

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

« _____ » _____ 2019 г.

БАКАЛАВРСКАЯ РАБОТА

в виде проекта

08.03.01.01 «Строительство»

код, наименование направления

Исследование НДС узловых соединений клееных панелей типа CLT в
рамках разработки рабочей документации общественного здания в
г. Красноярске

тема

Руководитель _____ к.т.н., доцент каф. СКиУС Плясунова М.А.
подпись дата должность, ученая степень инициалы, фамилия

Выпускник _____ Усова К.С.
подпись дата инициалы, фамилия

Красноярск 2019

Продолжение титульного листа БР по теме Исследование НДС узловых соединений клееных панелей типа CLT в рамках разработки рабочей документации общественного здания в г. Красноярске

Консультанты по
разделам:

архитектурно-строительный
наименование раздела

подпись, дата

Е.В. Казакова
инициалы, фамилия

расчётно-конструктивный
наименование раздела

подпись, дата

М.А. Плясунова
инициалы, фамилия

фундаменты
наименование раздела

подпись, дата

О.А. Иванова
инициалы, фамилия

технология строит. производства
наименование раздела

подпись, дата

Е.В. Данилович
инициалы, фамилия

организация строит. производства
наименование раздела

подпись, дата

Е.В. Данилович
инициалы, фамилия

экономика
наименование раздела

подпись, дата

Т.П. Категорская
инициалы, фамилия

Нормоконтролер

подпись, дата

М.А. Плясунова
инициалы, фамилия

СОДЕРЖАНИЕ

Введение.....	4
1 Архитектурно-строительный раздел.....	10
1.1 Архитектурные решения	10
1.1.1 Описание и обоснование внешнего и внутреннего вида объекта капитального строительства, его пространственной, планировочной и функциональной организации.....	10
1.1.2 Обоснование принятых объемно-пространственных и архитектурно-художественных решений, в том числе в части соблюдения предельных параметров разрешенного строительства объекта капитального строительства.....	13
1.1.3 Описание и обоснование использованных композиционных приемов при оформлении фасадов и интерьеров объекта капитального строительства.....	14
1.1.4 Описание решений по отделке помещений основного, вспомогательного, обслуживающего и технического назначения.....	14
1.1.5 Описание архитектурных решений, обеспечивающих естественное освещение помещений с постоянным пребыванием людей	17
1.1.6 Описание архитектурно-строительных мероприятий, обеспечивающих защиту помещений от шума, вибрации и другого воздействия	17
1.1.7 Описание решений по светоограждению объекта, обеспечивающих безопасность полета воздушных судов.....	17
1.1.8 Описание решений по декоративно-художественной и цветовой отделке интерьеров - для объектов непромышленного назначения.....	18
1.2 Конструктивные и объемно-планировочные решения.....	18
1.2.1 Сведения о топографических, инженерно-геологических, гидрогеологических, метеорологических и климатических условиях земельного участка, предоставленного для размещения объекта капитального строительства.....	18
1.2.2 Описание и обоснование конструктивных решений зданий и сооружений, включая их пространственные схемы, принятые при выполнении расчетов строительных конструкций.....	19

						БР-08.03.01.01 ПЗ		
Изм.	Кол.	Лист	№ док.	Подпись	Дата			
Разработал	Усова К.С.					Стадия	Лист	Листов
						П		
Руководитель	Плясунова М.А.					Кафедра СКиУС		
Н. контроль	Плясунова М.А.							
Зав. кафедрой	Деордиев С.В.							
						Исследование НДС узловых соединений клеевых панелей типа CLT в рамках разработки рабочей документации общественного здания в г. Красноярске		

1.2.3	Описание и обоснование технических решений, обеспечивающих необходимую прочность, устойчивость, пространственную неизменяемость зданий и сооружений объекта капитального строительства в целом, а также их отдельных конструктивных элементов, узлов, деталей в процессе изготовления, перевозки, строительства и эксплуатации объекта капитального строительства.....	20
1.2.4	Описание и обоснование принятых объемно-планировочных решений зданий и сооружений объекта капитального строительства	20
1.2.5	Обоснование номенклатуры, компоновки и площадей помещений основного, вспомогательного, обслуживающего и технического назначения.....	21
2	Расчетно-конструктивный раздел	22
2.1	Проектирование CLT-панели.....	22
2.2	Проектирование клееной балки	27
2.3	Проектирование клеёдошчатой колонны	32
2.3.1	Расчёт центрально-сжатой колонны.....	32
2.3.2	Расчёт внецентренно-сжатой колонны	36
2.4	Расчёт узла сопряжения балки перекрытия с колонной	43
3	Расчет и конструирование фундаментов	48
3.1	Проектирование столбчатого фундамента	48
3.1.1	Исходные данные	48
3.1.2	Определение глубины заложения фундамента	48
3.1.3	Определение нагрузок, действующих на фундамент и основание	50
3.1.4	Определение размеров подошвы фундамента	50
3.1.5	Определение расчётного сопротивления грунта основания.....	51
3.1.6	Проверка условий расчёта основания по деформациям	52
3.1.7	Конструирование столбчатого фундамента	55
3.1.8	Расчёт осадки фундамента.....	56
3.1.9	Проверка на продавливание	56
3.1.10	Расчет армирования плитной части.....	57
3.2	Проектирование свайного фундамента.....	60
3.2.1	Назначение вида сваи и её параметров	60
3.2.2	Определение несущей способности свай.....	60
3.2.3	Определение количества свай и размещение их в фундаменте	61
3.2.4	Приведение нагрузок к подошве фундамента.....	62
3.2.5	Определение нагрузок на каждую сваю	63

3.2.6 Конструирование ростверка	64
3.2.7 Подбор сваебойного молота и назначение контрольного отказа	68
3.3 Определение объёмов и стоимости работ устройства столбчатого и свайного фундаментов	69
3.4 Сравнение вариантов	71
4 Технология строительного производства	72
4.1 Технологическая карта на возведение каркаса здания	72
4.1.1 Область применения	72
4.1.2 Общие положения	72
4.1.3 Организация и технология выполнения работ	73
4.1.4 Требования к качеству работ	75
4.1.5 Потребность в материально-технических ресурсах	77
4.1.6 Техника безопасности и охрана труда	83
4.1.7 Техничко-экономические показатели	84
5 Организация строительного производства	85
5.1 Техничко-экономические показатели	85
6 Экономика строительства	93
6.1 Локально-сметный расчет на возведение каркаса здания	93
6.2 Техничко-экономические показатели проекта	94
Заключение	96
Список использованных источников	97
Приложение А	99
Приложение Б	105
Приложение В	112

ВВЕДЕНИЕ

На сегодняшний день город Красноярск, административный центр Красноярского края и самый восточный город-миллионник, является крупным промышленным и транспортным городом. В связи с рядом причин, экологическая ситуация города находится в крайне напряжённом состоянии. Высокие показатели загрязнения окружающей природы осложняются совокупностью природно-климатических факторов, масштабом и структурой техногенных воздействий на городскую среду, а также спецификой внутриквартального расположения индустриальных объектов.

Все эти факторы могут послужить причиной ухудшения самочувствия и здоровья горожан. В некоторых районах города в периоды «режима чёрного неба» или непогоды жители города стараются без надобности не выходить на улицу и не проветривать помещения, поскольку воздух может иметь резкий неприятный запах, вызывающий головную боль и общее ухудшение самочувствия.

В связи с этим, люди немало времени проводят внутри помещений – отдых и работа дома или на производстве, культурное времяпровождение в досуговых центрах. Безусловно, наше самочувствие и здоровье зависят от того, насколько безопасен внутренний микроклимат помещения, в котором мы проводим большую часть времени. В частности, не использовались ли при возведении и ремонте здания радиоактивные строительные материалы. Иногда это влияет и на продолжительность жизни, а это уже серьёзно.

В последние годы важными критериями в области строительства и оформления окружающего пространства стала экологичность материалов. Отказавшись от всевозможных синтетических заменителей, строители возвращаются к материалам, которые уже много веков используются для строительных и отделочных работ, - к дереву и природному камню. Однако несколько десятков лет назад неожиданно появился слух о радиоактивности природного камня, а также других основных строительных материалов – бетона и кирпича.

На заре массового строительства панельных многоэтажных домов на радиационную безопасность не обращали такого внимания, как сегодня, и «фонящие» стены жилых домов, площадки во дворах могли обнаружиться спустя годы.

Большинство строительных материалов непосредственно являются природными компонентами экосистемы и поэтому имеют свои специфические радиационные свойства. Например, все строительные материалы минерального состава содержат в различном количестве химические элементы, изотопы которых радиоактивны. Наиболее опасными в этом отношении могут быть строительные материалы из природного камня и материалы на основе минеральных вяжущих.

Именно поэтому в нашей стране с введением ГОСТ 30108-94 «Материалы и изделия строительные. Определение удельной эффективной активности естественных радионуклидов» обязательно проводятся исследования образцов

строительных материалов на удельную эффективную активность естественных радионуклидов Радия-226, Тория-232 и Калия-40. Критерием оценки является удельная эффективная активность, по которой устанавливается принадлежность материала к 1, 2 или 3 классу и определяются возможные области его использования. Эти характеристики указываются в гигиенических сертификатах на строительные материалы.

В последние годы тенденция защиты окружающей среды набирает популярность, что проявляется не только в использовании экологически чистых материалов в строительстве, но и в повседневной жизни граждан. Люди всё чаще задумываются о здоровом образе жизни, готовы платить больше за экологически чистые товары, внимательно читают этикетки на продуктах, покупают дорогостоящие фильтры для воды, очистители воздуха, одежду из натуральных тканей. Жители городов устали от бетона и металлоконструкций. Задавшись вопросом об улучшении экологического состояния, мы можем найти ответ в применении современной альтернативной технологии, а именно использовании перекрёстно-клеевых панелей типа CLT.

Древесина – это самый чистый строительный материал с точки зрения экологии. Технология многослойных деревянных панелей в 2019 году стала рассматриваться как средство решения экологических проблем глобального масштаба. Огромная доля вредных выбросов в атмосферу на планете приходится на производство железобетона, а также на его транспортировку. Производство же древесины является экологически чистым. При этом деревянные строения активно поглощают вредные вещества и очищают атмосферу. Долгосрочное использование древесины в строительстве напрямую влияет на количество углекислого газа в атмосфере. По данным ряда исследований, деревянный дом среднего размера впитывает в себя примерно 40 тонн CO₂, что соответствует выбросам автомобиля, используемого одной семьёй в течение 20 лет. Немаловажно и то, что квадратный метр готового дома из CLT-панелей дешевле квадратного метра дома, построенного из конкурентных материалов.

Кроме этого, применение технологии многослойных клеевых панелей имеет ряд значительных преимуществ. Например, за счет высокой степени заводской готовности панелей на сборку домов из этого материала не требуется много времени; панелей высокие огнестойкие характеристики (во время проведения испытаний на одном из европейских предприятий стена толщиной 180 мм нагрелась с наружной стороны всего на 10°C в течение часа, при этом с ее внутренней стороны располагался очаг горения с температурой 1200°C. В качестве одного из плюсов материала была также отмечена высокая сопротивляемость статической нагрузке (в ходе испытаний панель толщиной 60 мм выдержала давление 150 т, а панель толщиной 250 мм - давление 500 т без разрушений. Отдельно следует сказать про сейсмоустойчивость (испытания, проведенные в Японии в 2007 году, доказали, что подобные строения могут выдерживать землетрясения до 9 баллов. CLT-панели также хорошо сочетаются в строительстве с бетоном и металлом, а также позволяют применять самые разные архитектурные формы и решения.

В Европе такие панели уже приобрели популярность как материал для возведения социальных объектов и экономичного жилья. Говоря о перспективах материала, следует отметить, что в Европе объемы производства деревянных панелей высокой заводской готовности, а также спрос на них растут на 25% в год. Так, например, в 2011 году в Европе произведено 425 000 м³ панелей CLT. Основной их объем используется в строительстве различных общественных зданий: стадионов, школ, больниц, торговых центров; более того, уже сейчас многие европейские строительные организации занимаются возведением жилых зданий от 5 этажей и выше.

Однако в России строительство зданий и сооружений из многослойных клеевых панелей типа CLT ранее не осуществлялось, а производством данных панелей занимается лишь одна строительная компания «ПРОМСТРОЙЛЕС», расположенная в г. Санкт-Петербурге [1].

Пока неясно, насколько популярен будет у нас новый материал, поскольку производство панелей CLT требует серьезных «длинных» денежных вложений, а его окупаемость спрогнозировать довольно сложно.

Основной идеей проекта является строительство экологичной альтернативы дошкольной образовательной организации в виде встроенно-пристроенного помещения к жилому многоквартирному дому, а именно детского сада на 100 мест для осуществления образовательной деятельности по программам дошкольного образования, присмотра и ухода за детьми.

Проблема катастрофической нехватки детских садов охватывает всю Россию. Между тем, их дефицит серьезно сказывается на демографической ситуации, препятствуя росту рождаемости. Матери, не имеющие возможность отдать ребенка в детский сад, вынуждены сидеть дома, и лишаются возможности работать. Конечно, это негативно сказывается на благосостоянии семей, но зачастую и ставит женщину перед дилеммой: ребенок или работа. Однако, в первую очередь, детский сад важен для самих малышей - навыки общения, полученные в детском саду, являются важнейшим аспектом развития ребенка.

Истоки проблемы нехватки детских садов связаны с падением рождаемости в 90-е годы. Не загруженность детских садов привела к их массовым закрытиям государством, переоборудование в методические кабинеты, а также к передаче в частные руки. Сокращение детских садов было естественно с точки зрения реальной политики, но не учитывало долговременные государственные интересы.

Изменение в демографической ситуации привело к потребности в большем количестве детских садов. Повышение рождаемости неизбежно привело к массовым очередям, переуплотнениям в детских садах. Такая картина характерна для многих городов России и Красноярский край не исключение.

Одной из программ, нацеленных на повышение доступности современного качественного дошкольного образования для детей, является долгосрочная целевая программа «Развитие сети дошкольных образовательных учреждений» на 2012 – 2020 годы. В рамках данной целевой программы планируется увеличение количества дошкольных образовательных учреждений на 2,6 %.

Таблица 1 - Охват детей дошкольным образованием (на конец года) [2]

Регион	Охват детей дошкольным образованием, в процентах от численности детей соответствующего возраста				Место, занимаемое в Российской Федерации 2017	Обеспеченность детей дошкольного возраста местами в организациях, осуществляющих образовательную деятельность по образовательным программам дошкольного образования, присмотр и уход за детьми, приходится мест на 1000 детей				Место, занимаемое в Российской Федерации 2017
	2014	2015	2016	2017		2014	2015	2016	2017	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Красноярский край	59,0	61,6	63,4	64,1	62	583	622	637	646	51

Таблица 2 - Число организаций, осуществляющих образовательную деятельность по образовательным программам дошкольного образования и численность воспитанников в них (на конец года) [2]

	Число дошкольных образовательных организаций			
	2014	2015	2016	2017
1	2	3	4	5
Красноярский край	989	987	999	973

Таблица 3 – Уровень образования Красноярского края [2]

Наименование	Период								
	2005	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Численность детей, стоящих на учете для определения в дошкольные образовательные организации:									
- всего, человек	39037	101478	107009	119919	106104	96754	83364	83883	81608
- на 1000 детей в возрасте 1-6 лет	228	524	537	578	487	429	361	355	341
Охват детей дошкольным образованием, в процентах от численности детей соответствующего возраста	57,0	54,6	56,0	55,4	57,3	59,0	61,6	63,4	64,1

А по состоянию на 01.09.2018 в системе образования Красноярского края действовало 1018 дошкольных образовательных организации всех форм собственности (1 федеральное, 1 краевое государственное, 987 муниципальных, 29 частных), в том числе 988 юридических лиц и 30 филиалов.

Всего услугой дошкольного образования и/или услугой присмотра и ухода охвачено более 154 тысяч детей дошкольного возраста, из них 127,5 тысяч – дети в возрасте от 3 до 7 лет.

В крае функционируют частные центры ухода и присмотра (развивающие центры, располагающиеся в жилых квартирах; развивающие центры, располагающиеся в нежилых помещениях), которые посещают более 4,5 тысяч детей [3].

По данным таблиц 1-3 можно судить о том, что в крае активно ведется работа по созданию новых мест в системе дошкольного образования: за период с 2012 по 2017 год в систему дошкольного образования края было введено 39,5 тыс. мест, построено 60 детских садов, приобретено у частных инвесторов 11 зданий детских садов. Работа по вводу мест в крае продолжается. Однако, по сей день всё же остается неизменным дефицит свободных мест в учреждениях, осуществляющих образовательную деятельность по образовательным программам дошкольного образования. Этот факт, в свою очередь, доказывает функциональную необходимость для строительства данного объекта в г. Красноярске.

1 Архитектурно-строительный раздел

1.1 Архитектурные решения

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

Проект ДОУ был разработан в соответствии с действующими нормативными документами и нормами проектирования. На их основании были разработаны поэтажные планы, разрезы, фасады, план кровли и характерные узлы.

Основой архитектурной композиции общественного здания является, прежде всего, его назначение, то есть та жизненная функция, ради которой здание строится. Последовательность функциональных процессов, протекающих в здании, определяет общую композиционную схему данного вида сооружения: порядок размещения помещений или групп, характер взаимосвязей и другие специальные требования.

Функциональным назначением проектируемого здания является удобное движение детей и обеспечение оптимально-комфортных условий рабочей деятельности всех сотрудников.

Проектируемое здание функционально обеспечивает взаимосвязь между отдельными помещениями и их группами, в которых протекают рабочие процессы. Это осуществляется с помощью горизонтальных и вертикальных коммуникаций – лестничных маршей и площадок, коридоров, подъемника.

Для оптимальной организации функционального процесса необходимо определить систему внутреннего благоустройства – освещение, видимость, акустическое благоустройство, звукоизоляция, влияющие на форму, пропорции помещений и удобства их эксплуатации. Данное проектируемое здание отвечает всем нормативным требованиям, обусловленным его назначением и эксплуатационными особенностями.

Здание ДОУ делится на 10 основных функциональных зон. Все зоны находятся обособленно друг от друга и отделены коридорами.

В ДОУ на 100 мест запроектированы 5 групповых ячеек:

- на 1-ом этаже размещена одна ясельная группа;
- на 2-ом этаже размещаются 2 групповые ячейки для детей младшего и среднего возраста;
- на 3-ем этаже размещены 2 групповые ячейки для детей старшего и подготовительного возраста.

В каждой группе предусмотрено 20 мест.

Экспликация помещений приведена в таблице 1.1.

