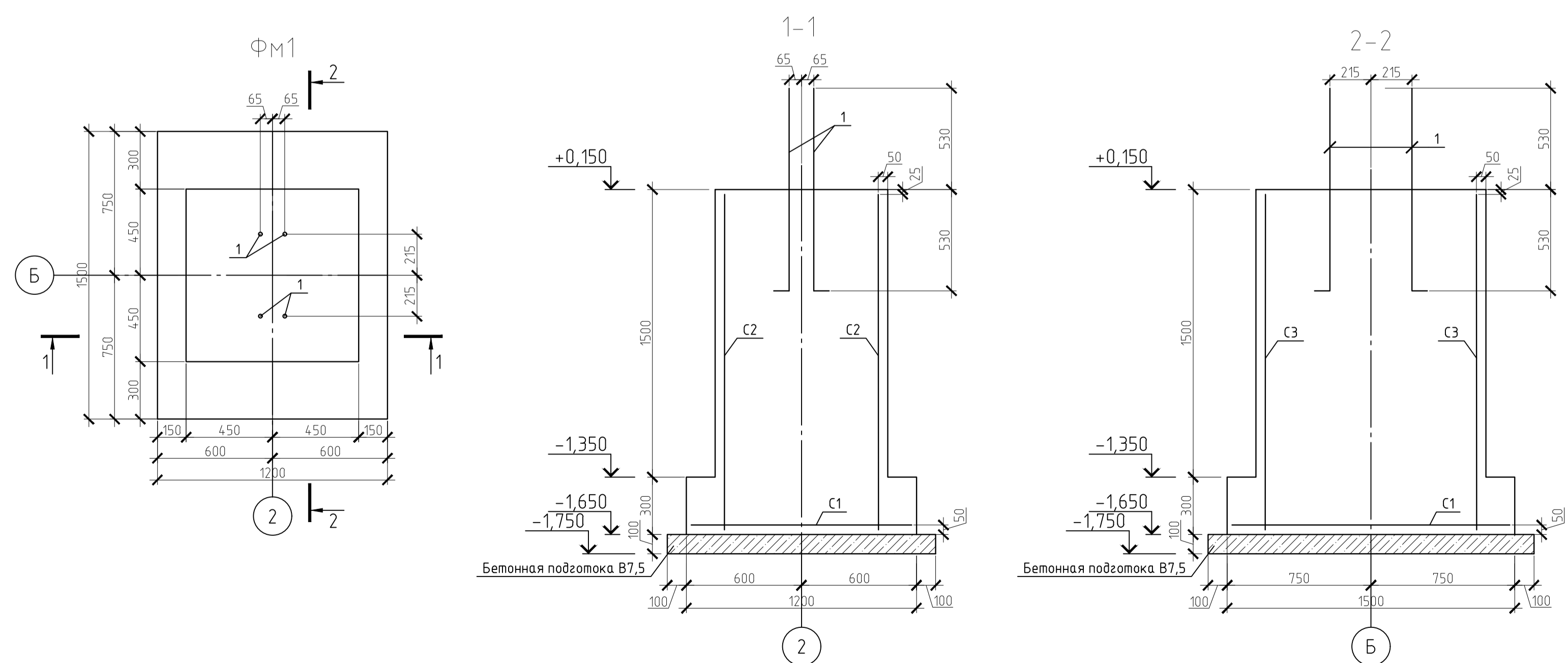
Спецификация элементов ФМ1

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса, кг	Примечания
		ФМ1	43		
		Детали			
1	ГОСТ 5781-82	φ20 А400, L=1200	2	2,96	
		C1	1		
2	ГОСТ 5781-82	φ12 А400, L=1100	8	0,98	
3	ГОСТ 5781-82	φ12 А400, L=1450	6	1,29	
		C2	2		
4	ГОСТ 5781-82	φ8 А400, L=1100	9	0,44	
5	ГОСТ 5781-82	φ8 А400, L=1700	6	0,67	
		C3	2		
6	ГОСТ 5781-82	φ8 А400, L=1700	8	0,67	
7	ГОСТ 5781-82	φ8 А400, L=1450	9	0,57	
		Материалы			
		Бетон В20 W4 F150	1,8		м³
		Бетон В7,5	0,25		м³