Таблица 1.1 – Экспликация помещений

№ п/п	Наименование	Площадь, м ²	Кат. Пом.
1	2	3	4
Первый этаж			
1	Тамбур	3,43	
2	Тамбур	2,95	
3	Пост охраны	4,54	
4	Санузел	6,43	
5	Помещение для хранения колясок	4,35	
6	Коридор	69,65	
7	Раздевальная средней группы	26,64	
8	Раздевальная старшей группы	22,50	
9	Раздевальная подготовительной группы	27,47	
10	Раздевальная младшей группы	22,58	
Групповая ячейка №1			
11	Раздевальная ясельной группы	22,92	
12	Групповая	57,53	
13	Буфетная	4,85	
14	Спальня	36,48	
15	Санузел	12,10	
Пищевой блок			
16	Загрузочная	12,73	
17	Склад возвращаемой тары	5,49	
18	Кладовая инвентаря	5,85	
19	Гардероб, душ и уборная для персонала	14,93	
20	Помещение заведующего производством	5,98	
21	Моечная кухонной посуды	5,42	
22	Раздаточная	6,62	
23	Помещение с холодильным оборудованием для хранения скоропортящихся продуктов	10,48	
24	Кладовая для хранения сухих продуктов	5,85	
25	Овощной цех	7,52	
26	Холодный цех	17,48	
27	Горячий цех	42,29	
28	Коридор	31,63	
29	Шахта подъемника для пищи	0,99	
30	Электрощитовая	6,24	
Второй этаж			
31	Туалет с местом для приготовления дезинфицирующих растворов	8,38	
32	Приемная	16,64	
33	Медицинский кабинет	12,11	
34	Процедурный кабинет	12,92	
35	Изолятор-палата	12,51	
Кружково-учебный блок			
36	Универсальное кружковое помещение-класс	28,35	
37	Комната преподавателей	6,02	
38	Подсобное помещение	4,10	

Окончание таблицы 1.1

1	2	3	4
Постирочный блок			
39	Помещение сортировки грязного белья	4,73	
40	Кладовая чистого белья	4,44	
41	Стиральная	14,92	
42	Гладильная	11,46	
Административный блок			
43	Кабинет заведующего	9,86	
44	Методический кабинет	12,91	
45	Хозяйственная кладовая	6,65	
46	Коридор	20,83	
Групповая ячейка №2			
47	Групповая	53,34	
48	Санузел	12,45	
49	Буфетная	3,16	
50	Спальня	49,27	
Групповая ячейка №3			
51	Буфетная	3,16	
52	Санузел	12,86	
53	Групповая	79,06	
54	Спальня	46,21	
55	Коридор	41,49	
56	Санузел для персонала	4,39	
Третий этаж			
57	Коридор	60,87	
58	Санузел для персонала	4,39	
Блок для проведения занятий			
59	Помещение преподавателя музыки	10,48	
60	Музыкальный зал	77,63	
61	Спортивный зал	91,67	
62	Помещение тренера + санузел	14,93	
63	Кладовая спортивного инвентаря	8,45	
64	Подсобное помещение	6,65	
Групповая ячейка №4			
65	Групповая	53,34	
66	Санузел	12,45	
67	Буфетная	3,16	
68	Спальня	49,16	
Групповая ячейка №5			
69	Групповая	79,06	
70	Санузел	12,86	
71	Буфетная	3,16	
72	Спальня	46,21	

Объемно-планировочные решения пищеблока предусматривают последовательность технологических процессов, исключая встречные потоки сырой и готовой продукции. Технологическое оборудование размещается с учетом обеспечения свободного доступа к нему для его обработки

и обслуживания. Питание детей организуется в помещении групповой. Для подачи пищи из пищеблока на 2 и 3 этажи предусмотрен грузовой подъемник грузоподъемностью 100 кг. Мытье посуды осуществляется в буфетной.

Оборудование основных помещений соответствует росту и возрасту детей, учитывает гигиенические требования.

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

Данный проект разработан на основании технического задания на проектирование.

Объемно-планировочные решения приняты в соответствии со следующими нормативными документами:

- Федеральный закон от 22 июля 2008г. № 123-ФЗ «Технический регламент о требованиях пожарной безопасности»;

- СП 118.13330.2011 Общественные здания и сооружения. Актуализированная редакция СНиП 31-06-2009;

- СанПиН 2.4.1.2660-10 Санитарно-эпидемиологические требования к устройству, содержанию и организации режима работы в дошкольных организациях;

- СП 59.13330.2012 Доступность зданий и сооружений для маломобильных групп населения. Актуализированная редакция СНиП 35-01-2001;

- СНиП 21-01-97* Пожарная безопасность зданий и сооружений;

- СП 51.13330.2011 Защита от шума. Актуализированная редакция СНиП 23-03-2003;

- СП 50.13330.2012 Тепловая защита зданий. Актуализированная редакция СНиП 23-02-2003;

- СП 131.13330.2012 Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23-01-99*;

- СП 52.13330.2011 Естественное и искусственное освещение. Актуализированная редакция СНиП 23-05-95*;

- СП 29.13330.2011 Полы. Актуализированная редакция СНиП 2.03.13-88;

- СП 17.13330.2011 Кровли. Актуализированная редакция СНиП II-26-76;

- СП 23-102-2003 Естественное освещение жилых и общественных зданий.

На основании нормативной документации и задания на проектирование были разработаны планы детского сада.

В плане здание детского сада имеет форму прямоугольника. Габаритные размеры здания в осях «А-Д/1-8» составляют 14,0x41,225 м.

Конструктивная схема здания – каркасная.

За относительную отметку 0,000 принята отметка чистого пола 1-го этажа, соответствующая абсолютной отметке +0,450 м.

Высота здания – 9,7 м.

Высота этажей – 3,0 м.

Доступ посетителей в здание детского сада предусмотрен со стороны южного фасада через главный вход по оси «Д-7». Входы в здания с двойными тамбурами. Крыльцо главного входа имеет козырек над площадкой.

Хозяйственный двор, расположенный на отметке +0,450 м, находится в западной части участка по оси «А-1». Загрузка продуктовых товаров осуществляется непосредственно внутрь здания.

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

Здание представляет собой единый объем простой формы. Цветовая гамма, элементы отделки и облицовки фасада, а также детали входных групп соответствуют общему стилю здания.

Проектом предусмотрено устройство вентилируемого фасада в виде планкена из лиственницы. Планкен - это деревянная доска, с определённым внешним видом и габаритами. Если быть точнее, деревянный отделочный материал толщиной 1,1-2 см и длиной в 7-14 см. При этом на фасаде между досками оставляют зазор, который обеспечивает циркуляцию воздуха. Влага быстро выветривается, поэтому не образуется грибок и гниение под фасадом. Является экологически чистым материалом.

Композиционные приемы при оформлении фасада и интерьеров основаны на компоновочных решениях, обеспечивающих рациональное использование здания по назначению. Элементы фасада выдержаны в композиционном и цветовом исполнении в увязке с общим архитектурным стилем экстерьера и интерьера здания.

Стены здания детского сада запроектированы деревянные с многослойной конструкцией.

Состав основной ограждающей стены:

- CLT-панель толщиной 215 мм;
- утеплитель ЭКОВАТА 90 мм (расчет приведен в приложении А);
- воздушный зазор – 50 мм;
- наружный слой – планкен из лиственницы 20 мм.

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

Все строительные и отделочные материалы, заложенные в проекте ДООУ на 100 мест, безвредны для здоровья детей.

Стены помещений предусмотрены гладкими и отделяются материалами, допускающими влажную уборку влажным способом и дезинфекцию.

Отделка помещений выполнена относительно существующих классов пожарной опасности отделочных материалов:

КМ0 - для отделки стен, потолков и заполнения подвесных потолков в

вестибюлях, лестничных клетках, залах для физкультурных и музыкальных занятий;

- КМ1- для отделки стен, потолков и зашивки венткоробов в общих коридорах, холлах и фойе;

- КМ1 - для покрытий пола в вестибюлях, лестничных клетках;

- КМ2 - для покрытий пола в общих коридорах, холлах и фойе.

Для отделки помещений используются материалы в соответствии с их функциональным назначением, имеющие сертификаты соответствия пожарным и гигиеническим нормам.

Полы помещений гладкие, нескользящие, без щелей и дефектов, плотно пригнанные к стенам и полу, предусматривающие влажную уборку с применением моющих и дезинфицирующих средств. Полы в групповой ясельной группы, расположенной на первом этаже предусмотрены с обогревом.

Ведомость внутренней отделки помещений приведена в таблице 1.2.

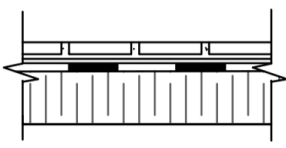
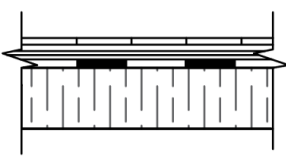
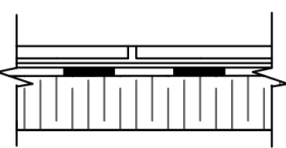


Таблица 1.2 – Ведомость отделки помещений

Наименование или номер помещения	Вид отделки элементов интерьеров						Прим
	Потолок	Площадь, м ²	Стены или перегородки	Площадь, м ²	Колонны	Площадь, м ²	
1	2	3	4	5	6	7	8
Тамбур	Унипрок-НГ, окраска ВА	6,38	Унипрок-НГ, окраска ВА	19,05	Унипрок-НГ, окраска ВА	0,37	
Коридор	Унипрок-НГ, окраска ВА	224,47	Унипрок-НГ, окраска ВА	673,41	Унипрок-НГ, окраска ВА	9,19	
Лестничная клетка	Унипрок-НГ, окраска ВА	79,38	Керамическая плитка, окраска ВА	238,14	-	-	
Пищеблок	Унипрок-НГ, окраска ВА	148,48	Керамическая плитка, окраска ВА	445,44	Керамическая плитка, окраска ВА	5,15	
Санузел	Унипрок-НГ, окраска ВА	38,52	Керамическая плитка, окраска ВА	115,56	Керамическая плитка, окраска ВА	15,122	
Групповая ячейка	Унипрок-НГ, окраска ВА	549,66	Унипрок-НГ, окраска ВА	1648,98	Унипрок-НГ, окраска ВА	99,81	
Раздевальная	Унипрок-НГ, окраска ВА	122,11	Унипрок-НГ, окраска ВА	366,33	Унипрок-НГ, окраска ВА	21,17	
Постирочный блок	Унипрок-НГ, окраска ВА	35,55	Керамическая плитка, окраска ВА	106,65	Керамическая плитка, окраска ВА	12,10	
Медицинский блок	Унипрок-НГ, окраска ВА	62,56	Керамическая плитка, окраска ВА	187,68	Керамическая плитка, окраска ВА	3,68	
Спортивный зал	Унипрок-НГ, окраска ВА	91,67	Унипрок-Акустика	275,01	Унипрок-Акустика	24,20	
Музыкальный зал	Унипрок-НГ, окраска ВА	77,63	Унипрок-Акустика	232,89	Унипрок-Акустика	18,15	

Примечание. На лестничных клетках, в санузлах, помещениях пищевого, медицинского и постирочного блоков керамическая плитка с противоскользящей поверхностью, стены - на высоту 1,6 м облицованы керамической плиткой, выше стены и потолки окрашиваются.

Экспликация полов в помещениях жилого дома в таблице 1.3.

Таблица 1.3 – Экспликация полов

Наименование или номер помещения	Тип пола	Схема пола	Элементы пола и их толщина	Площадь, м ²
1	2	3	4	5
Промежуточная площадка лестничной клетки, пост охраны,	3		1 Керамогранитная плитка на клею 30 мм 2 Фанера водостойкая 8 мм 3 Гидроизоляция 4 CLT-панель 123 мм	20,74
Групповая, спальня, кружково-учебный блок, административный блок	4		1 Ламинат NOVAFLOOR SOLID песчаник 12 мм 2 Подложка 3 Пароизоляция 4 Фанера влагостойкая 8 мм 5 Гидроизоляция 6 CLT-панель 123 мм	708,68
Тамбур	5		1 Керамогранитная плитка SANDWOOD на клею 20 мм 2 Фанера водостойкая 8 мм 3 Гидроизоляция 4 CLT-панель 123 мм	6,38
Санузел, буфетная, пищеблок, помещение для хранения колясок, медицинский блок, постирочный блок	6		1 Керамическая плитка Ideal ID 01 по слою раствора 10 мм 2 Пароизоляция 3 Фанера водостойкая 8 мм 4 Гидроизоляция 5 CLT-панель 123 мм	306,35
Раздевальная, музыкальный и спортивный залы	7		1 Паркетная доска из дуба 15 мм 2 Пароизоляция 3 Пробковая подложка 2 мм 4 Гидроизоляция 5 CLT-панель 123 мм	291,41

Спецификация заполнения оконных и дверных проёмов приведена в таблице 1.4.

Таблица 1.4 – Спецификация заполнения оконных и дверных проёмов

Марка	Обозначение	Наименование	Количество	Примечание
1	2	3	4	5
Окна				
1	ГОСТ 11214-86	ОС12-9В	22	
2	ГОСТ 11214-86	ОС12-12В	13	
3	ГОСТ 11214-86	ОС12-18В	44	
Двери				
1	ГОСТ 24698-81	ДН21-15А	1	
2	ГОСТ 24698-81	ДН21-15	3	
3	ГОСТ 24698-81	ДН21-10	62	
4	ГОСТ 24698-81	ДН21-13	6	

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

Объемно-планировочные решения проектируемого здания обеспечивают естественное освещение помещений через конструктивные световые проемы. Световые проемы запроектированы с учетом требований СП 52.13330.2011 Естественное и искусственное освещение.

Все основные помещения ДОУ с постоянным пребыванием людей имеют естественное освещение.

Искусственное освещение в здании ДОУ выполнено с помощью люминесцентных ламп и галогенных ламп накаливания.

Размещение и ориентация близлежащих объектов не влияет на естественное освещение помещений. Затенение здания соседними объектами и элементами рельефа не происходит.

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

При проектировании здания ДОУ были применены планировочные решения, обеспечивающие защиту групповых помещений и особенно спален детского сада от шума и вибрации инженерного и технологического оборудования.

Для устранения шума, возникающего при работе вентиляционных установок, используются шумоглушители и гибкие вставки (содержащие звукопоглощающие материалы). Уровень звукового давления от вентиляционных установок не превышает нормативных значений, что обеспечивает требования СНиП 23-03-2003 Защита от шума.

Процессов, приводящих к повышению радиации, электромагнитного и других видов излучения в здании не предусмотрено. Иных процессов, приводящих к нарушению эксплуатации здания, влияющих на конструктивную и иную безопасность в здании, не происходит.

1.1.7 Описание решений по светоограждению объекта, обеспечивающих безопасность полета воздушных судов

Отметка здания ДОУ по высоте составляет 11,0 м, что гораздо ниже, чем 45 м. Следовательно, предпринимать решения по светоограждению верхней линии фасадов детского сада, обеспечивающие безопасность полётов воздушных судов, нет необходимости.

1.1.8 Описание решений по декоративно-художественной и цветовой отделке интерьеров - для объектов непроизводственного назначения

Внутренний интерьер помещений выдержан в конструктивном стиле с применением пастельных цветов и ярких акцентов в окраске стен и перегородок, что характерно для отделки помещений зданий ДОУ. При этом все элементы интерьера выполнены с применением современных материалов и конструкций и соответствуют всем требованиям пожарной и иной безопасности.

1.2 Конструктивные и объемно-планировочные решения

1.2.1 Сведения о топографических, инженерно-геологических, гидрогеологических, метеорологических и климатических условиях земельного участка, предоставленного для размещения объекта капитального строительства

Проектируемое здание расположено на свободных от застройки землях г. Красноярска, относящихся по категории к землям населенных пунктов. Участок под застройку расположен в Центральном районе по ул. Караульной и граничит с такими недавно построенными микрорайонами, как «Светлый», «Преображенский», «Слобода Весны», а также ледовым дворцом «Арена-Север» (рисунок 2.1).



Рисунок 2.1 – Ситуационный план

Данный район города довольно часто находится в зоне загрязнения воздуха, превышающего значения предельно допустимой концентрации вредных веществ. Строительство дошкольного учреждения на этой территории позволит не беспокоиться гражданам о состоянии здоровья своих детей, пребывающих в детском саду, построенных из экологически чистых материалов.

Проектируемое здание по завершению строительства будет находиться в шаговой доступности от жилых зданий и дополнит уже существующие комплексы.

Красноярск относится к климатическому подрайону IV [6, прил. А].

Абсолютная минимальная температура воздуха – минус 48°С [6, табл. 3.1].

Температура воздуха наиболее холодных суток, обеспеченностью 0,98 – минус 42°C [6, табл. 3.1].

Температура воздуха наиболее холодной пятидневки с обеспеченностью 0,98 – минус 40°C [6, табл. 3.1].

Продолжительность периода со среднесуточной температурой ниже 0°C – 171 суток [6, табл. 3.1].

Продолжительность периода со среднесуточной температурой ниже плюс 8°C – 233 суток [6, табл. 3.1].

Среднегодовая температура со среднесуточной температурой ниже 0°C – минус 8,1°C [6, табл. 3.1].

Среднегодовая температура со среднесуточной температурой ниже плюс 8°C – минус 4,8°C [6, табл. 3.1].

Средняя месячная относительная влажность воздуха наиболее холодного месяца – 78 % [6, табл. 3.1].

Средняя месячная относительная влажность воздуха наиболее теплого месяца – 70 % [6, табл. 4.1].

Зона влажности – сухая [7, прил. В].

Снеговой район – III [8, прил. Е].

Нормативное значение веса снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности земли равно 1,5 кПа [8, табл. 10.1].

Ветровой район – III [8, прил. Е].

Нормативное значение ветрового давления - 0,38 кПа [8, табл. 11.1].

1.2.2 Описание и обоснование конструктивных решений зданий и сооружений, включая их пространственные схемы, принятые при выполнении расчетов строительных конструкций

Конструктивная схема здания – каркасная.

За относительную отметку 0,000 принята отметка чистого пола 1-го этажа, соответствующая абсолютной отметке +0,450 м.

Высота здания – 9,7 м.

Высота этажей – 3,0 м.

Температурно-влажностные условия эксплуатации – А (эксплуатация отапливаемых зданий при температуре от 12°C до 24°C относительной влажности воздуха от 50% до 60 %) [7, табл.2].

Влажностный режим помещения: нормальный (влажность внутреннего воздуха от 50% до 60% при температуре внутреннего воздуха от 12°C до 24°C) [7, табл. 1].

Класс ответственности здания – КС-3, коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1,1$ [9].

Степень огнестойкости – I [10].

Класс конструктивной пожарной опасности – С0 [10].

Класс пожарной опасности строительных конструкций – К0 [10].

Характеристика конструкций здания и его инженерных систем приведены в таблице 1.5 и 1.6 соответственно.

Таблица 1.5 - Характеристика конструкций здания

Конструкции	Характеристика
1	2
Фундаменты	Столбчатые монолитные железобетонные на естественном основании. Материал фундаментов - бетон класса В20, арматура А400 (А-III).
Колонны	Из клееной древесины
Балки	Из клееной древесины различных типоразмеров
Наружные стены	CLT-панели толщиной 215 мм различных типоразмеров
Внутренние стены	CLT-панели толщиной 215 мм различных типоразмеров
Перегородки	CLT-панели толщиной 106 мм различных типоразмеров
Перекрытия	CLT-панели толщиной 123 мм различных типоразмеров
Лестничные марши	Деревянные с подшивкой досками обшивки
Кровля	Утепленная при помощи бесшовного утеплителя эковата «LUCHEX есо», с паро- и гидроизоляцией и организованным внутренним водостоком.

Таблица 1.6 - Характеристика инженерных систем здания

Инженерные системы	Характеристика
1	2
Электроснабжение	Существующее централизованное
Водоснабжение	Существующее централизованное
Водоотведение	Существующее централизованное
Отопление	Существующее централизованное
Вентиляция	Приточно-вытяжная

Вокруг здания выполняется бетонная отмостка на щебеночном основании шириной 1000 мм.

1.2.3 Описание и обоснование технических решений, обеспечивающих необходимую прочность, устойчивость, пространственную неизменяемость зданий и сооружений объекта капитального строительства в целом, а также их отдельных конструктивных элементов, узлов, деталей в процессе изготовления, перевозки, строительства и эксплуатации объекта капитального строительства

Пространственная жесткость здания обеспечивается жестким защемлением колонн в фундаменты и надежными соединениями узлов.

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

Здание является встроенно-пристроенным к многоэтажному жилому дому.

В плане здание детского сада имеет форму прямоугольника. Габаритные размеры здания в осях «А-Д/1-8» составляют 14,0x41,225 м.

Высота помещений согласно проекту составляет 3 м от пола до потолка.

Планировочными решениями объекта обеспечиваются функционально обоснованные взаимосвязи между отдельными помещениями различного назначения.

Вертикальными коммуникациями служат 2 лестничные клетки внутри здания.

Проектом предусмотрены конструктивные и объемно-планировочные решения, обеспечивающие пожарную безопасность здания и эвакуацию людей в случае пожара.

Так же объёмно-планировочные решения здания обеспечивают требуемое естественное освещение и продолжительность инсоляции, санитарно-эпидемиологические и экологические требования по охране здоровья людей и окружающей природной среды.

Наружные ограждающие конструкции здания обеспечивают требуемую температуру и отсутствие конденсации влаги на внутренних поверхностях стен помещений и предотвращение накопления излишней влаги в конструкциях.

1.2.5 Обоснование номенклатуры, компоновки и площадей помещений основного, вспомогательного, обслуживающего и технического назначения

Основными помещениями объекта являются групповые ячейки дошкольных групп различной площади в зависимости от количества одновременно пребывающих в них человек.

Помещения первого этажа сообщаются с вестибюлем главного входа, а также имеют через тамбуры наружу. Помещения второго и третьего этажей расположены по всей площади здания и имеют выходы в общие коридоры.

На каждом этаже предусмотрены санузлы. Площади и конфигурация этих помещений соответствуют нормативным и позволяют обеспечить рациональную расстановку санитарных приборов и удобное их использование.

2 Расчетно-конструктивный раздел

2.1 Проектирование CLT-панели

Исходные данные

Плита покрытия – пятислойная CLT-панель от производителя «Промстройлес». Размеры плиты в плане 1325×3500 мм. Материал панели – древесина (сосна 3 сорта). Утеплитель – эковата «LUCHEX есо», бесшовная теплоизоляция. Пароизоляция из полиэтиленовой плёнки толщиной 0,2 мм. Воздушная прослойка над утеплителем – вентилируемая вдоль панели.

Компоновка рабочего сечения плиты

Ширину плиты из конструктивных соображений $b = 1325$ мм. Длину плиты с учётом площадок опирания при пролёте между осями 3,5 м принимаем $l_p = 3500$. Высота панели принята $h_n = 123$ мм, что составляет $123/3500 = 1/28 > 1/35$.

Сбор нагрузок на панель

Для определения элемента, на который действует наибольшая распределённая нагрузка, представим сбор нагрузок на плиту покрытия и плиту перекрытия и выполним расчёт для той конструкции, которая будет работать под большей нагрузкой.

Панели предназначены для укладки по несущим деревянным конструкциям.

Подсчёт нормативной и расчётной нагрузки для плиты покрытия представлен в таблице 2.1.

Таблица 2.1 – Подсчёт нормативной и расчётной нагрузки на 1 м²

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надёжности по нагрузке, γ_f	Расчётная нагрузка, кН/м ²
1	2	3	4
Пятислойная CLT-панель покрытия $\delta=0,123$ м	0,615	1,1	0,68
Пароизоляция	0,02	1,3	0,03
Эковата «LUCHEX есо» $\rho=40$ кг/м ³ , $\delta=0,2$ м	0,08	1,3	0,1
Панель OSB $\rho=650$ кг/м ³ , $\delta=0,01$ м	0,065	1,3	0,08
Гидроизоляция	0,02	1,3	0,03
Постоянная	0,8	-	0,92
Снеговая	1,5	1,4	2,1
Полная	2,3	-	3,02

Полная нагрузка на 1 м панели:

– нормативная нагрузка $q_n = q_{n2} \cdot b = 2,3 \cdot 1,325 = 3,05$ кН/м;

– расчётная нагрузка $q_r = q_{r2} \cdot b = 3,02 \cdot 1,325 = 4$ кН/м.

Подсчёт снеговой нагрузки ведётся по [3, п.10]. Нормативное значение снеговой нагрузки определяется по формуле

$$S_o = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g, \quad (2.1)$$

где $S_g = 1,5$ кПа - вес снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли [3, табл. 10.1], так как для Красноярска: снеговой район – III (карта 1 «Районирование территории Российской Федерации по весу снегового покрова» [3, прил. Е]);

$c_t = 1$ – термический коэффициент [3, п.10.10];

$\mu = 1$ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие [3, п.10.4];

$c_e = 1$ – коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра, определяем, как для типа местности С [3, п.10.5].

Теперь посчитаем нормативное значение снеговой нагрузки:

$$S_o = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,5 = 1,5 \text{ кПа}. \quad (2.2)$$

Подсчёт нормативной и расчётной нагрузки для плиты перекрытия представлен в таблице 2.2.

Таблица 2.2 – Подсчёт нормативной и расчётной нагрузки на 1 м^2

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке, γ_f	Расчётная нагрузка, кН/м ²
1	2	3	4
Пятислойная CLT-панель перекрытия $\delta=0,123 \text{ м}$	0,615	1,1	0,68
Гидроизоляция	0,02	1,3	0,03
Пробковая подложка $\rho=200 \text{ кг/м}^3, \delta=0,002 \text{ мм}$	0,004	1,3	0,005
Паркетная доска из дуба $\rho=720 \text{ кг/м}^3, \delta=0,015 \text{ мм}$	0,11	1,3	0,14
Постоянная	0,75	-	0,86
Временная [3, табл.8.3]	1,5	1,2	1,8
Полная	2,25	-	2,66

Полная нагрузка на 1 м панели:

– нормативная нагрузка $q_n = q_{n2} \cdot b = 2,25 \cdot 1,325 = 2,98$ кН/м;

– расчётная нагрузка $q_r = q_{r2} \cdot b = 2,66 \cdot 1,325 = 3,52$ кН/м.

По данным таблиц 2.1 и 2.2 видно, что при одинаковых геометрических размерах плита покрытия воспринимает большую нагрузку, поэтому произведём расчёт по 1-му и 2-му предельным состояниям для данной конструкции.

Статический расчёт

Статическая расчётная схема представлена на рисунке 2.1 и представляет собой балку пролетом 3500 мм, имеющую прямоугольное поперечное сечение шириной 1325 мм и высотой 123 мм.

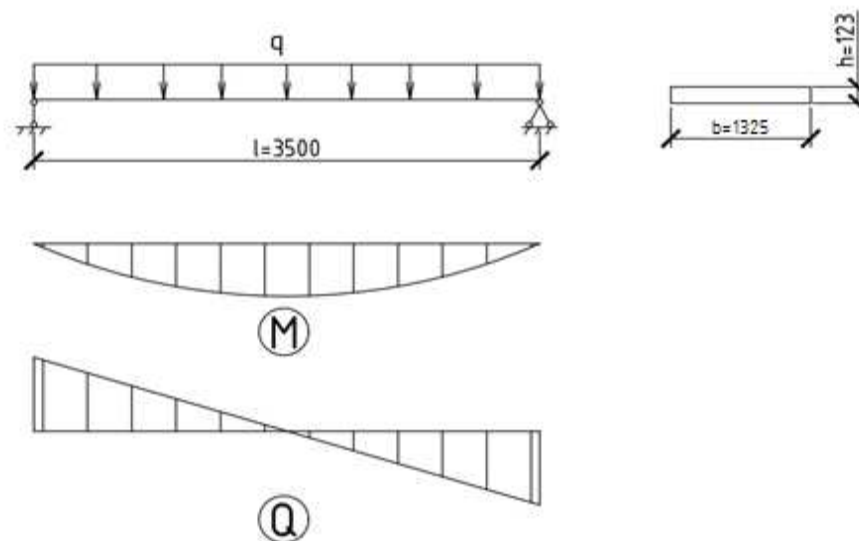


Рисунок 2.1 – Расчётная схема CLT-панели

Посчитаем усилия, возникающие в плите:

$$M_r = \frac{q_r \cdot l^2}{8} = \frac{4 \cdot 3,5^2}{8} = 6,125 \text{ кНм}; \quad (2.3)$$

$$Q_r = \frac{q_r \cdot l}{2} = \frac{4 \cdot 3,5}{2} = 7 \text{ кН}. \quad (2.4)$$

Определение геометрических характеристик сечения плиты

Геометрические характеристики плиты принятого сечения определяем согласно каталогу производителя [5]. Таким образом, характеристики сечения:

- момент сопротивления сечения $W=2521,5 \text{ см}^3$;
- момент инерции сечения $I=15507 \text{ см}^4$;
- площадь поперечного сечения $A=1230 \text{ см}^2$.

Проверки по предельным состояниям 1-й группы

По [6, п. 6] определим расчётные характеристики материала конструкции.

Расчётное сопротивление изгибу определяется по формуле

$$R_{и} = R_{и}^A \cdot m_{дл} \cdot m_{в} \cdot m_{сл} = 16,5 \cdot 0,66 \cdot 1 \cdot 0,95 = 10,35 \text{ МПа}, \quad (2.5)$$

где $R_{и}^A$ – расчётное сопротивление древесины 3-го сорта, 16,5 МПа [6, п.6, табл. 3];

$m_{дл}$ – коэффициент длительной прочности, соответствующий режиму длительности загрузки В, 0,66 [6, п. 6, табл. 4];

$m_{в}$ – коэффициент, учитывающий различные условия эксплуатации конструкции, 1 [6, п. 6.9, табл. 9];

$m_{сл}$ – коэффициент для клееных деревянных элементов, 0,95 [6, п. 6.9, табл. 11].

Расчётное сопротивление скалыванию определяется по формуле

$$R_{ск} = R_{ск}^A \cdot m_{дл} \cdot m_{в} \cdot m_{сл} = 2,25 \cdot 0,66 \cdot 1 \cdot 0,95 = 1,41 \text{ МПа}, \quad (2.6)$$

где $R_{ск}^A$ – расчётное сопротивление древесины 3-го сорта, 2,25 МПа [6, п. 6, табл. 3].

Проверка прочности при действии изгибающего момента [6, п. 7.9]

Расчёт изгибаемых элементов на прочность по нормальным напряжениям следует выполнять по формуле

$$\frac{M_{г}}{W_{расч}} \leq \frac{R_{и}}{\gamma_n}, \quad (2.7)$$

где $M_{г}$ – расчётный изгибающий момент;

$R_{и}$ – расчётное сопротивление изгибу;

$W_{расч}$ – расчётный момент сопротивления сечения элемента, принимаем как для цельного элемента $W_{расч} = W$.

Выполним проверку:

$$\frac{6,125 \cdot 10^6}{2521,5 \cdot 10^3} = 2,43 \text{ Н/мм}^2 \leq \frac{10,35}{1,1} = 9,4 \text{ Н/мм}^2.$$

Таким образом, прочность при действии изгибающего момента обеспечена с большим запасом.

Проверка прочности при действии поперечной силы [6, п.7.10]

Расчёт изгибаемых элементов на прочность по скалыванию следует выполнять по формуле

$$\frac{Q \cdot S'_{бр}}{I_{бр} \cdot b_p} \leq \frac{R_{ск}}{\gamma_n}. \quad (2.8)$$

где Q – расчётная поперечная сила;

$S'_{бр}$ – статический момент сдвигаемой части поперечного сечения относительно нейтральной оси, определяемый по формуле (8.В);

$I_{бр}$ – момент инерции поперечного сечения относительно нейтральной оси, $I_{бр} = I$;

b_p – расчётная ширина сечения при изгибе;

$R_{ск}$ – расчётное сопротивление скалыванию при изгибе.

$$S'_{\text{бр}} = \frac{12,3 \cdot 100}{2} \cdot \frac{12,3}{4} = 1891,13 \text{ см}^3. \quad (2.9)$$

Выполним проверку:

$$\frac{7 \cdot 10^3 \cdot 1891,13 \cdot 10^3}{15507 \cdot 10^4 \cdot 132,5 \cdot 10} = 0,006 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} \leq \frac{1,41}{1,1} = 1,28 \text{ Н/мм}^2.$$

Прочность при действии касательных напряжений обеспечена.

Проверка по предельным состояниям 2-й группы

Расчёт производим по [6, п. 7.33, п. 7.43, п. 7.35]. Должно соблюдаться условие

$$f \leq f_{\text{и}}, \quad (2.10)$$

где f – наибольший прогиб, который следует определять по формуле

$$f = \frac{f_0}{k} \cdot \left[1 + c \cdot \left(\frac{h}{l} \right)^2 \right], \quad (2.11)$$

где k – коэффициент, учитывающий влияние переменности высоты сечения, принимаемый равным 1 для балок постоянного сечения [3];

c – коэффициент, учитывающий влияние деформаций сдвига от поперечной силы, 0 [3];

f_0 – прогиб балки постоянного сечения высотой h без учёта деформаций сдвига, который определяется по формуле

$$f_0 = \frac{5 \cdot q_n \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_{\text{бр}}}, \quad (2.12)$$

где E – модуль упругости материала панели, 1000 кН/см²;

$f_{\text{и}}$ – предельный прогиб плиты, определяем линейной интерполяцией на основе значений из [3, прил. Д, табл. Д.1] (рисунок 2.2).

x_1	3	$f(x_1)$	150
x_N	3,5	$f(x_N)$	158.33333333333334
x_2	6	$f(x_2)$	200

Рисунок 2.2 – Линейная интерполяция

Выполним проверку:

$$\frac{5 \cdot 3,05 \cdot 10^{-2} \cdot 350^4}{384 \cdot 1000 \cdot 15507} = 0,38 \text{ см} \leq \frac{1}{158} = \frac{350}{158} = 2,21 \text{ см.}$$

Проверка по прогибу выполняется, плита покрытия удовлетворяет требованиям жёсткости.

Таким образом, все условия прочности и жёсткости выполняются, окончательно принимаем плиту покрытия CLT-панель с номинальными размерами в плане $l_n = 3500$ мм, $b_n = 1325$ мм, высота плиты $h_n = 123$ мм (рисунок 2.3).



Рисунок 2.3 – CLT-панель

2.2 Проектирование клееной балки

Исходные данные

Используем клееную конструкционную балку от производителя «Промстройлес»:

пролёт $l = 7,55$ м;

шаг балок $3,5$ м;

высота на опоре $h = 344$ мм (8 ламелей толщиной 43 мм);

толщина $b = 310$ мм;

материал – сосновые доски первого сорта.

Общий вид балки с размерами показан на рисунке 2.4.

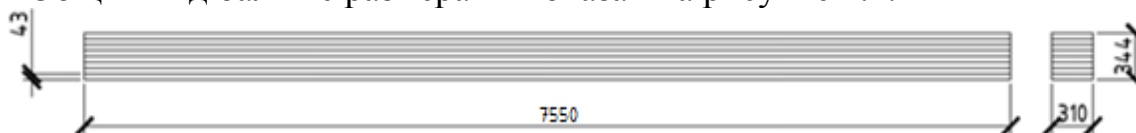


Рисунок 2.4 – Общий вид клееной балки

Сбор нагрузок на клееную балку

Для определения элемента, на который действует наибольшая распределённая нагрузка, представим сбор нагрузок на балку покрытия и балку перекрытия и выполним расчёт для той конструкции, которая будет работать под большей нагрузкой.

Подсчитаем значение нагрузок на балку покрытия. Нагрузки, приходящиеся на 1 м^2 плана кровли здания, представлены в таблице 2.3.

Нагрузки от веса плит покрытия и снега взяты из таблицы 2.1.

Таблица 2.3 – Подсчет нагрузки на 1 м² плана кровли здания

Нагрузка	Нормативная, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная, кН/м ²
1	2	3	4
Плита покрытия	0,615	1,1	0,68
Конструкция кровли	0,185	1,3	0,24
Собственный вес балки	0,07	1,1	0,08
Постоянная:	0,87	-	1
Временная (снеговая)	1,5	1,4	2,1
Полная:	2,37	-	3,1

Собственный вес балки определяем при $K_M = 5$ по формуле

$$q_M^n = \frac{q^n + s_0}{\frac{1000}{K_M \cdot l} - 1} = \frac{0,73 + 1,5}{\frac{1000}{5 \cdot 7,55} - 1} = 0,09 \text{ кН/м}^2, \quad (2.13)$$

где q^n – вес плит покрытия и кровли;
 s_0 – нормативная снеговая нагрузка;
 K_M – коэффициент собственного веса балки.
 Полная нагрузка на один погонный метр балки:

- нормативная $q_H = 2,37 \cdot 3,5 = 8,295$ кН/м;

- расчётная $q = 3,1 \cdot 3,5 = 10,85$ кН/м.

Посчитаем значение нагрузок на балку перекрытия. Нагрузки, приходящиеся на 1 м² плана здания, представлены в таблице 2.4. Нагрузки от веса плит перекрытия и временные нагрузки взяты из таблицы 2.2.

Таблица 2.4 – Подсчет нагрузки на 1 м² плана здания

Нагрузка	Нормативная, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная, кН/м ²
1	2	3	4
Плита перекрытия	0,615	1,1	0,68
Конструкция пола	0,124	1,3	0,16
Собственный вес балки	0,07	1,1	0,08
Постоянная:	0,81	-	0,92
Временная [3, табл.8.3]	1,5	1,2	1,8
Полная:	2,31	-	2,72

Собственный вес балки определяем при $K_M = 5$ по формуле

$$q_M^n = \frac{q^n + p_0}{\frac{1000}{K_M \cdot l} - 1} = \frac{0,72 + 1,5}{\frac{1000}{5 \cdot 7,55} - 1} = 0,09 \text{ кН/м}^2.$$

Полная нагрузка на один погонный метр балки:

- нормативная $q_n = 2,31 \cdot 3,5 = 8,085$ кН/м;

- расчётная $q = 2,72 \cdot 3,5 = 9,52$ кН/м.

По данным таблиц 3.В и 4.В видно, что при одинаковых геометрических размерах балка покрытия воспринимает большую нагрузку, поэтому произведём расчёт по 1-му и 2-му предельным состояниям для данной конструкции.