Ведомость расхода стали

Марка элемента	Арматура класса				Всего, кг
	А400				
	ГОСТ 5781-82				
	φ8	φ12	φ20	Итого	
ФМ1	1588,42	669,9	254,56	2512,88	2512,88

- Примечания:
- За относительная отметку 0.000 принимается отметка чистого пола первого этажа цеха;
 - Грунт основания является суглинком тугопластичный с расчетными характеристиками $\sigma = 16 \text{ кПа}$, $\phi = 17,5^\circ$, $E = 9 \text{ МПа}$, $R = 185 \text{ кПа}$;
 - Грунты не пучнистые;
 - Под фундаментом устраивается бетонная подготовка из бетона В7,5 толщиной 100мм;
 - Обратную засыпку котлована выполнять слоями непучнистого грунта не более 0,3м с уплотнением;
 - Не допускать промораживание грунтов в процессе строительства;
 - В зимний период строительства предусмотреть мероприятия, предохраняющие основание фундаментов от промерзания;
 - В период строительства предусмотреть мероприятия, предохраняющие основание фундаментов от замачивания.



Согласовано
Взам. инв. №
Подп. и дата
Иж. № подл.

БР-08.03.01.00.01-2019-КЖ

ФГАОУ ВО "Сибирский федеральный университет"
Инженерно-строительный институт

Изм.	Кол. уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата
Разработал	Негода Т.В.				
Руководитель	Лях НИ.				
Консультант					
Н. контроль	Лях НИ.				
Заб. кафедры	Леоридов С.В.				