Статический расчёт

Статическая расчётная схема представлена на рисунке 2.5 и представляет собой балку пролетом 7550 мм, имеющую прямоугольное поперечное сечение шириной 310 мм и высотой 344 мм, которая закреплена на опорах.

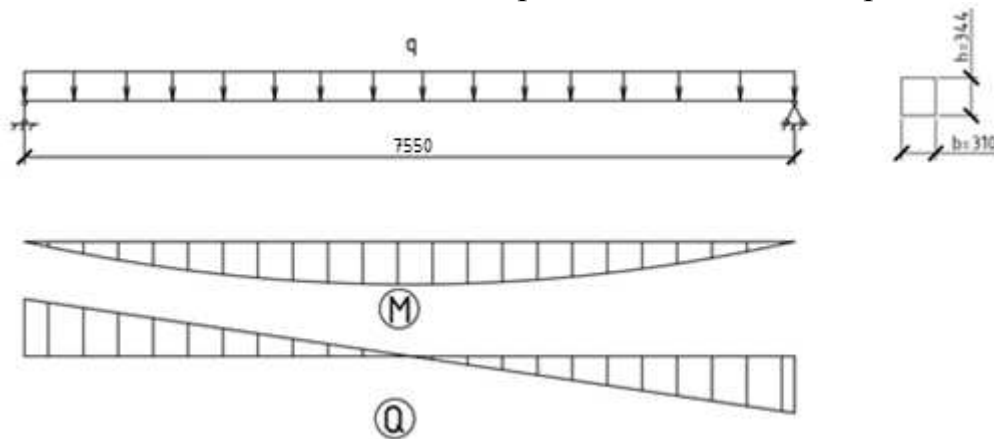


Рисунок 2.5 – Расчётная схема клееной балки

Посчитаем усилия, возникающие в балке:

$$M_r = \frac{10,85 \cdot 7,55^2}{8} = 77,31 \text{ кНм};$$

$$Q_r = \frac{10,85 \cdot 7,55}{2} = 40,96 \text{ кН}.$$

Определение геометрических характеристик сечения балки

Определяем геометрические характеристики балки принятого сечения:

- момент сопротивления сечения

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{31 \cdot 34,4^2}{6} = 6114,03 \text{ см}^3;$$

- момент инерции сечения

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{31 \cdot 34,4^3}{12} = 105161,26 \text{ см}^4;$$

- площадь поперечного сечения

$$A = b \cdot h = 31 \cdot 34,4 = 1066,4 \text{ см}^2.$$

Проверки по предельным состояниям 1-й группы

По [6, п.6] определим расчётные характеристики материала конструкции.

Расчётное сопротивление изгибу:

$$R_{и} = R_{и}^A \cdot m_{дл} \cdot m_{в} \cdot m_{сл} = 24 \cdot 0,66 \cdot 1 \cdot 0,95 = 15,05 \text{ МПа},$$

где $R_{и}^A$ – расчётное сопротивление древесины 1-го сорта, 24 МПа [6, п.6, табл. 3];

$m_{дл}, m_{в}, m_{сл}$ – определяются как в п. 2.1.

Расчётное сопротивление скалыванию:

$$R_{ск} = R_{ск}^A \cdot m_{дл} \cdot m_{в} \cdot m_{сл} = 2,4 \cdot 0,66 \cdot 1 \cdot 0,95 = 1,5 \text{ МПа},$$

где $R_{ск}^A$ – расчётное сопротивление древесины 1-го сорта, 2,4 МПа [6, п.6, табл.3].

Проверка прочности при действии изгибающего момента [6, п.7.9]

Выполним проверку:

$$\frac{77,31 \cdot 10^6}{6114,03 \cdot 10^3} = 12,65 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} < \frac{15,05}{1,1} = 13,68 \text{ Н/мм}^2.$$

Таким образом, прочность при действии изгибающего момента обеспечена.

Проверка прочности при действии поперечной силы [6, п.7.10]

Расчёт изгибаемых элементов на прочность по скалыванию:

$$\frac{40,96 \cdot 10^3 \cdot 4585,52 \cdot 10^3}{105161,26 \cdot 10^4 \cdot 31 \cdot 10} = 0,57 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} \leq \frac{1,5}{1,1} = 1,36 \text{ Н/мм}^2.$$

где

$$S'_{бр} = \frac{31 \cdot 34,4}{2} \cdot \frac{34,4}{4} = 4585,52 \text{ см}^3.$$

Прочность при действии касательных напряжений обеспечена.

Проверка устойчивости плоской формы деформирования балки

Устойчивость балки определяем по [3, п.7.14]:

$$\sigma_{ц} = \frac{M}{W_x \cdot \varphi_M} = \frac{77,31 \cdot 10^3}{6114,03 \cdot 5,18} = 2,44 \text{ МПа} < 13,68 \text{ МПа}, \quad (2.14)$$

где φ_M - коэффициент для изгибаемых элементов прямоугольного постоянного поперечного сечения, шарнирно закрепленных от смещения из плоскости изгиба

и закрепленных от поворота вокруг продольной оси в опорных сечениях, следует вычислять по формуле

$$\varphi_m = 140 \cdot \frac{b^2}{h \cdot l_p} \cdot k_\varphi = 140 \cdot \frac{31^2}{34,4 \cdot 755} \cdot 1 = 5,18, \quad (2.15)$$

где k_φ – коэффициент, зависящий от формы эпюры моментов, 1 [3, прил. Е, табл. Е.1].

Проверка по предельным состояниям 2-й группы

Расчёт производим по [6, п.7.33, п.7.43, п.7.35]. Должно соблюдаться условие (13). Наибольший прогиб определяем по формуле (14):

$$f = \frac{f_0}{k} \cdot \left[1 + c \cdot \left(\frac{h}{l} \right)^2 \right], \quad (2.16)$$

где k – коэффициент, учитывающий влияние переменности высоты сечения, принимаемый равным 1 для балок постоянного сечения [3];

c – коэффициент, учитывающий влияние деформаций сдвига от поперечной силы, 0 [3];

f_0 – прогиб балки постоянного сечения высотой h без учёта деформаций сдвига:

$$\frac{5 \cdot 8,295 \cdot 10^{-2} \cdot 755^4}{384 \cdot 1000 \cdot 105161,26} = 3,46 \text{ см.}$$

где $f_{и}$ – предельный прогиб балки [3, прил. Д, табл. Д.1].

Выполним проверку:

$$3,46 \text{ см} \leq \frac{l}{208} = \frac{755}{208} = 3,63 \text{ см.}$$

Проверка по прогибу выполняется, балка покрытия удовлетворят требованиям жёсткости.

Таким образом, все условия прочности и жёсткости выполняются, окончательно принимаем клееную балку покрытия с номинальными размерами в плане $l_n = 7550$ мм, $b_n = 310$ мм, $h_n = 344$ мм (рисунок 2.6).

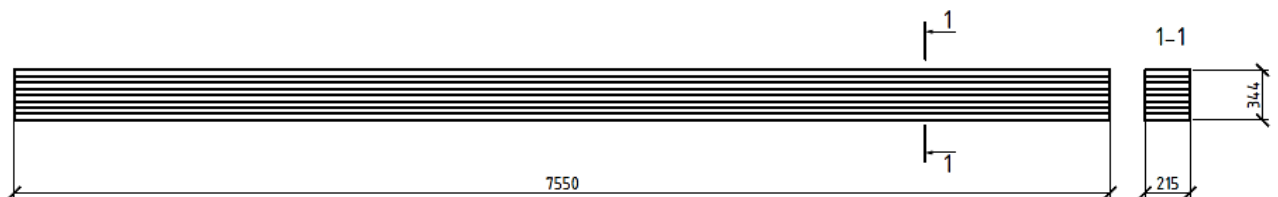


Рисунок 2.6 – Клееная балка

2.3 Проектирование клеёдошатай колонны

Проведём расчёт центрально-сжатой и внецентренно-сжатой колонны центрального ряда по оси Б.

Сечение колонны принимаем из соображений удобства ее монтажа. В продольном направлении к колоннам крепятся балки перекрытий шириной 310 мм, поэтому примем ширину сечения колонны равной 310 мм. В поперечном направлении высоту сечения колонны принимаем 215 мм (5 ламелей толщиной по 43 мм).

2.3.1 Расчёт центрально-сжатой колонны

Исходные данные

Колонна расположена на пересечении осей Б и 2.

Пролёт 1-2 – 3,5 м; пролёт 2-3 – 7,4 м.

Высота колонны – 3 м; шаг колонн в поперечном направлении – 3,5 м.

Сечение колонны 310x215 мм.

Вышележащие конструкции – клеёдошатай балки покрытия и перекрытия, CLT-плита перекрытия, CLT-плита покрытия и колонны 2-3 этажей.

Колонну проектируем клеёдошатай из древесины сосны III сорта.

Сбор нагрузок на колонну

Колонну рассчитываем на сочетание нескольких типов нагружений: постоянная длительная нагрузка (собственный вес, вес вышележащих конструкций) и кратковременные нагрузки – нормативная равномерно распределённая для квартир жилых зданий, снеговая. Расчетная схема центрально сжатой колонны представлена на рисунке 2.7.

Постоянная нагрузка на колонну складывается из нескольких:

- собственный вес колонны и вышестоящих колонн

$$N_{\text{св1}} = \rho \cdot h \cdot b \cdot l = 5 \cdot 0,31 \cdot 0,215 \cdot 3 = 0,99 \text{ кН}, \quad (2.17)$$

$$N_{\text{к}} = 0,99 \cdot 3 = 2,97 \text{ кН}, \quad (2.18)$$

где ρ – удельный вес сосны, кН/м³;
 b, h, l – геометрические размеры колонны, м;
3 – количество колонн, включая расчётную;
- вес плит покрытия

$$N_{\text{покр}} = q_{\text{н1}} \cdot A = 0,8 \cdot 19,075 = 15,26 \text{ кН}, \quad (2.19)$$

где $q_{\text{н1}}$ – собственный вес плиты покрытия (табл. 2.1), кН/м²;
 A – грузовая площадь, которая вычисляется согласно выражению

$$A = 3,5 \cdot \left(\frac{3,5}{2} + \frac{7,4}{2} \right) = 19,075 \text{ м}^2; \quad (2.20)$$

- вес плит перекрытия

$$N_{\text{перекр}} = q_{n2} \cdot A = 0,75 \cdot 19,075 \cdot 2 = 28,61 \text{ кН}, \quad (2.21)$$

где q_{n2} – собственный вес плиты перекрытия (табл.), кН/м².

2 – количество перекрытий над колонной;

- вес балок перекрытия и покрытия с двух сторон от колонны

$$N_6 = (N_1 + N_2) \cdot 3 = (0,93 + 1,97) \cdot 3 = 8,7 \text{ кН}, \quad (2.22)$$

где N_1 и N_2 – вес половины балки пролётом 3,5 и 7,4 м соответственно, который вычисляется согласно выражению

$$N_1 = \frac{5 \cdot 0,31 \cdot 0,344 \cdot 3,5}{2} = 0,93 \text{ кН};$$

$$N_2 = \frac{5 \cdot 0,31 \cdot 0,344 \cdot 7,4}{2} = 1,97 \text{ кН};$$

3 – количество балок над колонной;

Таким образом, постоянные нагрузки на колонну с учётом коэффициента надёжности по нагрузке $\gamma_f = 1,1$ равны

$$N_1 = (2,97 + 15,26 + 28,61 + 8,7) \cdot 1,1 = 61,09 \text{ кН};$$

Нормативная равномерно распределённая нагрузка для помещений детских дошкольных учреждений согласно [8] равна $q_{n2} = 1,5$ кН/м². Нагрузка, передающаяся на колонну, действующая на грузовой площади, на 2 вышележащих этажах, с учётом коэффициента надёжности по нагрузке равна

$$N_2 = 1,5 \cdot 19,075 \cdot 2 \cdot 1,2 = 68,67 \text{ кН}.$$

Согласно п. 2.1, нормативная снеговая нагрузка равна $S_0 = 1,5$ кН/м². Нагрузка, передающаяся на колонну, действующая на грузовой площади, с учётом коэффициента надёжности по нагрузке равна

$$N_3 = 1,5 \cdot 19,075 \cdot 1,4 = 40,06 \text{ кН}.$$

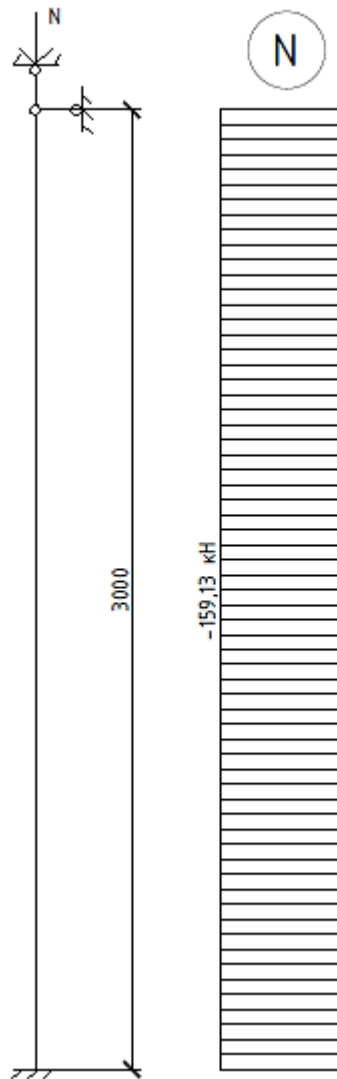


Рисунок 2.7 – Расчетная схема центрально сжатой колонны

Статический расчёт

Расчёт колонны ведём в программном комплексе SCAD на комбинацию нагрузок из нескольких загрузений. Расчетную схему колонны принимаем как стойку, жёстко защемлённую в фундаменте с шарнирным закреплением по осям x и y сверху. Результаты расчёта приведены в приложении Б.

На основании выборки определим максимальное усилие $N = -159,13$ кН. Выполним проверки.

Расчёт на прочность [11, п.7.2]

Выполним расчёт на прочность элемента по нормальным напряжениям по условию

$$\sigma = \frac{N}{F_{\text{расч}}} \leq \frac{R_c}{\gamma_n}, \quad (2.23)$$

где $F_{\text{расч}}$ - площадь расчётного сечения нетто;

$W_{\text{расч}}$ – расчётный момент сопротивления поперечного сечения;

R_c – расчётное сопротивление сжатию вдоль волокон древесины, которое, с учётом коэффициентов, равно

$$R_c = R_c^A \cdot m_{дл} \cdot m_B \cdot m_{сл} = 16,5 \cdot 0,66 \cdot 1 \cdot 0,95 = 10,35 \text{ МПа}, \quad (2.24)$$

где R_c^A – расчётное сопротивление сжатию древесины 3-го сорта, 16,5 МПа [6, п.6, табл.3];

$m_{дл}, m_B, m_{сл}$ – то же, что в формуле (4).

$$\sigma = \frac{159,13}{0,31 \cdot 0,215} = 2387,55 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} = 2,4 \text{ МПа} < \frac{10,35}{1,1} = 9,4 \text{ МПа}.$$

Расчёт на устойчивость [11, п.7.2]

Проверим устойчивость по условию

$$\frac{N}{\varphi \cdot F} \leq \frac{R_c}{\gamma_n}, \quad (2.25)$$

Определим необходимые параметры:

- радиус инерции сечения

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{0,31 \cdot 0,215^3}{12 \cdot 0,31 \cdot 0,215}} = 0,06 \text{ м}; \quad (2.26)$$

- расчётная длина колонны [11, п.7.5]

$$l_0 = l \cdot \mu_0 = 3 \cdot 0,8 = 2,4 \text{ м}; \quad (2.27)$$

- гибкость элемента [11, п.7.4]

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{2,4}{0,06} = 40; \quad (2.28)$$

- коэффициент продольного изгиба [11, п.7.3]

$$\varphi = 1 - a \cdot \left(\frac{\lambda}{100}\right)^2 = 1 - 0,8 \cdot \left(\frac{40}{100}\right)^2 = 0,87; \quad (2.29)$$

С учётом этих данных:

$$\frac{159,13}{0,87 \cdot 0,31 \cdot 0,215} = 2744,31 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} = 2,7 \text{ МПа} < \frac{10,35}{1,1} = 9,4 \text{ МПа}.$$

Поскольку выполняются все проверки, окончательно принимаем размеры сечения центрально-сжатой колонны 310x215 мм (рисунок 2.8).

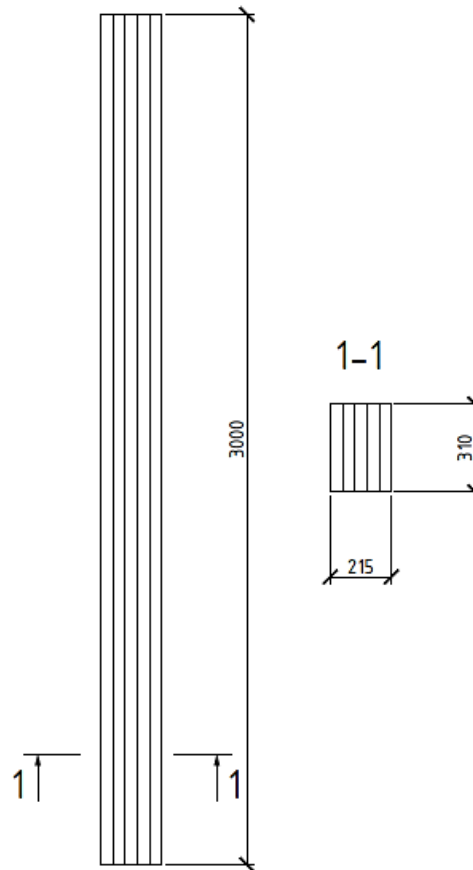


Рисунок 2.8 – Клееная колонна

2.3.2 Расчёт внецентренно-сжатой колонны

Исходные данные

Колонна расположена на пересечении осей Б и 1.

Пролёт 1-2 – 3,5 м; пролёт 2-3 – 7,4 м.

Высота колонны – 3 м; шаг колонн в поперечном направлении – 3,5 м.

Сечение колонны 310x215 мм.

Вышележащие конструкции – клеёнощитые балки покрытия и перекрытия, CLT-плита перекрытия, CLT-плита покрытия и колонны 2-3 этажей.

Колонну проектируем клеёнощитой из древесины сосны III сорта.

Сбор нагрузок на колонну

Колонну рассчитываем на сочетание нескольких типов нагрузок: постоянная длительная нагрузка (собственный вес, вес вышележащих конструкций, вес стеновых панелей) и кратковременные нагрузки – нормативная равномерно распределённая для квартир жилых зданий, снеговая, ветровая. Расчетная схема внецентренно сжатой колонны представлена на рисунке 2.9.

Постоянная нагрузка на колонну складывается из нескольких:

- собственный вес колонны и вышестоящих колонн

$$N_{св1} = \rho \cdot h \cdot b \cdot l = 5 \cdot 0,31 \cdot 0,215 \cdot 3 = 0,99 \text{ кН,}$$

$$N_k = 0,99 \cdot 3 = 2,97 \text{ кН},$$

где ρ – удельный вес сосны, кН/м³;
 b, h, l – геометрические размеры колонны, м;
 3 – количество колонн, включая расчётную;
 - вес плит покрытия

$$N_{\text{покр}} = q_{n1} \cdot A = 0,8 \cdot 6,125 = 4,9 \text{ кН},$$

где q_{n1} – собственный вес плиты покрытия (табл.), кН/м²;
 A – грузовая площадь, которая вычисляется согласно выражению

$$A = \frac{3,5}{2} \cdot \left(\frac{3,5}{2} + \frac{3,5}{2} \right) = 6,125 \text{ м}^2;$$

- вес плит перекрытия

$$N_{\text{перекр}} = q_{n2} \cdot A = 0,75 \cdot 6,125 \cdot 2 = 9,19 \text{ кН},$$

где q_{n2} – собственный вес плиты перекрытия (табл.), кН/м².
 2 – количество перекрытий над колонной;
 - вес балок перекрытия и покрытия с двух сторон от колонны

$$N_6 = N_1 \cdot 3 = 0,93 \cdot 3 = 2,79 \text{ кН},$$

где N_1 – вес половины балки пролётом 3,5, который вычисляется согласно выражению

$$N_1 = \frac{5 \cdot 0,31 \cdot 0,344 \cdot 3,5}{2} = 0,93 \text{ кН};$$

3 – количество балок над колонной;
 - вес стеновых панелей с двух сторон от колонны

$$N_{\text{ст}} = \frac{5 \cdot 0,215 \cdot 3 \cdot 3,5}{2} + \frac{5 \cdot 0,215 \cdot 3 \cdot 3,5}{2} = 11,29 \text{ кН}$$

- момент от эксцентриситета приложения нагрузки от веса стеновых панелей

$$M = e \cdot N_{\text{ст}} = 0,26 \cdot 11,29 = 2,94 \text{ кНм}, \quad (2.30)$$

где e – эксцентриситет приложения нагрузки от веса стеновых панелей, вычисляемый как

$$e = \frac{0,215}{2} + \frac{0,310}{2} = 0,26 \text{ м.}$$

Таким образом, постоянные нагрузки на колонну с учётом коэффициента надёжности по нагрузке $\gamma_f = 1,1$ равны

$$N_1 = (2,97 + 4,9 + 9,19 + 2,79) \cdot 1,1 = 21,84 \text{ кН;}$$

$$N_{\text{ст}} = 11,29 \cdot 1,1 = 12,42 \text{ кН;}$$

$$M_{\text{ст}} = 2,94 \cdot 1,1 = 3,23 \text{ кНм.}$$

Нормативная равномерно распределённая нагрузка для помещений детских дошкольных учреждений согласно [8] равна $q_{n2} = 1,5 \text{ кН/м}^2$. Нагрузка, передающаяся на колонну, действующая на грузовой площади, на 2 вышележащих этажах, с учётом коэффициента надёжности по нагрузке равна

$$N_2 = 1,5 \cdot 6,125 \cdot 2 \cdot 1,2 = 22,05 \text{ кН.}$$

Согласно п.2.1, нормативная снеговая нагрузка равна $S_0 = 1,5 \text{ кН/м}^2$. Нагрузка, передающаяся на колонну, действующая на грузовой площади, с учётом коэффициента надёжности по нагрузке равна

$$N_3 = 1,5 \cdot 6,125 \cdot 1,4 = 12,86 \text{ кН.}$$

Ветровая нагрузка определяется по [8, п.11].

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки W_m в зависимости от эквивалентной высоты z_e над поверхностью земли определяется по формуле

$$W_m = W_0 \cdot k(z_e) \cdot c, \quad (2.31)$$

где W_0 – нормативное значение ветрового давления до оси ригеля, принимаемое по [8, табл. 11.1], для города Красноярска, район строительства III, $W_0 = 0,38 \text{ кН/м}$;

c – аэродинамический коэффициент [8, п. 11.1.7, прил. Д.1.2] для вертикальных стен прямоугольных в плане зданий с наветренной стороны $c = 0,8$;

$k(z_e)$ – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления для эквивалентной высоты z_e [8, п.11.1.6], которая определяется по [8, п.11.1.5]. Она равна 9,7 м. Для данного значения эквивалентной высоты коэффициент $k(z_e)$ определяется по формуле

$$k(z_e) = k_{10} \cdot \left(\frac{z_e}{10}\right)^{2 \cdot \alpha} = 0,4 \cdot \left(\frac{9,7}{10}\right)^{2 \cdot 0,25} = 0,39, \quad (2.32)$$

где k_{10} , α определяются согласно [8, п.11.1.6, табл.11.3].
Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки

$$W_m = 0,38 \cdot 0,39 \cdot 0,8 = 0,12 \text{ кН/м}^2;$$

Ветровую нагрузку принимаем действующей с наветренной стороны на грузовую площадь шириной 5,45 м. Расчётное значение средней составляющей ветровой нагрузки на грузовой площади равно

$$q_m = 0,12 \cdot 1,4 \cdot 5,45 = 0,92 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

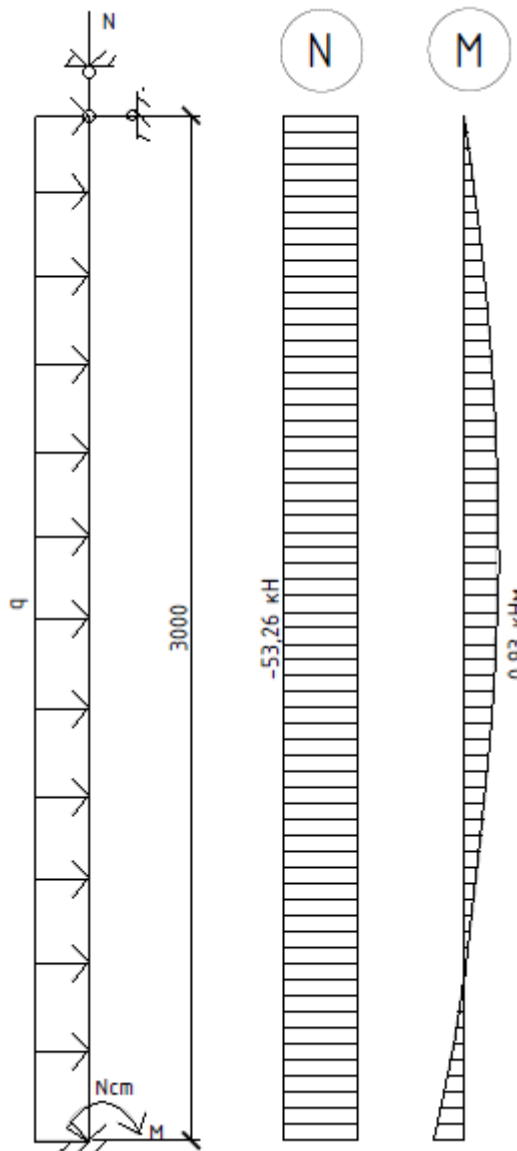


Рисунок 2.9 – Расчетная схема внецентренно сжатой колонны

Статический расчёт

Расчёт колонны ведём в программном комплексе SCAD на комбинацию нагрузок из нескольких загрузений. Расчетную схему колонны принимаем как

стойку, жёстко защемлённую в фундаменте с шарнирным закреплением по осям x и y сверху. Результаты расчёта приведены в приложении Б.

На основании выборки определим максимальное усилие $N = -53,26$ кН и соответствующие ему $M_{\text{соотв}} = 0,93$ кНм и $Q_{\text{соотв}} = 0,93$ кН. Выполним проверки.

Проверка прочности по нормальным напряжениям [11, п.7.17]

Выполним расчёт на прочность элемента по нормальным напряжениям по условию

$$\sigma = \frac{N}{F_{\text{расч}}} + \frac{M}{W_{\text{расч}}} \leq \frac{R_c}{\gamma_n}, \quad (2.33)$$

где $F_{\text{расч}}$ - площадь расчётного сечения нетто;

$W_{\text{расч}}$ – расчётный момент сопротивления поперечного сечения;

R_c – расчётное сопротивление сжатию вдоль волокон древесины, которое, с учётом коэффициентов, равно

$$R_c = R_c^A \cdot m_{\text{дл}} \cdot m_{\text{в}} \cdot m_{\text{сл}} = 16,5 \cdot 0,66 \cdot 1 \cdot 0,95 = 10,35 \text{ МПа}, \quad (2.34)$$

где R_c^A – расчётное сопротивление сжатию древесины 3-го сорта, 16,5 МПа [6, п.6, табл.3];

$m_{\text{дл}}, m_{\text{в}}, m_{\text{сл}}$ – то же, что в формуле (4).

$$\sigma = \frac{53,26}{0,31 \cdot 0,215} + \frac{0,93 \cdot 6}{0,31 \cdot 0,215^2} = 799,1 + 389,4 = 1188,5 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} = 1,2 \text{ МПа} < \frac{10,35}{1,1} = 9,4 \text{ МПа}.$$

Проверка прочности по скалыванию [11, п.7.18]

Выполним расчёт на прочность по скалыванию по условию

$$\frac{Q \cdot S'_{\text{бр}}}{I_{\text{бр}} \cdot b_{\text{р}}} + \Delta\tau \leq \frac{R_{\text{ск}}}{\gamma_n}, \quad (2.35)$$

$$\frac{Q \cdot S'_{\text{бр}}}{I_{\text{бр}} \cdot b_{\text{р}}} + \frac{0,75 \cdot N \cdot e}{b \cdot h^2} \leq \frac{R_{\text{ск}}}{\gamma_n}, \quad (2.36)$$

где статический момент сдвигаемой части поперечного сечения относительно нейтральной оси

$$S'_{\text{бр}} = \frac{0,31 \cdot 0,215}{2} \cdot \frac{0,215}{4} = 0,0018 \text{ м}^3; \quad (2.37)$$

момент инерции поперечного сечения относительно нейтральной оси

$$I_{\text{бр}} = \frac{0,31 \cdot 0,215^3}{12} = 0,0002 \text{ м}^4; \quad (2.38)$$

e - эксцентриситет передачи усилия;
 $R_{ск}$ - расчётное сопротивление скалыванию при изгибе древесины, которое, с учётом коэффициентов, равно

$$R_{ск} = R_{ск}^A \cdot m_{дл} \cdot m_{в} \cdot m_{сл} = 2,25 \cdot 0,66 \cdot 1 \cdot 0,95 = 1,41 \text{ МПа}, \quad (2.39)$$

где R_c^A - расчётное сопротивление скалыванию древесины 3-го сорта, 2,25 МПа [6, п.6, табл.3];

$m_{дл}$, $m_{в}$, $m_{сл}$ - то же, что в формуле (4).

Таким образом

$$\frac{0,93 \cdot 0,0018}{0,0002 \cdot 0,31} + \frac{0,75 \cdot 53,26 \cdot 0,26}{0,31 \cdot 0,215^2} = 27 + 724,77 = 751,77 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} = 0,8 \text{ МПа} \leq \frac{1,41}{1,1} = 1,28 \text{ МПа}.$$

Проверка устойчивости [7.20]

Проверим устойчивость плоской формы деформирования по условию

$$\frac{N}{\varphi \cdot R_c \cdot F} + \left(\frac{M}{\varphi_m \cdot R_u \cdot W_{бр}} \right)^n \leq 1, \quad (2.40)$$

Определим необходимые параметры:

- радиус инерции сечения по формуле (2.26)

$$r = \sqrt{\frac{0,0002}{0,31 \cdot 0,215}} = 0,05 \text{ м};$$

- расчётная длина колонны по формуле (2.27)

$$l_0 = l \cdot \mu_0 = 3 \cdot 0,8 = 2,4 \text{ м};$$

- гибкость элемента по формуле (2.28)

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{2,4}{0,05} = 48;$$

- коэффициент продольного изгиба по формуле (2.29)

$$\varphi = 1 - a \cdot \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2 = 1 - 0,8 \cdot \left(\frac{48}{100} \right)^2 = 0,82;$$

- коэффициент φ_m по [11, п.7.14]

$$\varphi_m = 140 \cdot \frac{b^2}{l_p \cdot h} \cdot k_\varphi = 140 \cdot \frac{0,31^2}{3,5 \cdot 0,215} \cdot 1 = 25,47; \quad (2.41)$$

- расчётное сопротивление изгибу

$$R_{и} = R_{и}^A \cdot m_{дл} \cdot m_B \cdot m_{сл} = 16,5 \cdot 0,66 \cdot 1 \cdot 0,95 = 10,35 \text{ МПа},$$

С учётом этих данных:

$$\frac{53,26}{0,82 \cdot 10,35 \cdot 10^3 \cdot 0,31 \cdot 0,215} + \left(\frac{0,93}{25,47 \cdot 10,35 \cdot 10^3 \cdot 0,0002} \right)^2 \leq 1,$$

$$0,09 < 1.$$

Поскольку выполняются все проверки, окончательно принимаем размеры сечение внецентренно-сжатой колонны 310x215 мм (рисунок 2.10).

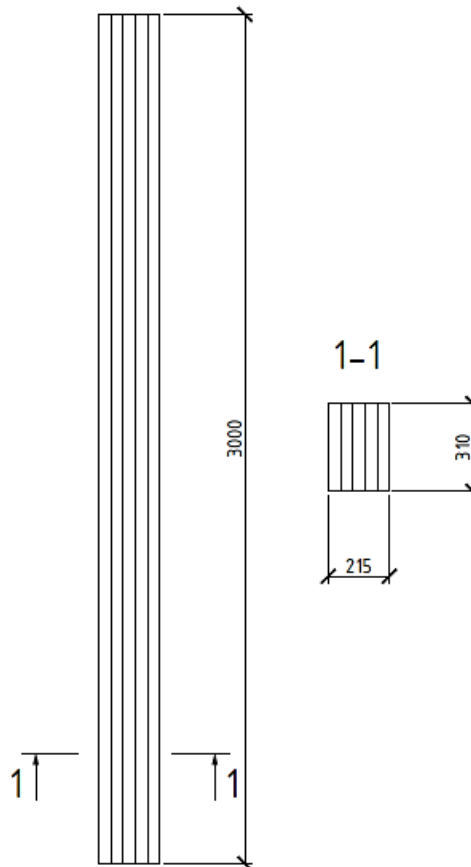


Рисунок 2.10 – Клееная колонна

2.4 Расчёт узла сопряжения балки перекрытия с колонной

В ходе расчёта необходимо определить длину вклеенных стержней в детали, соединяющей две колонны, а также число болтов в соединении балки с колонной при помощи закрытой опоры.

Расчёт соединения двух колонн

Общие требования к соединению устанавливаются согласно [11, п. 8.34].

Расчет производим от усилия, возникающего в колонне при действии комбинации нагрузок $Q = 159,13$ кН.

Конструкция соединения представлена на рисунке 2.11.

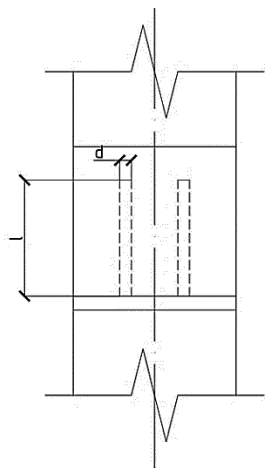


Рисунок 2.11 – Соединение двух колонн

Согласно [11, п. 8.39] расчетную несущую способность вклеиваемого стержня на выдергивание или продавливание следует определять по формуле

$$T = R_{ск} \cdot d \cdot \pi \cdot l \cdot k_c \cdot m_{дл} \cdot \Pi_{mi}; \quad (2.42)$$

где $R_{ск}$ – расчетное сопротивление древесины скалыванию, Мпа, определяемое по [11, п. 5, таблица 3];

d_1 = диаметр отверстия, м;

l - длина заделываемой части стержня, м, которую следует принимать по расчету, но не менее $10d$ и не более $30d$;

k_c - коэффициент, учитывающий неравномерность распределения напряжений сдвига в зависимости от длины заделываемой части стержня, который следует определять по формуле

$$k_c = 1,2 - 0,02 \cdot \frac{l}{d}; \quad (2.43)$$

$$k_c = 1,2 - 0,02 \cdot \frac{450}{45} = 1;$$

$m_{дл}$ и Π_{mi} – в соответствии с [11, п. 6.1].

Подставив значения в формулу 2.41, получим

$$T = 3,2 \cdot 0,049 \cdot 3,14 \cdot 0,45 \cdot 1 \cdot 0,66 \cdot 0,95 = 0,14 \text{ МН};$$

Требуемое число стержней

$$n_{\text{тр}} = \frac{N}{T} = \frac{0,159}{0,14} = 1,14. \quad (2.44)$$

Принимаем 2 стержня $d = 4,5$ см класса А400, $R = 400$ МПа.

Расстояние между осями вклеенных стержней, работающих на выдергивание или продавливание вдоль волокон, следует принимать не менее $S_1 = 3d$, а до наружных граней – не менее $S_2 = 2d$ [11, п. 8.40].

Расстановка вклеенных стержней представлена на рисунке 2.12.

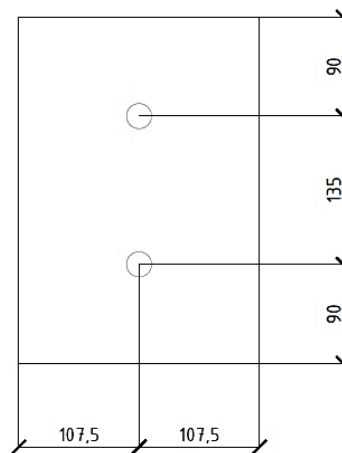


Рисунок 2.12 - Расстановка вклеенных стержней в колонне

Проверим прочность стержней при выдергивании (растяжении).

Площадь сечения двух стержней

$$A = \pi \cdot R^2 = 3,14 \cdot \left(\frac{d}{2}\right)^2 = 3,14 \cdot \left(\frac{4,5}{2}\right)^2 = 15,9 \text{ см}^2. \quad (2.45)$$

Напряжение

$$\sigma = \frac{N}{A} < R; \quad (2.46)$$

$$\sigma = \frac{0,159}{0,00159} = 100 \text{ МПа} < 400 \text{ МПа}.$$

Условие прочности соединения колонн на вклеенных стержнях выполняется.

Расчёт соединения балки с колонной

Соединения балки с колонной выполняется при помощи закрытой стальной опоры, которая крепится на гвоздях. Расчёт числа гвоздей ведём в двух

плоскостях для разных граней опоры – в продольной при креплении к балке, в поперечной при креплении к колонне.

Расчёт ведём от усилия, которое балка передаёт на колонну $Q = 38,22$ кН.

1) Крепление опоры к балке

При креплении опоры к балке расчёт ведём по двум плоскостям среза – по двум параллельным граням балки перекрытия.