Цех для производства клееных деревянных конструкций в г. Нижневартовске

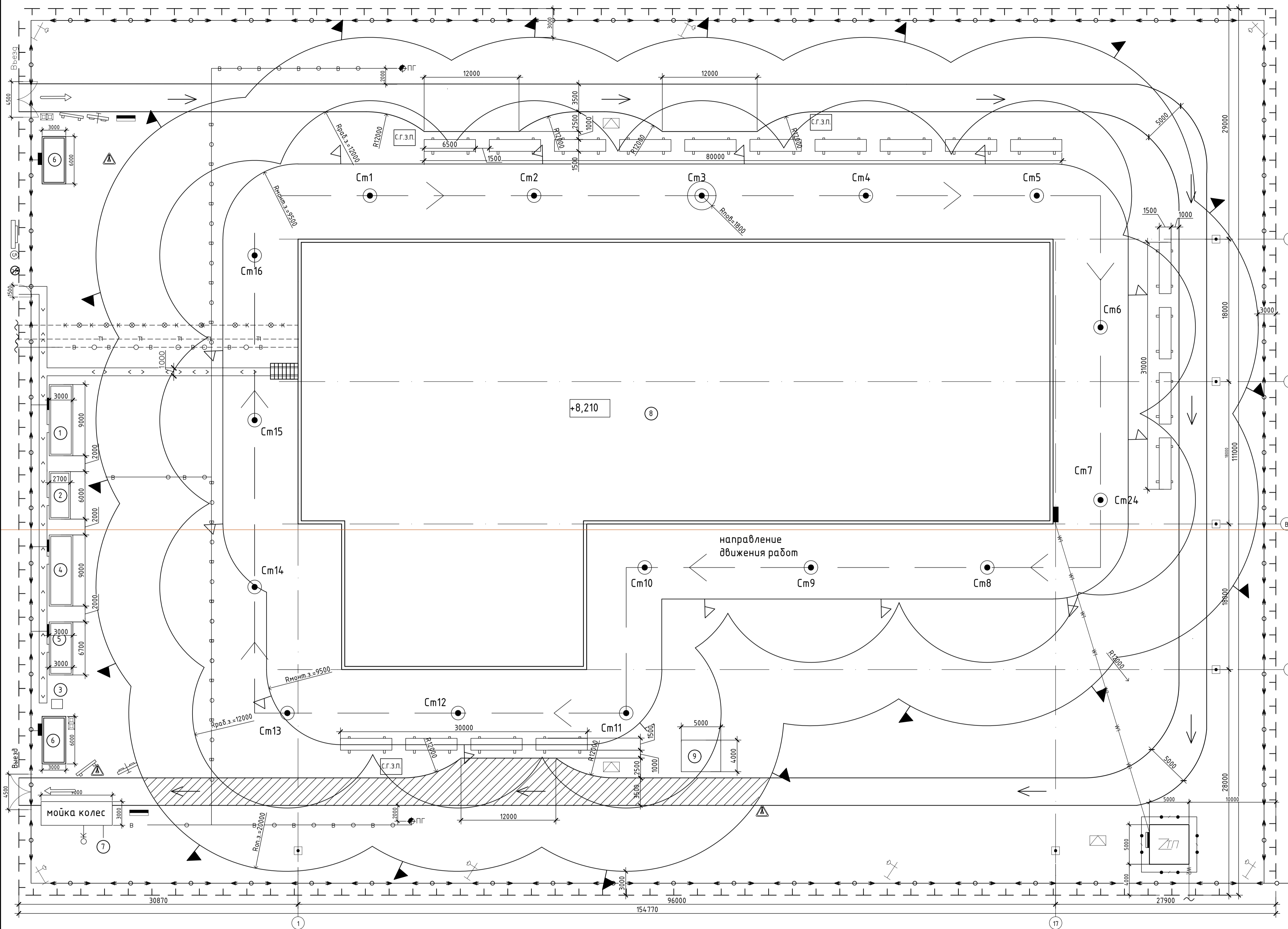
Стация	Лист	Листов
Д	5	7

ИПР. план фундамента, ФМ1, разрез 1-1, 2-2, C1, C2, C3, спецификация элементов ФМ1, ведомость расхода стали

Кафедра СКУС

Формат А1

Объектный строительный генеральный план



Экспликация зданий и сооружений

№ п/п	Наименование	Объем		Размеры в плане, мм	Тип, марка или краткое описание
		Ед. изм.	Кол-во		
1	Гардеробная	шт	1.00	3000x9000	ГОСС-Г-14
2	Душевая, сушильня	шт	1.00	2700x6000	420-04-09
3	Туалет	шт	1.00		Туалетная кабина "Пластен-Р"
4	Столовая	шт	1.00	3000x9000	ГОССС-20
5	Прорабская	шт	1.00	3000x6700	31316
6	КПП	шт	2.00	3000x6000	ИКЗЗ-5
7	Мойка колес	шт	1.00	3000x6000	
8	Строящийся цех	шт	1.00	54000x96000	Строящееся
9	Закрытый склад	шт.	1.00	4000x5000	

Технико-экономические показатели

Наименование	Ед.изм.	Кол-во
Площадь территории строительной площадки	м ²	14210
Площадь под постоянными сооружениями	м ²	4076
Площадь под временными сооружениями	м ²	126
Площадь складов		
- открытых	м ²	260
- закрытых	м ²	20
Протяженность временных автодорог	км	0.35
Протяженность временных электросетей	км	0.48
Протяженность временного водопровода	км	0.13
Протяженность ограждения строительной площадки	км	0.49

Данный стройгенплан разработан на период возведения надземной части цеха производства клееных деревянных конструкций в г. Нижнеудинске. До начала производства работ должны быть выполнены следующие мероприятия:

- ограждена территория строительной площадки защитно-оградительным ограждением согласно ГОСТ 23407-78;
- выполнена планировка строительной площадки с учетом отвода поверхностных вод;
- выполнено обеспечение электроэнергией строительной площадки от ТП;
- выполнено освещение строительной площадки;
- выполнена временная дорожка (проезды) для автомобильного транспорта;
- размещен бытовое городок для нужд строительного персонала - обеспеченный электроэнергией, теплом, питьевой водой и связью;
- подготовлена площадка для складирования строительных материалов и конструкций;
- оборудована площадка строительства, бытовое городок и места выполнения огневых работ первичными средствами пожаротушения;
- вывешены схемы движения транспортных средств и места разгрузки;
- обозначены места проходов на рабочие места;
- закончены работы по нулевому циклу.