Определим наименьшую несущую способность элементов соединения согласно [11, п.8.3, табл.18]:

- несущая способность гвоздя при изгибе

$$T_{и} = 3,1 \cdot d^2 + 0,012 \cdot a^2, \quad (2.47)$$

но не более

$$T_{и} = 5 \cdot d^2; \quad (2.48)$$

- расчётная несущая способность на один шов сплачивания при смятии среднего элемента

$$T_{см.ср} = 0,5 \cdot c \cdot d, \quad (2.49)$$

где d – диаметр гвоздя, см;

a – толщина крайних элементов (стальная пластина), см;

c – толщина средних элементов (балка), см;

- расчётную несущую способность при смятии крайнего элемента определяем, как расчётное сопротивление смятию элементов из стали согласно СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции» по таблице Г.6 приложения Г, она равна 560 Н/мм².

$$T_{и} = 3,1 \cdot 0,6^2 + 0,012 \cdot 0,4^2 = 1,12 \text{ кН};$$

$$T_{и} = 5 \cdot 0,6^2 = 1,8 \text{ кН};$$

$$T_{см.ср} = 0,5 \cdot 31 \cdot 0,6 = 9,3 \text{ кН}.$$

Поскольку соединение выполнено на металлических накладках, расчётное сопротивление по изгибу гвоздя принимаем $1,8$ кН. Оно же является наименьшим из всех трёх величин, дальнейший расчёт будем вести по этому значению.

Требуемое число гвоздей

$$n_{гр} = \frac{Q}{T \cdot n_{ш}}, \quad (2.50)$$

где $n_{ш}$ – число плоскостей среза шва.

$$n_{тр} = \frac{40,96}{1,8 \cdot 2} = 11,38.$$

Принимаем 12 гвоздей. Гвозди располагаем с учётом правил расстановки гвоздей, обозначенных в [11, п. 8.25]. Расстояние между осями гвоздей принимаем не менее

- вдоль волокон древесины $S_1 = 15d = 90$ мм;
- поперёк волокон древесины $S_2 = 4d = 24$ мм;
- до торца элемента $S_3 = 3d = 18$ мм;

Конструкция соединения показана на рисунке 2.13.

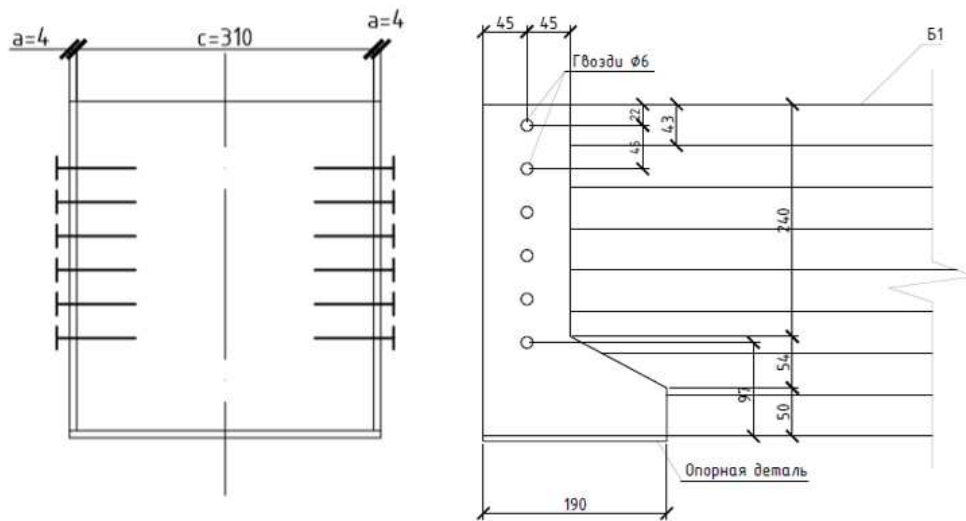


Рисунок 2.13 – Конструкция соединения

2) Крепление опоры к колонне

При креплении опоры к балке расчёт ведём по одной плоскости среза.

Определим наименьшую несущую способность элементов соединения как в предыдущем пункте.

- несущая способность шурупа при изгибе определяется как для нагеля из алюминиевого сплава

$$T_{и} = 2 \cdot d^2 + 0,025 \cdot a^2; \quad (2.50)$$

но не более

$$T_{и} = 2,2 \cdot d^2; \quad (2.51)$$

-несущая способность шурупа, работающего на выдёргивание [11,п.8.29]

$$T_{в.г} = R_{в.г} \cdot d \cdot \pi \cdot l_1 \cdot m_{дл} \cdot \Pi_{mi}, \quad (2.52)$$

где $R_{в.ш}$ – расчётное сопротивление выдёргиванию шурупа на единицу поверхности соприкасания нарезной части шурупа с древесиной, которое принимаем как для воздушно-сухой древесины 1 МПа;

l_1 – длина резьбы, 58 мм [11, прил. П].

Тогда для шурупа с $d=16$ мм

$$T_{и} = 2 \cdot 1,6^2 + 0,025 \cdot 0,58^2 = 6,48 \text{ кН};$$

$$T_{и} = 2,2 \cdot 1,6^2 = 7,13;$$

$$T_{в.г} = 1000 \cdot 0,016 \cdot 3,14 \cdot 0,058 \cdot 1 \cdot 0,66 \cdot 0,95 = 3,67 \text{ кН};$$

- расчётную несущую способность при смятии крайнего элемента определяем как расчётное сопротивление смятию элементов из стали согласно СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции» по таблице Г.6 приложения Г, она равна 560 Н/мм².

Поскольку соединение выполнено на металлических накладках, расчётное сопротивление по изгибу шурупа принимаем 5,63 кН. Наименьшей является несущая способность шурупа при выдёргивании, поэтому ведём расчёт по ней.

Требуемое число шурупов по формуле (2.36)

$$n_{тр} = \frac{38,22}{3,67} = 9,6.$$

Принимаем 10 шурупов. Шурупы располагаем с учётом правил расстановки, обозначенных в [11, п.8.31]. Расстояние между осями шурупов принимаем не менее

- вдоль волокон древесины $S_1 = 5d = 80$ мм;
- поперёк волокон древесины $S_2 = 4d = 64$ мм;
- до торца элемента $S_3 = 4d = 64$ мм.

Конструкция соединения показана на рисунке 2.14.

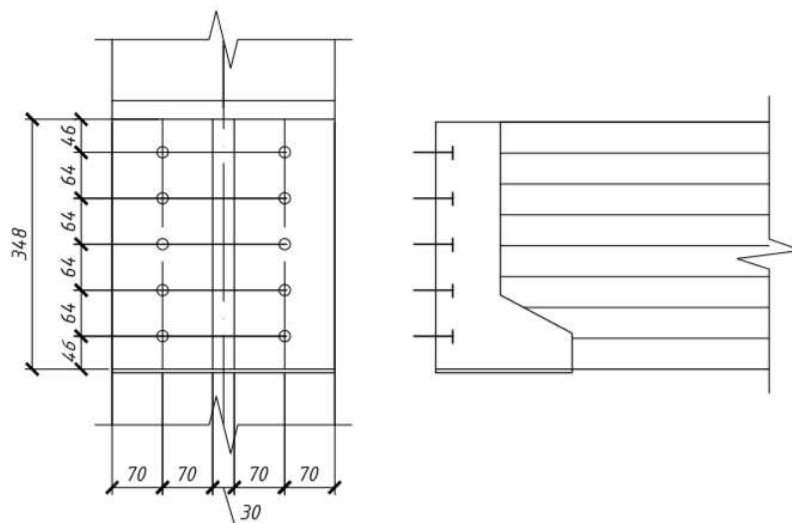


Рисунок 2.14 – Конструкция соединения

3 Расчет и конструирование фундаментов

3.1 Проектирование столбчатого фундамента

3.1.1 Исходные данные

Требуется запроектировать фундамент для здания ДООУ в Центральном районе г. Красноярска, выполненных из многослойных клеевых панелей типа CLT.

За относительную отметку 0,000 принят уровень чистого пола первого этажа здания, что соответствует абсолютной отметке +0,450.

Уровень подземных вод на участке расположения здания – 6 м.

Инженерно – геологический разрез показан на рисунке 3.1, характеристики грунта в таблице 3.1.

3.1.2 Определение глубины заложения фундамента

Глубина заложения фундамента принимается как наибольшая из следующих трех условий:

- конструктивные особенности фундамента;
- промерзания в пучинистых грунтах;
- заглубления подошвы фундамента в слой грунта с лучшими строительными свойствами (более прочный и менее деформационный).

Конструктивная глубина заложения зависит от обеспечения заделки для фундаментов под колонны наименьшей толщины плиты фундамента, наличия подвала, прокладок инженерных сетей, а также нагрузки.

В пучинистых грунтах глубина заложения фундамента должна быть больше расчетной глубины промерзания, чтобы исключить воздействие нормальных сил пучения грунта на подошву фундамента.

Расчетная глубина промерзания грунта определяется по формуле

$$d_f = k_n \cdot d_{fn}, \quad (3.1)$$

где k_n – коэффициент влияния теплового режима сооружения, составляющий для наружных фундаментов отапливаемых сооружений 0,5;

d_{fn} – нормативная глубина сезонного промерзания суглинков и глин (для Красноярска – 2,5 м).

$$d_f = k_n \cdot d_{fn} = 0,5 \cdot 2,5 = 1,25 \text{ м.}$$

Слой глины полутвердой является слабо пучинистым, поскольку расстояние от горизонта подземных вод до расчетной глубины промерзания ($d_w - d_f = 6 - 1,25 > 2$ м).

Целесообразно также размещать подошву столбчатого фундамента выше уровня грунтовых вод не менее чем на 0,5 м, поскольку работы в водонасыщенных грунтах не возможны без водоотлива (водопонижения) и ограждения котлована.

Уровень заглубления фундамента должен находиться выше уровня грунтовых вод

$$d < \text{УГВ};$$

$$d < 6 \text{ м.}$$

Также, в связи с наличием слабого грунта (насыпной слой), следует соблюсти минимальную глубину заложения

$$d > h_{\text{сл.гр.}} + 0,3;$$

$$d > 2 + 0,3 \text{ м};$$

$$d > 2,3 \text{ м.}$$

Глубина заложения фундамента d при расположении уровня подземных вод $d_w > d_f + 2$, т. е. $6 > 1,25 + 2$ и при $I_L < 0,25$ у глины должна быть не менее $0,5d_f$, значит

$$d > 0,5 \cdot 1,25;$$

$$d > 0,625.$$

Исходя из конструктивных особенностей фундамента, требуется, чтобы высота фундамента была кратна 300 мм и не была меньше чем

$$d = h_{\text{min}} + 0,15 = 1,5 + 0,15 = 1,65 \text{ м.}$$

Для обеспечения заглубления подошвы фундамента не менее чем на 0,3 м, необходимо выполнить вычисление

$$d = 1,25 + 0,3 = 1,55 \text{ м.}$$

Исходя из вышесказанного, можно сделать вывод, что наиболее подходящая глубина заложения фундамента по трем условиям составляет 2550 мм (кратна 150 мм), при этом высота фундамента будет равняться 2400 мм (кратна 300 мм).

Слой грунта, в котором можно было бы заложить фундамент, исходя из минимальных конструктивных требований и условий размещения фундамента–глина полутвердая.

3.1.3 Определение нагрузок, действующих на фундамент и основание

Нагрузки на обресе фундамента приведены в таблице 3.2.

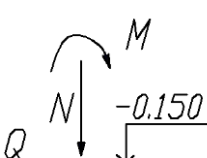
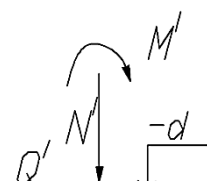
Таблица 3.2 – Нагрузки на обресе фундамента

Нагрузки на обресе фундамента для расчета по несущей способности			Сечение колонны, мм.
N_{\max} , кН	$M_{\text{соотв}}$, кНм	$Q_{\text{соотв}}$, кН	
160	25	13	215x310

Согласно заданию на проектирование, на обресе фундамента (на отметке -0,15 м) действуют две самые неблагоприятные комбинации нагрузок:

- 1) N_{\max} , $M_{\text{соотв}}$, $Q_{\text{соотв}}$, $N_{\text{ст}}$;
- 2) M_{\max} , $N_{\text{соотв}}$, $Q_{\text{соотв}}$, $N_{\text{ст}}$.

Таблица 3.3 – Определение нагрузок, действующих на обресе фундамента

Расчётная схема	Вид расчёта	Комбинация	N , кН	M , кН·м	Q , кН
	Для расчета тела фундамента по I предельному состоянию	I	$N_{\max} + N_{\text{ст.}} = 160 + 12 = 172$	$M_{\text{соотв.}} - N_{\text{ст.}} \cdot a = 25 - 12 \cdot 0,35 = 20,8$	$Q_{\text{соотв.}} = 13$
		II	$N_{\text{соотв.}} + N_{\text{ст.}} = 170 + 12 = 182$	$M_{\max} - N_{\text{ст.}} \cdot a = 30 - 12 \cdot 0,35 = 25,8$	$Q_{\text{соотв.}} = 10$
	Для расчета основания по II предельному состоянию	I	$N_{\max}/1,15 + N_{\text{ст.}}/1,1 + N_{\phi} = 160/1,15 + 12/1,1 + 23 = 173$	$M_{\text{соотв.}}/1,15 + Q(d - 0,15)/1,15 - N_{\text{ст.}} \cdot a/1,1 = 25/1,15 + 1 \cdot 3(2,55 - 0,15)/1,15 - 12/1,1 = 45$	$Q/1,15 = 13/1,15 = 11,3$
		II	$N_{\text{соотв.}}/1,15 + N_{\text{ст.}}/1,1 + N_{\phi} = 60/1,15 + 12/1,1 + 23 = 86$	$M_{\max}/1,15 + Q(d - 0,15)/1,15 - N_{\text{ст.}} \cdot a/1,1 = 30/1,15 + 10(2,55 - 0,15)/1,15 - 12/1,1 = 43$	$Q/1,15 = 10/1,15 = 8,7$

3.1.4 Определение размеров подошвы фундамента

Площадь подошвы определяется по формуле

$$A = \sum N^{\text{II}} / (R_o - \gamma_{\text{нт}} \cdot d), \quad (3.2)$$

где N^{II} – максимальная сумма нормативных вертикальных нагрузок, действующих на обресе фундамента, кН;

$$N^{\text{II}} = N_{\text{max}}/1,15 + N_{\text{ст.}}/1,1 = 160/1,15 + 12/1,1 = 139,13 + 10,91 = 150,04 \text{ кН};$$

R_o – расчетное сопротивление грунта, кПа;

γ_{mt} – среднее значение удельного веса грунта и бетона, равное 20 кН/м^3 .

$$A = \sum N^{\text{II}} / (R_o - \gamma_{\text{mt}} \cdot d) = 150,04 / (266 - 20 \cdot 2,55) = 0,7 \text{ м}^2.$$

Размеры подошвы определяют, считая, что фундамент имеет прямоугольную форму. Эта форма предпочтительнее, в отличие от квадратной, при действии на фундамент моментов и горизонтальных сил, при этом фундамент ориентируется длинной стороной в плоскости действия наибольшего момента.

Соотношение сторон прямоугольного фундамента $\eta=l/b$ рекомендуется ограничивать значением $\eta \leq 1,2-1,5$, принимаем $\eta = 1,5$.

Размеры сторон его подошвы определяются по соотношениям

$$b = (A/\eta)^{0,5} = (0,7/1,5)^{0,5} = 0,68 \text{ м}; \quad (3.3)$$

$$l = \eta \cdot b = 1,5 \cdot 0,68 = 1,02 \text{ м}. \quad (3.4)$$

Полученные данные округляют до значений кратных модулю 300 мм: $b = 900 \text{ мм}$, $l = 1200 \text{ мм}$.

3.1.5 Определение расчётного сопротивления грунта основания

Расчётное сопротивление грунта находят для бесподвальных зданий при $b < 10 \text{ м}$ по следующей формуле

$$R = ((\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2})/K) \cdot [M_\gamma K_z b \gamma_{\text{II}}' + M_g d \gamma_{\text{II}}' + M_c c], \quad (3.5)$$

где γ_{c1} и γ_{c2} - коэффициенты условий работы, для глины $\gamma_{c1} = 1,25$, $\gamma_{c2} = 1,1$;
 K – коэффициент, равный 1, так как C и ϕ определены по таблицам;
 M_γ , M_g и M_c - коэффициенты, зависящие от ϕ , $M_\gamma = 0,43$, $M_g = 2,73$, $M_c = 5,31$;

K_z – коэффициент при $b \leq 10 \text{ м}$, равный 1;

γ_{II} – расчётное значение удельного веса грунта ниже подошвы фундамента (средневзвешенное - при слоистом напластовании до глубины $z = b$);

$$\gamma_{\text{II}} = (h_1 \cdot \gamma_1/b) + (h_2 \cdot \gamma_2/b) = (2 \cdot 15/0,9) + (0,55 \cdot 18,5/0,9) = 44,64 \text{ кН/м}^2;$$

γ_{II}' - то же для грунта выше подошвы фундамента;

$$\gamma_{\Pi}' = (h_1 \cdot \gamma_1/d) + (h_2 \cdot \gamma_2/d) = (2 \cdot 15/2,55) + (0,55 \cdot 18,5/2,55) = 15,75 \text{ кН/м}^2;$$

c - расчетное значение удельного сцепления грунта под подошвой фундамента, 47 кПа;

d - глубина заложения фундамента бесподвального здания, 2,55 м.

$$R = ((\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2})/K) \cdot [M_{\gamma}K_z b \gamma_{\Pi}' + M_g d \gamma_{\Pi}' + M_c c_{\Pi}] = \\ = ((1,25 \cdot 1,1)/1) \cdot [0,43 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 44,64 + 2,73 \cdot 2,55 \cdot 15,75 + 5,31 \cdot 47] = 517,67 \text{ кПа.}$$

Находим новое значение площади подошвы A, подставляя в её формулу вместо R_o значение R.

$$A = \sum N^{\text{II}} / (R - \gamma_{\text{cp}} \cdot d) = 150,04 / (517,67 - 20 \cdot 2,55) = 0,32 \text{ м}^2.$$

Размеры сторон его подошвы определяются по соотношениям

$$b = (A/\eta)^{0,5} = (0,32/1,5)^{0,5} = 0,46 \text{ м};$$

$$l = \eta \cdot b = 1,5 \cdot 0,46 = 0,69 \text{ м.}$$

Полученные данные округляем до значений, кратных модулю 300 мм: b = 600 мм, l = 900 мм.

Площадь подошвы фундамента будет составлять

$$A = b \cdot l = 0,6 \cdot 0,9 = 0,54 \text{ м}^2.$$

3.1.6 Проверка условий расчёта основания по деформациям

Основным расчётом оснований является расчёт по деформациям, при этом расчётная схема для определения осадки принимается в виде линейно-деформационного полупространства, поэтому давление на основание не должно превосходить расчетного сопротивления R = 517,67 кПа.

Таким образом, возможность данного расчета по деформациям проверяется следующими условиями:

- $P_{\text{cp}} \leq R$;
- $P_{\text{max}} \leq 1,2R$;
- $P_{\text{min}} \geq 0$.