УКАЗАНИЯ ПО ТЕХНИКЕ БЕЗОПАСНОСТИ НА СТРОЙПЛОЩАДКЕ:

- При производстве работ соблюдать требования СНиП 12-03-2001 "Безопасность труда в строительстве. Часть 1. Общие требования". СНиП 12-04-2002 "Безопасность труда в строительстве. Часть 2. Строительное производство"
- При въезде на строительную площадку поставить знаки ограничения скорости 5км/час, "Въезд" и схему движения транспорта. На строительной площадке опасную зону здания ограничить хорошо видимым сигнальным ограждением и знаками с надписью: "Внимание опасная зона", "Вход запрещен".
- На границе опасной зоны работы крана установить предупредительные знаки: "Стоп! Проход запрещен" и сигнальное ограждение. Нахождение людей в зоне работы крана запрещается.
- Рабочие при производстве работ должны иметь удостоверения на право производства конкретного вида работ, а также пройти инструктаж по технике безопасности в соответствии с требованиями ГОСТ 12.0.004-2015 "ССБТ. Организация работающих безопасности труда. Общие положения".
- Лица работающие и находящиеся на строительной площадке, должны иметь каски
- Запрещается нахождение людей под поднимаемым грузом. При подаче элементов все условные знаки подаются одним лицом - рабочим, обученным по профессии, квалификационной характеристикой которой предусмотрено выполнение работ по строповке груза, назначенным приказом. Сигнал "Стоп" подается любым работником, заметившим опасность.
- Запрещается выбрасывать строительный мусор, отходы и другие материалы, или какие-либо предметы через окна, балконы, лоджии и с крыши.
- Проезды, проходы, рабочие места необходимо регулярно очищать от строительного мусора, и не загромождать, а в зимнее время очищать от снега и наледи.
- В темное время суток рабочие места должны иметь освещенность не менее 50 лкс, строительная площадка не менее 10 лкс согласно ГОСТ 12.1.046-2014.
- Строительная площадка должна быть оборудована средствами пожаротушения согласно Правилам пожарной безопасности Российской Федерации.

Условные обозначения

	Ворота		Временная дорога, попадающая в опасную зону		Временные сооружения, бытовые помещения		Въезд и выезд на строительную площадку		Знак ограничения скорости движения транспорта		Теплопровод проектируемый невидимый		Канализация проектируемая видимая
	Калитка		Временная пешеходная дорожка		Место хранения грузозахватных приспособлений и тары		Трансформаторная подстанция		Временный защитный козырек над входом в здание		Воздушная линия электропередачи		Место разгрузки
	Линия границы опасной зоны при работе крана		Контур строящегося здания		Стенд с противопожарным инвентарем		Пожарный гидрант		Мусороприемный бункер		Кабель проектируемый подземный до 10 кВ		Щит подключения
	Линия границы опасной зоны при падении предмета со здания		Место первичных средств пожаротушения		Стоянка крана		Водопровод проектируемый видимый		Водопровод проектируемый невидимый		Кабель существующий подземный свыше 10 кВ		Знак, предупреждающий о работе крана, с поясняющей надписью
	Временное ограждение строительной площадки		Пржектор на опоре		Стенд со схемами строповки и таблицей масс грузов		Водопровод проектируемый невидимый		Канализация проектируемая невидимая		Геодезический знак закрепления осей		

Изм.			Кол-во			Лист			№ док		
Разработал: Нежада Т.В.											
Руководитель: Лях Н.И.											
Консультант: Данилович Е.В.											
Н.Контроль: Лях Н.И.											
Зав.кафедрой: Деордиев С.В.											
БР - 08.03.01.00.01 - 2019 - 0С											
ФГАОУ ВО "Сибирский федеральный университет" Инженерно-строительный институт											
Цех по производству клееных деревянных конструкций в г. Нижнеудинске						Стандия			Лист		
						Д			7		
Объектный строительный генеральный план											
Кафедра СКУС											

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

Инженерно-строительный институт

Строительные конструкции и управляемые системы
кафедра

УТВЕРЖДАЮ

Заведующий кафедрой

С.В. Деордиев

подпись инициалы, фамилия

« 15 » 04 2019 г.

БАКАЛАВРСКАЯ РАБОТА

в виде

графикового проекта

проекта, работы

08.03.01 «Строительство»

код, наименование направления

Цех по производству

тема

кислотных деревянных конструкций

в г. Нижнеудинске

Руководитель

12.07.19 доцент, к.т.н

подпись, дата должность, ученая степень

Н.И. Сях

инициалы, фамилия

Выпускник

12.07.19

подпись, дата

М.В. Негода

инициалы, фамилия

Красноярск 2019

Продолжение титульного листа БР по теме _____

Цех по производству клееных
деревянных конструкций в
г. Житомирском

Консультанты по
разделам:

архитектурно-строительный
наименование раздела

И.И. 04.06.19
подпись, дата

И.И. Ромашова
инициалы, фамилия

расчетно-конструктивный

И.И. 3.07.19
подпись, дата

И.И. Лях
инициалы, фамилия

фундаменты

И.И. 15.06.19
подпись, дата

И.И. Иванова
инициалы, фамилия

технология строит. производства

И.И. 10.07.19
подпись, дата

И.И. Данилова
инициалы, фамилия

организация строит. производства

И.И. 10.07.19
подпись, дата

И.И. Данилова
инициалы, фамилия

экономика строительства

И.И. 12.07.19
подпись, дата

И.И. Котелорова
инициалы, фамилия

Нормоконтролер

И.И. 12.07.19
подпись, дата

И.И. Лях
инициалы, фамилия

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

Инженерно-строительный институт
институт
Строительные конструкции и управляемые системы
кафедра

УТВЕРЖДАЮ
Заведующий кафедрой
С.В. Деордиев
подпись инициалы, фамилия
« SD » SD 2019 г.

**ЗАДАНИЕ
НА ВЫПУСКНУЮ КВАЛИФИКАЦИОННУЮ РАБОТУ**

в форме бакалаврской работы

Студенту Нелюда Беттмане Витальевне

фамилия, имя, отчество

Группа ЗСБ 14-14Б Направление (профиль) 08.03.01

(номер)

(код)

«Строительство»

профиль «Промышленное и гражданское строительство»

наименование

Тема выпускной квалификационной работы Цех по

производству клееных деревянных
конструкций в г. Уиннемудинске

Утверждена приказом по университету № 5782/с от 30 апреля 2019

Руководитель ВКР Н.Н. Мух

инициалы, фамилия

доцент, к.т.н., кафедра СКНУС

должность, ученое звание и место работы

Исходные данные для ВКР бакалавра в виде проекта

Характеристика района строительства и строительной площадки

Удская, нормативная, научно-техническая и
справочная литература.

Задания по разделам ВКР в виде проекта

Пояснительная записка

Архитектурно-строительный раздел:

объемно-планировочное решение СП 56.13330-2011

"Производственные здания"

теплотехнический расчет стены, окна, кровли

конструктивное решение каркасное здание, иссушительная
дер. полочки, балки, огражд. конструк. стены клееной

Расчетно-конструктивный раздел:

расчет и конструирование несущих и ограждающих конструкций здания

Расчет плиты перекрытия (клеенодеревянная),
балки перекрытия (основная несущая конструкция)
узловое соединение.

расчет и конструирование фундаментов запроектировать и
разработать свайный фундамент и мелкозаглубленный ФФД.
Организация строительства:

расчеты по стройгенплану _____

Технология строительного производства:

расчеты по технологической карте согласно МДС 12.29.2006

указания по производству СМР _____

Экономика строительства:

локальный сметный расчет на возведение
каркаса здания, ТЭП проекта.

Графический материал с указанием основных чертежей

Архитектурно-строительный раздел (фасад, планы этажей; поперечный и
продольный разрезы, узлы): фасад, разрез, план этажа,

план кровли, узлы (цоколь, окно, карниз) 2-1 лист

Расчетно-конструктивный раздел в т.ч. фундаменты (основные чертежи
рабочей документации конструктивных решений): _____

Схемы расположения конструкций
спецификации элементов. Узлы соединения
разрезы.

2-3 листа

Организация строительства Объективной стройгенпланом
на возведение наземной части здания

1-2 листа.