Среднее давление под подошвой фундамента:

$$P_{\text{cp}} = N/A; \tag{3.6}$$

наибольшая вертикальная нагрузка:

$$N' = N^{\text{II}} + N_{\text{ст}}^{\text{II}} + N_{\text{ф}}; \quad (3.7)$$

вес фундамента:

$$N_{\text{ф}} = b \cdot l \cdot d \cdot \gamma_{\text{ср}}. \quad (3.8)$$

Для первой комбинации

$$N_{\text{ф}} = b \cdot l \cdot d \cdot \gamma_{\text{ср}} = 0,6 \cdot 0,9 \cdot 2,55 \cdot 20 = 27,54 \text{ кН};$$

$$N' = N^{\text{II}} + N_{\text{ст}}^{\text{II}} + N_{\text{ф}} = 139,13 + 10,91 + 27,54 = 177,58 \text{ кН};$$

$$P_{\text{ср}} = N'/A = 177,58/0,54 = 328,85 \text{ кПа}.$$

Для второй комбинации

$$N_{\text{ф}} = b \cdot l \cdot d \cdot \gamma_{\text{ср}} = 0,6 \cdot 0,9 \cdot 2,55 \cdot 20 = 27,54 \text{ кН};$$

$$N' = N^{\text{II}} + N_{\text{ст}}^{\text{II}} + N_{\text{ф}} = 145,45 + 10,91 + 27,54 = 183,9 \text{ кН};$$

$$P_{\text{ср}} = N'/A = 183,9/0,54 = 340,56 \text{ кПа}.$$

Полученные средние давления сопоставляем с расчётным сопротивлением.

Условие $P_{\text{ср}} \leq R$ для первой комбинации выполняется $328,85 < 517,67$ кПа.

Условие $P_{\text{ср}} \leq R$ для второй комбинации выполняется $340,56 < 517,67$ кПа.

$$P_{\text{max}} \leq 1,2R;$$

$$P_{\text{max,min}} = N'/A \pm M'/W; \quad (3.9)$$

$$P_{\text{max}} = N'/A + M'/W;$$

$$P_{\text{min}} = N'/A - M'/W;$$

где M' – расчетное значение момента, действующего на подошву фундамента;
 W – момент сопротивления площади подошвы фундамента;

$$W = b \cdot l^2/6 = 0,6 \cdot 0,9^2/6 = 0,08 \text{ м}^3 \text{ (для прямоугольной подошвы)}.$$

Первая комбинация

$$P_{\text{max}} = N'/A + M'/W = 177,58/0,54 + 45/0,08 = 891,35 \text{ кПа};$$

$$P_{\text{min}} = N'/A - M'/W = 177,58/0,54 - 45/0,08 = 233,65 \text{ кПа}.$$

Вторая комбинация

$$P_{\max} = N_{II}'/A + M_{II}'/W = 183,9/0,54 + 43/0,08 = 878,06 \text{ кПа};$$

$$P_{\min} = N_{II}'/A - M_{II}'/W = 183,9/0,54 - 43/0,08 = 196,94 \text{ кПа};$$

Условие $P_{\min} \geq 0$ выполняется при обеих комбинация I – $233,65 > 0$ и II – $196,94 > 0$.

Условие $P_{\max} \leq 1,2R$ не выполняется при обеих комбинациях, так как $891,35 > 687,85$ кПа и $878,06 > 687,85$ кПа, поэтому увеличиваем длину и ширину фундамента на 0,6 м и 0,9 м соответственно; получаем $l = 1,5$ м и $b = 1,5$ м.

Площадь подошвы фундамента будет составлять

$$A = b \cdot l = 1,5 \cdot 1,5 = 2,25 \text{ м}^2.$$

Вес фундамента:

$$N_{\phi} = b \cdot l \cdot d \cdot \gamma_{\text{ср}} = 1,5 \cdot 1,5 \cdot 2,55 \cdot 20 = 114,75 \text{ кН};$$

Для первой комбинации

$$N' = N^{\text{II}} + N_{\text{ст}}^{\text{II}} + N_{\phi} = 139,13 + 10,91 + 114,75 = 264,79 \text{ кН};$$

$$P_{\text{ср}} = N'/A = 264,79/2,25 = 117,68 \text{ кПа}.$$

Для второй комбинации

$$N' = N^{\text{II}} + N_{\text{ст}}^{\text{II}} + N_{\phi} = 145,45 + 10,91 + 114,75 = 271,11 \text{ кН};$$

$$P_{\text{ср}} = N'/A = 271,11/2,25 = 120,49 \text{ кПа}.$$

Полученные средние давления сопоставляем с расчётным сопротивлением.

Условие $P_{\text{ср}} \leq R$ для первой комбинации выполняется $117,68 < 517,67$ кПа.

Условие $P_{\text{ср}} \leq R$ для второй комбинации выполняется $120,49 < 517,67$ кПа.

$$W = b \cdot l^2/6 = 1,5 \cdot 1,5^2/6 = 0,56 \text{ м}^3 \text{ (для прямоугольной подошвы)}.$$

Первая комбинация

$$P_{\max} = N'/A + M'/W = 264,79/2,25 + 45/0,56 = 198,04 \text{ кПа};$$

$$P_{\min} = N'/A - M'/W = 264,79/2,25 - 45/0,56 = 37,32 \text{ кПа}.$$

Вторая комбинация

$$P_{\max} = N_{II}'/A + M_{II}'/W = 271,11/2,25 + 43/0,56 = 197,28 \text{ кПа};$$

$$P_{\min} = N_{II}'/A - M_{II}'/W = 271,11/2,25 - 43/0,56 = 43,73 \text{ кПа};$$

Условие $P_{\max} \leq 1,2R$ выполняется при обеих комбинациях I – $198,04 < 687,85$ кПа и II – $197,28 < 687,85$ кПа.

Условие $P_{\min} \geq 0$ выполняется при обеих комбинациях I – $37,32 > 0$ и II – $43,73 > 0$.

Окончательно принимаем фундамент $b = 1500$ мм, $l = 1500$ мм.

3.1.7 Конструирование столбчатого фундамента

Столбчатый фундамент состоит из плиты, на которую затем монтируют клецошатую колонну при помощи двухсрезных нагелей. Данная конструкция состоит из нагелей, сварных столиков и анкерных болтов. Передача усилий с клецошатой колонны на фундамент происходит по следующей схеме: древесина-нагели-сварные столики-анкерные болты-фундамент. Защемление колонны в фундамент представлен на рисунке 3.2.

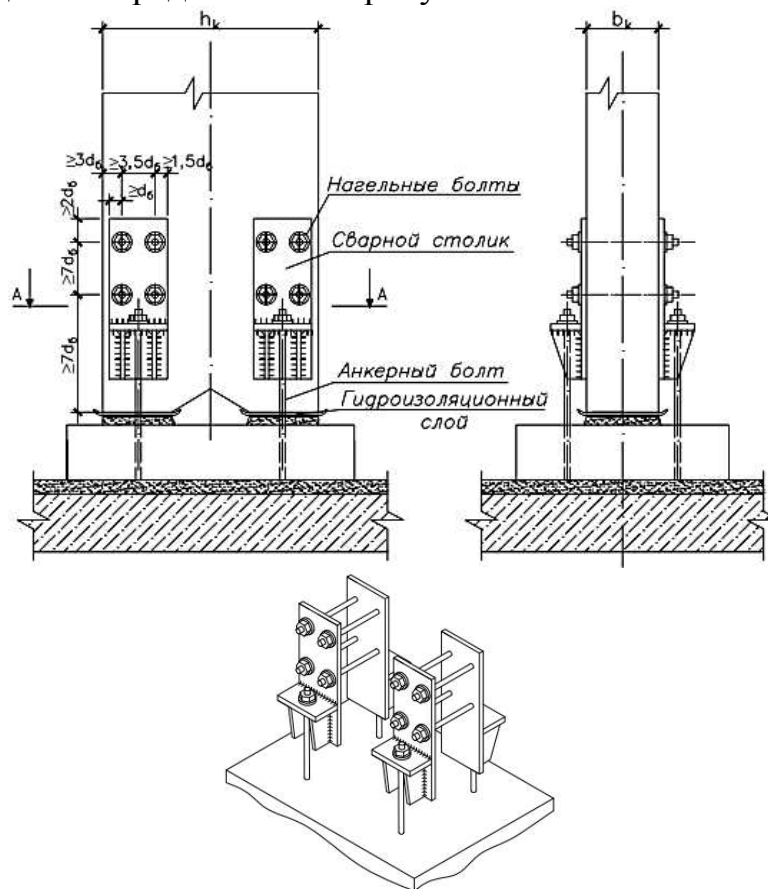


Рисунок 3.2 – Защемление клецошатой колонны в фундамент

Отметка верхнего обреза фундамента принимается – 0,150 м. Продольная ось колонны совмещается с геометрическим центром подошвы фундамента.

Размеры фундамента должны быть модульными, в плане и по высоте кратны 300 мм, при этом высота ступеней равна 300 мм. Вылет ступеней по размеру должен быть не меньше высоты ступени, вылеты ступеней составляют 300 мм. Фундамент имеет одну ступень. Верх фундамента принимаем сечением 900x900 мм.

$$x_1 = \frac{b-b_{cf}}{2} = \frac{1,5-0,9}{2} = 0,3 \text{ м};$$

$$x_2 = \frac{l-l_{cf}}{2} = \frac{1,5-0,9}{2} = 0,3 \text{ м}.$$

3.1.8 Расчёт осадки фундамента

Расчет основания по деформациям заключается в проверке условия:

$$S < S_u;$$

где S – ожидаемая деформация фундамента (средняя осадка), определяемая расчетом при проектировании фундамента;

S_u – предельная совместная деформация основания и сооружения. Для здания ДООУ равняется 15 см.

Расчет осадки методом послойного суммирования представлен в таблице 3.4.

3.1.9 Проверка на продавливание

Плитная часть фундамента проверяется расчетом на продавливание. При этом продавливающая сила должна быть воспринята бетонным сечением без постановки поперечной арматуры.

Высоту подколонника принимаем конструктивно $h_{cf} = 900$ мм.

Данный фундамент является высоким, так как высота подколонника удовлетворяет условию

$$h_{cf} - d_p \geq 0,5(l_{cf} - l_c), \tag{3.10}$$

где h_{cf} – высота подколонника;

d_p – глубина стакана;

l_{cf} – длина поперечного сечения подколонника;

l_c – длина поперечного сечения колонны;

$$h_{cf} - d_p \geq 0,5(l_{cf} - l_c) = 0,9 - 0 \geq 0,5 \cdot (0,9 - 0) = 0,9 > 0,45 \text{ м}.$$

Проверка плитной части на продавливание подколонником производится из условия

$$F \leq b_m \cdot h_{op} \cdot R_{bt}, \quad (3.11)$$

где F – сила продавливания по одной, наиболее нагруженной грани фундамента, определяемая по формуле

$$F = A_0 \cdot p_{\max} = 0,0725 \cdot 198,04 = 14,36 \text{ кН};$$

$$A_0 = 0,5 \cdot b \cdot (1 - l_{cf} - 2 \cdot h_{op}) - 0,25 \cdot (b - b_{cf} - 2 \cdot h_{op})^2 = 0,5 \cdot 1,5 \cdot (1,5 - 0,9 - 2 \cdot 0,25) - 0,25 \cdot (1,5 - 0,9 - 2 \cdot 0,25)^2 = 0,0725;$$

h_{op} – рабочая высота плитной части фундамента;

$$h_{op} = n_{ст} \cdot 0,3 - 0,05 = 1 \cdot 0,3 - 0,05 = 0,25 \text{ м};$$

p_{\max} – максимальное давление под подошвой фундамента от расчетных нагрузок в уровне верха плитной части (обреза верхней ступени), равное 198,04 кН/м².

Так как

$$b - b_{cf} > 2 \cdot h_{op} = 1,5 - 0,9 > 2 \cdot 0,25 = 0,6 > 0,5,$$

то

$$b_m = b_{cf} + h_{op} = 0,9 + 0,25 = 1,15.$$

$R_{bt} = 750$ кПа, так как класс бетона В15.

$$F \leq b_m \cdot h_{op} \cdot R_{bt} = 14,36 < 1,15 \cdot 0,25 \cdot 750 = 14,36 < 215,625 \text{ кН}.$$

Условие выполняется, то есть, продавливания плитной части фундамента подколонника не наблюдается.

3.1.10 Расчет армирования плитной части

Подбор диаметра арматуры для сетки С1 осуществляется в результате расчёта фундамента по прочности. Под давлением отпора грунта фундамент изгибается, в сечениях фундамента возникают моменты, которые можно определить по формуле

$$M_i = ((N \cdot c_i^2)/2l) \cdot (1 + 6 \cdot e_0/l - 4 \cdot e_0 \cdot c_i/l^2), \quad (3.12)$$

где N – расчётная (для первого предельного состояния) нагрузка на основание без учёта веса фундамента и грунта на его обрезах;

$$N = N_{k,max} + N_{ст} = 160 + 12 = 172 \text{ кН};$$

e_0 – эксцентриситет нагрузки при моменте M , приведенном к подошве фундамента

$$e_0 = M_{max}^I + Q_2^I \cdot h - N_{ст} \cdot \alpha; \quad (3.13)$$

$$e_0 = (M_{max}^I + Q_2^I \cdot h - N_{ст} \cdot \alpha) / N = (30 + 10 \cdot 2,4 - 12 \cdot 0,35) / 160 = 0,31 \text{ м};$$

c_i – вылет ступеней;

Площадь рабочей арматуры равна

$$A_s = M / (\epsilon_r \cdot h_{0i} \cdot R_s), \quad (3.14)$$

где h_{0i} – рабочая высота сечения, определяемая как расстояние от верха сечения до центра рабочей арматуры (приведена в таблице 3.5);

R_s – расчетное сопротивление арматуры, для арматуры класса А-III периодического профиля диаметром 10-40мм, равное 365000кПа;

ϵ_r - коэффициент, зависящий от величины α_m

$$\alpha_m = M / (b \cdot h_0^2 \cdot R_b); \quad (3.15)$$

b – ширина сжатой зоны сечения (приведена в таблице 3.5);

R_b – расчетное сопротивление бетона сжатию, для бетона марки В15 равно 8,5 МПа.

Таблица 3.5 – Значения вылета ступеней, рабочей высоты и ширины сжатой зоны в зависимости от сечения

Сечение	c_i	b_i	h_{0i}
1	2	3	4
1-1	0,45	2,1	0,25
2-2	0,75	1,2	0,55
3-3	1,1	1,2	2,35
1'-1'	0,45	2,7	0,25
2'-2'	0,85	1,2	2,35

Исходя из данных формул и таблицы 3.5 производим вычисления и заполняем таблицу 3.6.

Таблица 3.6 – Расчёт площади арматуры в зависимости от сечения

Сечение	c_i	$\frac{Nc_i^2}{2 \cdot l(b)}$	$1 + \frac{6 \cdot e_0}{l} - \frac{4 \cdot e_0 \cdot c_i}{l^2}$	M, кНм	α_m	ε_r	h_{0i}	$A_s, \text{см}^2$
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1-1	0,3	5,16	2,41	12,44	0,016	0,992	0,25	1,37
2-2	0,445	11,35	2,49	28,26	0,012	0,994	0,55	1,42
1'-1'	0,3	5,16	2,41	12,44	0,016	0,992	0,25	1,37
2'-2'	0,4925	13,91	2,51	34,91	0,015	0,9925	2,35	1,75

Из таблицы 3.6 видно, что наибольшее требуемое сечение продольной арматуры составляет 1,42 см²; для поперечной арматуры 1,75 см².

По сортаменту подбираем арматуру для компоновки сварной сетки С1.

Продольная арматура

$$1500 - 50 - 50 - 50 - 50 = 1300 = 6 \cdot 200 + 100 \rightarrow 8 \text{ стержней};$$

$$1,42/8 = 0,18 \text{ см}^2;$$

Поперечная арматура

$$1500 - 50 - 50 - 50 - 50 = 1300 = 6 \cdot 200 + 100 \rightarrow 8 \text{ стержней};$$

$$1,75/8 = 0,22 \text{ см}^2;$$

Конструируем сетку С-1 следующим образом. Шаг арматуры в обоих направлениях принимаем 200 мм, т.е. сетка С-1 имеет в направлении 1 - 8 стержней и в направлении b - 8 стержней. Диаметр арматуры в направлении 1 принимаем по сортаменту 10 мм (для 8 Ø10А-III - $A_s = 0,785 \text{ см}^2$, что больше 0,18 см²), в направлении b – 10 мм (для 8 Ø10А- III - $A_s = 0,785 \text{ см}^2 > 0,22 \text{ см}^2$). Длины стержней принимаем соответственно 1300 мм и 1300 мм.

Подколонник армируем двумя сетками С-2, принимая рабочую (продольную) арматуру конструктивно Ø10А-III с шагом 200 мм, поперечную Ø6А-I с шагом 600 мм, причем предусматриваем ее только на участке от дна стакана до подошвы. Длина рабочих стержней 1300 мм, длина поперечной арматуры - 1300 мм. В пределах стакана распределительная арматура не ставится.

Горизонтальное конструктивное армирование стаканной части подколонника осуществляется сварными плоскими сетками из 4 стержней диаметром 8 мм класса АI; стержни располагаются у внутренней и наружной поверхности стакана.

Толщина защитного слоя бетона для рабочей арматуры подколонника принимается не менее 30 мм, для подошвы фундамента 50 мм.

Под фундаментом устраивается подготовка из бетона В7,5 толщиной 100 мм.

3.2 Проектирование свайного фундамента

3.2.1. Назначение вида сваи и её параметров

В данном проекте проектируем висячие сваи, опирающиеся на сжимаемые грунты и передающие нагрузку остриём и боковой поверхностью. Придерживаемся основных правил проектирования свайного фундамента:

- сваи должны заглублять в наиболее прочные грунты (для данного проекта принимаем грунт песок средней крупности, отметка верха грунта -6,0 м);
- сваю необходимо заглублять в опорный грунт не менее, чем на 1 м, при этом, до конца подошвы опорного слоя тоже должно быть не меньше 1;
- свая должна прорезать слабые грунты и заходить в нижележащие слои не менее, чем на 2 м (в данном проекте слабые грунты отсутствуют);
- сваи изготавливаются от 3 до 12 м с шагом 1 м.

Глубину заложения ростверка принимаем -1,65 м, отметку верха сваи назначаем на 0,3 м выше отметки ростверка, т.е. -1,35 м.

Высота ростверка принимается равной 1,5 м.

Длина сваи составляет

$$(1,65 - 1,35) + (6 - 1,65) + 0,5 = 5,15 \approx 6 \text{ м.}$$

Выбираем для дальнейшего проектирования сваю С60.30.

3.2.2 Определение несущей способности свай

Проектируя висячие сваи, определяем их несущую способность по формуле

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \cdot \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i), \quad (3.16)$$

где $\gamma_c = 1$ – коэффициент условий работы сваи в грунте;

$R = 3735$ кПа – расчетное сопротивление грунта под нижним концом забивных свай [2, т.2];

$A = 0,09 \text{ м}^2$ – площадь поперечного сечения сваи;

$u = 1,2 \text{ м}$ – периметр поперечного сечения сваи;

f_i – расчетное сопротивление грунта на боковой поверхности сваи в пределах i -го слоя грунта, кПа [2, т.3];

h_i – толщина i -го слоя грунта у боковой поверхности сваи, м;

$\gamma_{cR} = 1$ – коэффициент условия работы грунта под нижним концом сваи, принимаем как для свай сплошного сечения, погружаемых забивкой;

$\gamma_{cf} = 1$ – коэффициенты условий работы грунта по боковой поверхности сваи, принимаем как для свай, погружаемых забивкой и без лидерных скважин.