Технология строительного производства (технологическая карта)

Технологическая карта по монтажу
деревянного каркаса

1 лист

Консультанты по разделам

Архитектурно-строительный:

И.И. Рожнова, стар. препода. каф. ПЗиЭН.
(подпись, инициалы, фамилия, место работы и должность)

Расчетно-конструктивный:

Н.А. Лях, каф. СК и УС, доцент
(подпись, инициалы, фамилия, место работы и должность)

Фундаменты:

И.В. Иванова, кафедра «АВНТ», ассистент
(подпись, инициалы, фамилия, место работы и должность)

Технология строительного производства:

Е.В. Дашилова, каф. СТ и ТС, ст. препода.
(подпись, инициалы, фамилия, место работы и должность)

Организация строительного производства:

Е.В. Дашилова, каф. СТ и ТС, ст. препода.
(подпись, инициалы, фамилия, место работы и должность)

Экономика строительства:

И.И. Котелорская, каф. ПЗиЭН, ст. препода.
(подпись, инициалы, фамилия, место работы и должность)

КАЛЕНДАРНЫЙ ГРАФИК
выполнения ВКР в виде проекта


Наименование раздела	Срок выполнения
Архитектурно-строительный	04.05.2019
Расчетно-конструктивный	20.05.2019
Фундаменты	15.05.2019
Технология строительного производства	29.05.2019
Организация строительного производства	6.06.2019
Экономика строительства	15.06.2019

Руководитель ВКР



(подпись)

Задание принял к исполнению

 Л. В. Нелюга

(подпись, инициалы и фамилия студента)

« 30 » 04 2019 г.

Содержание

Введение.....	13
1 Архитектурно-строительный раздел.....	14
1.1 Общие данные.....	14
1.1.1 Исходные данные и условия для подготовки проектной документации на объект капитального строительства.....	14
1.1.2 Сведения о функциональном назначении объекта капитального строительства, состав и характеристика производства номенклатура выпускаемой продукции (работ, услуг).....	14
1.1.3 Техничко-экономические показатели проектируемого объекта капитального строительства.....	14
1.2 Схема планировочной организации земельного участка.....	14
1.2.1 Характеристика земельного участка, предоставленного для размещения объекта капитального строительства.....	14
1.3 Архитектурные решения.....	15
1.3.1 Описание и обоснование внешнего и внутреннего вида объекта капитального строительства, его пространственной, планировочной и функциональной организац.....	15
1.3.2 Обоснование принятых объемно-пространственных и архитектурно-художественных решений, в том числе в части соблюдения предельных параметров разрешенного строительства объекта капитального строительства.....	15
1.3.3 Описание и обоснование использованных композиционных приемов при оформлении фасадов и интерьеров объекта капитального строительства.....	16
1.3.4 Описание решений по отделке помещений основного, вспомогательного, обслуживающего и технического назначения.....	16
1.3.5 Описание архитектурных решений, обеспечивающих естественное освещение помещений с постоянным пребыванием людей.....	18
1.3.6 Описание архитектурно-строительных мероприятий, обеспечивающих защиту помещений от шума, вибрации и другого воздействия.....	19
1.4 Описание и обоснование принятых конструктивных и объемно-планировочных решений здания.....	19
1.4.1 Сведения об особых природных климатических условиях территории, на которой располагается земельный участок, предоставленный для размещения объекта капитального строительства.....	19
1.4.2 Описание и обоснование технических решений, обеспечивающих необходимую прочность, устойчивость, пространственную неизменяемость здания.....	20

БР-08.03.01.00.01-2019 ПЗ									
Изм.	Кол.	Лист	№док.	Подп.	Дата	Цех по производству клееных деревянных конструкций в г. Нижнеудинске	Стадия	Лист	Листов
							У	7	141
Разработал		Негода Т.В.			12.07.19		СКиУС		
Руководитель		Лях Н.И.			12.07.19				
Н.контр.		Лях Н.И.			12.07.19				
Зав. каф.		Деордиев С.В.			12.07.19				

1.4.3	Описание конструктивных и технических решений подземной части объекта капитального строительства.....	20
1.4.4	Описание и обоснование принятых объемно-планировочных решений зданий и сооружений объекта капитального строительства..	21
1.4.5	Описание проектных решений и мероприятий, обеспечивающих	
	а) Соблюдение требуемых теплозащитных характеристик ограждающих конструкций.....	21
	б) Снижение шума и вибраций.....	21
	в) Гидроизоляцию и пароизоляцию помещений.....	21
	г) Снижение загазованности помещений.....	21
	д) Удаление избытков тепла.....	21
	е) Соблюдение безопасного уровня электромагнитных и иных излучений, соблюдение санитарно-гигиенических условий.....	22
	ж) Пожарную безопасность.....	22
1.5	Перечень мероприятий по защите окружающей среды.....	23
1.5.1	Перечень мероприятий по предотвращению и (или) снижению возможного негативного воздействия намечаемой хозяйственной деятельности на окружающую среду и рациональному использованию природных ресурсов на период строительства и эксплуатации объекта капитального строительства.....	23
1.6	Мероприятия по обеспечению пожарной безопасности.....	24
1.6.1	Описание системы пожарной безопасности объекта капитального строительства.....	24
1.6.2	Описание и обоснование принятых конструктивных и объемно-планировочных решений, степени огнестойкости и класса конструктивной пожарной опасности строительных конструкций....	24
1.6.3	Описание и обоснование проектных решений по обеспечению безопасности людей при возникновении пожара.....	24
1.6.4	Перечень мероприятий по обеспечению безопасности подразделений пожарной охраны при ликвидации пожара.....	25
1.6.5	Сведения о категории зданий, сооружений, помещений, оборудования и наружных установок по признаку взрывопожарной и пожарной опасности.....	25
1.6.6	Описание и обоснование противопожарной защиты (автоматических установок пожаротушения, пожарной сигнализации, оповещения и управления эвакуацией людей при пожаре, внутреннего противопожарного водопровода, противодымной защиты).....	25
1.7	Мероприятия по обеспечению доступа инвалидов.....	26
1.7.1	Обоснование принятых объемно-планировочных, конструктивных и иных технических решений, обеспечивающих безопасное перемещение инвалидов, а также их эвакуацию в случае пожара или стихийного бедствия.....	26
2	Расчетно-конструктивный раздел.....	27
2.1	Расчет клеედощатой плиты покрытия.....	27

2.1.1	Исходные данные для проектирования.	27
2.1.2	Конструктивная схема плиты.	27
2.1.3	Сбор нагрузок и статический расчет.	29
2.1.2	Подсчет нагрузок на плиту.	33
2.1.3	Определение внутренних усилий.	35
2.1.4	Конструктивный расчет.	36
2.2	Расчет стропильной балки.	38
2.2.1	Исходные данные.	38
2.2.2	Сбор нагрузок на балку.	39
2.2.3	Статический расчет балки.	39
2.3	Расчет клееной колонны.	48
2.3.1	Исходные данные.	48
2.3.2	Статический расчет колонны.	48
2.3.3	Сбор нагрузок на колонну.	49
2.3.4	Расчет и конструирование крепления колонны к фундаменту.	64
2.3.5	Расчет узла опирания клеешпошатоу балки на колонну.	70
3	Проектирование фундаментов.	72
3.1	Исходные данные.	72
3.2	Оценка инженерно-геологических условий.	72
3.3	Анализ грунтовых условий.	75
3.4	Нагрузка. Исходные данные.	75
3.5	Проектирование свайного фундамента на забивных сваях.	75
3.6	Определение несущей способности свай.	76
3.8	Приведение нагрузок к подошве ростверка.	78
3.9	Определение нагрузок на сваи и проверка несущей способности свай.	79
3.10	Конструирование ростверка.	81
3.11	Расчет ростверка на продавливание колонной.	81
3.12	Проверка ростверка на продавливание угловой сваей.	83
3.13	Расчет и проектирование армирования.	83
3.14	Подбор сваебойного оборудования и расчет отказа.	85
3.15	Подсчет объемов и стоимости работ.	86
3.16	Проектирование столбчатого фундамента неглубокого заложения. Выбор глубины заложения фундамента.	87
3.17	Определение предварительных размеров фундамента и расчетного сопротивления фундамента.	87
3.18	Приведение нагрузок к подошве фундамента.	89
3.19	Определение давлений на грунт и уточнение размеров фундамента.	90
3.20	Расчет осадки.	92
3.21	Конструирование столбчатого фундамента.	95
3.22	Расчет столбчатого фундамента.	95
3.23	Расчет армирования плитной части фундамента.	97
3.24	Подсчет объемов работ и стоимости.	98
3.25	Сравнение фундамента неглубокого заложения и фундамента на забивных сваях.	99