Для определения второго слагаемого формулы все необходимые данные сведём в таблицу (рисунок 3.4).

	Толщина слоя h_i , м	Расстояние от поверхности до середины слоя z , м	f_i , кПа	$f_i \cdot h_i$, кПа
	0,35	1,825	1	0,35
	2	3	48	96
	2	5	56	112
	1,35	9,675	65	87,75
				296,1

Рисунок 3.4 – Данные для определения прочности сваи по боковой поверхности

Таким образом, несущая способность сваи

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 3735 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 1 \cdot 296,1) = 691,35 \text{ кПа.}$$

Для определения числа свай в фундаменте необходимо назначить допускаемую нагрузку на одну сваю. Ориентировочные её значения равны

$$\frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{691,35}{1,4} = 493,8 \text{ кПа} < 800 \text{ кПа,} \quad (3.17)$$

где γ_k - коэффициент надежности 1,4.

3.2.3 Определение количества свай и размещение их в фундаменте

Количество свай в кусте n определяем, исходя из условия несущей способности свайных фундаментов, приравнивая расчётную нагрузку на сваю от здания к принятой допускаемой нагрузке на сваю

$$n = \frac{N_{\max}^I + N_{\text{ст}}^I}{\frac{F_d}{\gamma_k} - 0,9 \cdot d_p \cdot \gamma_{\text{ср}} - 1,1 \cdot 10 \cdot m_{\text{св}}}, \quad (3.18)$$

где N_{\max}^I – максимальная нагрузка на сваю по I-му предельному состоянию, кН;

$N_{\text{ст}}^I$ – нагрузка от веса стены по I-му предельному состоянию, кН;

d_p – глубина заложения ростверка, м;

$\gamma_{\text{ср}}$ – усреднённый удельный вес ростверка и грунта на его обрезах, кН/м;

$m_{\text{св}}$ – масса сваи С60.30, т;

$\frac{F_d}{\gamma_k}$ – из формулы (3.17).

$$n = \frac{160+12}{493,8-0,9 \cdot 1,65 \cdot 20 - 1,1 \cdot 10 \cdot 1,38} = 4,35 \approx 5 \text{ свай.}$$

Размещение свай в кустах осуществляется с учётом следующих требований:

- центр тяжести свайного куста должен совпадать или находиться возможно ближе к точке приложения равнодействующей постоянных нагрузок (в практике проектирования обычно совмещают центр тяжести свайного куста с вертикальной осью колонны);

- расстояние между осями соседних забивных свай в кусте должно быть не менее $3d$ (d - сторона квадратного поперечного сечения свай). Принимаем схему расстановки для 5 свай (рисунок 3.5).

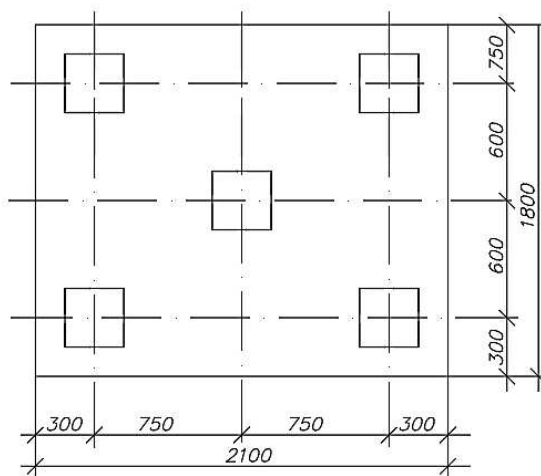


Рисунок 3.5 – Расстановка свай в кусте

3.2.4 Приведение нагрузок к подошве фундамента

Свайный куст рассчитывается на нагрузки, действующие по подошве ростверка. Поэтому все нагрузки приводятся к центру ростверка (продольной оси колонны) в уровне подошвы. Приведение нагрузок к подошве осуществляем по формулам

$$N' = N_{\max}^I + N_{\text{ст}}^I + b_p \cdot l_p \cdot d_p \cdot \gamma_{\text{ср}} \cdot 1,1; \quad (3.19)$$

$$M' = M_{\max}^I + Q_{\text{соотв}}^I \cdot 1,5 - N_{\text{ст}}^I \cdot a; \quad (3.20)$$

$$N' = 160 + 12 + 1,8 \cdot 1,8 \cdot 1,65 \cdot 20 \cdot 1,1 = 289,61 \text{ кН;}$$

$$M' = 30 + 10 \cdot 1,5 - 12 \cdot 0,35 = 40,8 \text{ кНм,}$$

где N' , M' - нагрузки, приведённые к подошве ростверка, кН, кНм;

b_p , l_p , d_p – геометрические размеры ростверка, м;

$\gamma_{\text{ср}}$ – усреднённый удельный вес ростверка и грунта на его обрезах, кН/м;
 N_{max}^I , M_{max}^I , $Q_{\text{соотв}}^I$ – максимальные нагрузки по I-му предельному состоянию, кН, кНм;
 $N_{\text{ст}}^I$ – нагрузка от веса стены по I-му предельному состоянию, кН;
 a – расстояние от оси колонны до оси наружной стены, м.

3.2.5 Определение нагрузок на каждую сваю

Нагрузка на сваю при действии моментов в одном направлении определяется по формуле

$$N_{\text{св}} = \frac{N'}{n} + \frac{M' \cdot y_i}{\sum (y_i)^2}, \quad (3.21)$$

где n – число свай;

y_i – расстояние от оси свайного куста до оси сваи, в которой определяется усилие, м.

Для определения y_i совестим начало системы координат с осью свайного куста, пронумеруем сваи (рисунок 3.6).

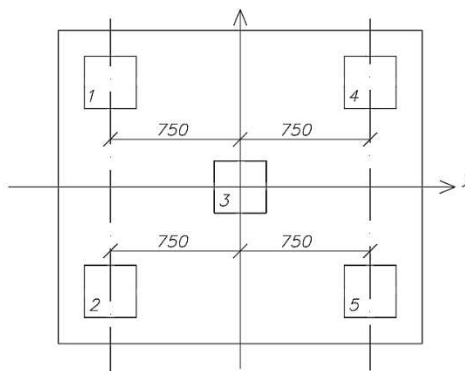


Рисунок 3.6 – Определение расстояний y_i

С учётом этих данных, нагрузка на сваю 1

$$N_{\text{св}}^1 = \frac{289,61}{3} + \frac{40,8 \cdot (-0,8)}{\sum 2 \cdot (-0,8)^2 + 2 \cdot (-0,8)^2} = 83,79 \text{ кН};$$

нагрузка на сваи 2 и 3

$$N_{\text{св}}^2 = N_{\text{св}}^3 = \frac{289,61}{3} + \frac{40,8 \cdot (0,4)}{\sum 2 \cdot (0,4)^2 + 2 \cdot (0,4)^2} = 122,04 \text{ кН};$$

Нагрузки на сваи должны удовлетворять критериям

$$N_{\text{кр}} \leq 1,2 \cdot \frac{F_d}{\gamma_k}; \quad (3.22)$$

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_k}; \quad (3.33)$$

$$N > 0. \quad (3.34)$$

Для максимальной нагрузки на сваи 2 и 3

$$122,04 \leq 1,2 \cdot 493,8 \text{ кН};$$

$$122,04 < 592,5 \text{ кН};$$

$$122,04 > 0;$$

Поскольку проверки сошлись, на данном этапе проектирование оставляем 3 сваи в кусте.

3.2.6 Конструирование ростверка

Размеры подколонника в плане для колонны сечением 215x310 мм назначаем 900x900 мм. Учитывая, что размеры ростверка в плане 1800x2100 мм, вылеты ступеней составят 150 мм.

Проверка осуществляется по формуле

$$F \leq \frac{2R_{bt}}{\alpha} \left[\frac{h_{op}}{c_1} (b_c + c_2) + \frac{h_{op}}{c_2} (l_c + c_1) \right]. \quad (3.35)$$

Продавливающая сила F определяется как удвоенная сумма усилий в сваях с более нагруженной стороной ростверка

$$F = 2 \cdot N_2 + 2 \cdot N_3 = 2 \cdot 122,04 + 2 \cdot 122,04 = 488,16 \text{ кН}. \quad (3.36)$$

Класс бетона ростверка принимаем В15 с $R_{bt} = 750$ кПа, рабочая высота сечения ростверка (принимается равной расстоянию от дна стакана до плоскости рабочей арматуры плитной части) $h_{op} = 1,5 - 1,05 - 0,05 = 0,4$ м. Значение коэффициента α подсчитываем согласно [1] по формуле

$$\alpha = 1 - \frac{0,4 \cdot R_{bt} \cdot A_c}{N_k} = 1 - \frac{0,4 \cdot 750 \cdot 2(0,4+0,6) \cdot 1,05}{3000} = 0,72, \quad (3.37)$$

где $A_c = 2 \cdot (b_c + l_c) \cdot d_c$ – площадь боковой поверхности колонны в пределах её заделки в стакан;

N_k – расчётная нагрузка в уровне обреза фундамента.

Из рисунка 7 видно, что $c_1 = 0,35$ м, а $c_2 = 0,25$ м (расстояния от граней колонны до граней основания пирамиды продавливания), при этом соблюдаются условия

$$0,4 \cdot h_{op} \leq c_1 \leq h_{op}; \quad (3.38)$$

$$0,4 \cdot 0,4 = 0,16 \leq 0,35 \leq 0,4;$$

$$0,4 \cdot h_{op} \leq c_2 \leq h_{op};$$

$$0,4 \cdot 0,4 = 0,16 \leq 0,25 \leq 0,4;$$

С учётом этих данных

$$2589,2 \leq \frac{2 \cdot 750}{0,72} \cdot \left[\frac{0,4}{0,4} \cdot (0,4 + 0,4) + \frac{0,4}{0,4} \cdot (0,6 + 0,4) \right] = 4377,08 \text{ кН.}$$

Условие удовлетворяется.

Проведём проверку на продавливание угловой сваей по схеме, приведенной на рисунке 3.8.

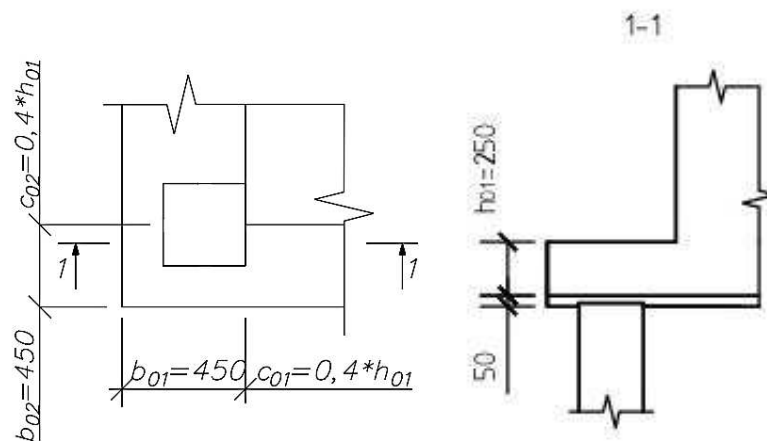


Рисунок 3.8 – Схема продавливания ростверка угловой сваей

Проверка производится по формуле

$$N_{сви} < R_{bt} \cdot h_{01} \cdot [\beta_1 \cdot (b_{02} + 0,5 \cdot c_{02}) + \beta_2 \cdot (b_{01} + 0,5 \cdot c_{01})], \quad (3.39)$$

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

h_{01} – рабочая высота ступени ростверка, м;

b_{01}, b_{02} – расстояния от внутренних граней свай до наружных граней ростверка, м;

c_{01}, c_{02} – расстояния от внутренних граней свай до подколонника, м;

β_1, β_2 – коэффициенты, принимаемые по [2, т.4].

Для c_{01}, c_{02} должно соблюдаться следующее требование

$$0,4 \cdot h_{01} \leq c_{01(02)} \leq h_{01}; \quad (3.40)$$

в противном случае

$$c_{01(02)} = 0,4 \cdot h_{01}. \quad (3.41)$$

$$c_{01} = c_{02} = 0,4 \cdot 0,25 = 0,1.$$

$$0,1 \leq 0,1 \leq 0,25.$$

С учётом этих данных

$$544,94 < 750 \cdot 0,25 \cdot [1 \cdot (0,45 + 0,5 \cdot 0,1) + 1 \cdot (0,45 + 0,5 \cdot 0,1)] = 187,5 \text{ кН.}$$

Условие не удовлетворяется, принимаем высоту ступени $h_{c1} = 0,6$ м. Тогда $h_{01} = 0,55$ м; $c_{01} = 0,4h_{01} = 0,22$ м; $c_{02} = 0,55$ м.

$$544,94 < 750 \cdot 0,55 \cdot [1 \cdot (0,45 + 0,5 \cdot 0,55) + 1 \cdot (0,45 + 0,5 \cdot 0,22)] = 530,06 \text{ кН.}$$

Условие не удовлетворяется, принимаем высоту ступени $h_{c1} = 0,75$ м. Тогда $h_{01} = 0,7$ м; $c_{01} = 0,4h_{01} = 0,28$ м; $c_{02} = 0,7$ м.

$$544,94 < 750 \cdot 0,7 \cdot [1 \cdot (0,45 + 0,5 \cdot 0,7) + 1 \cdot (0,45 + 0,5 \cdot 0,28)] = 729,75 \text{ кН.}$$

Условие выполняется.

Выполним расчёт армирования ростверка. Расчёт производится таким же образом, как и у столбчатого фундамента, с той разницей, что к плите ростверка прикладывается на распределённая, а сосредоточенная нагрузки в местах опирания на сваи. Схема для определения расчётных сечений приведена на рисунке 9.

Моменты в сечениях ростверка определяются по формулам

$$M_{X_i} = \sum N_{св} \cdot X_i; \quad (3.42)$$

$$M_{Y_i} = \sum N_{св} \cdot Y_i, \quad (3.43)$$

где $N_{св}$ – расчётная нагрузка на сваю, кН.

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

Для удобства сведём значения, найденные по рисунку 3.9 в таблицу 3.7.

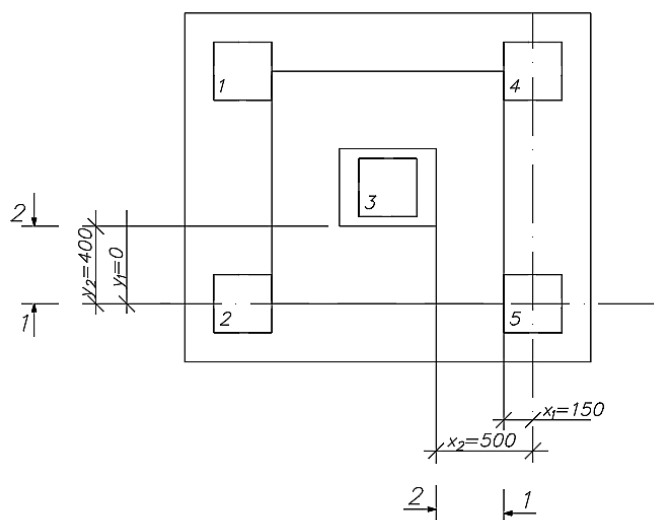


Рисунок 3.9 – Схема определения сечений

Таблица 3.7 – Значения вылета ступеней, рабочей высоты и ширины сжатой зоны в зависимости от сечения

Сечение	c_i	h_i	b_i
1	2	3	4
1-1	0	0,7	2,1
2-2	0,4	1,45	1,2
1'-1'	0,15	0,7	1,8
2'-2'	0,5	1,45	1,2

С учётом того, что площадь рабочей арматуры равна

$$A_s = \frac{M}{\varepsilon_r \cdot h_i \cdot R_s}; \quad (3.44)$$

коэффициент α_m подсчитывается по формуле

$$\alpha_m = \frac{M}{b_i \cdot h_i^2 \cdot R_b}; \quad (3.45)$$

нагрузка, необходимая для определения момента по оси X

$$N_{св} = N_4 + N_5 = 544,94 + 544,94 = 1089,88 \text{ кН};$$

нагрузка, необходимая для определения момента по оси Y

$$N_{св} = N_2 + N_5 = 273,94 + 544,94 = 818,88 \text{ кН};$$

коэффициент ε_r зависит от α_m и определяется по [1, прил.9], произведём вычисления и заполним таблицу 3.8.

Таблица 3.8 – Расчёт площади арматуры в зависимости от сечения

Сечение	c_i	$M, \text{кН}\cdot\text{м}$	α_m	ε_r	h_i	$A_s, \text{см}^2$
1	2	3	4	5	6	7
81-1	0	-	-	-	-	-
2-2	0,4	327,55	0,017	0,991	1,45	6,25
1'-1'	0,15	163,48	0,024	0,988	0,7	6,48
2'-2'	0,5	544,94	0,029	0,985	1,45	10,45

Из таблицы 3.8 видно, что наибольшее требуемое сечение продольной арматуры составляет $6,25 \text{ см}^2$; для поперечной арматуры $10,25 \text{ см}^2$.

По сортаменту подбираем арматуру для компоновки сварной сетки СІ.

Продольная арматура

$$2100 - 50 - 50 - 50 - 50 = 1900 = 9 \cdot 200 + 100 \rightarrow 11 \text{ стержней};$$

$$6,25 / 11 = 0,57 \text{ см}^2;$$

Принимаем продольную арматуру $\varnothing 10\text{АIII}$.

Поперечная арматура

$$1800 - 50 - 50 - 50 - 50 = 1600 = 8 \cdot 200 \rightarrow 9 \text{ стержней};$$

$$10,25 / 9 = 1,14 \text{ см}^2;$$

Принимаем поперечную арматуру $\varnothing 14\text{АIII}$.

3.2.7 Подбор сваебойного молота и назначение контрольного отказа

Критериями контроля несущей способности свай при погружении являются глубина погружения и отказ. От глубины погружения зависит величина несущей способности, однако в связи с невысокой точностью расчётов этой величины и изменчивостью грунтовых условий одного этого критерия недостаточно. Поэтому обязателен и другой критерий - достижение сваей в конце забивки контрольного отказа (отказ – величина погружения сваи за один удар молота), назначаемого при проектировании.

Чтобы рассчитать отказ, нужно предварительно выбрать молот, которым предпочтительно забивать сваи.

Основные параметры, необходимые для подбора молота и подсчёта отказа:

m_1 – полная масса молота [2, т.5];

$m_2 = m_{\text{св}} = 1,38 \text{ т}$ – масса сваи С60.30 [2, прил.5];

$m_3 = 0,2 \text{ т}$ – масса подголовника;

m_4 – масса ударной части молота [2, т.5].

Предварительный подбор молота производим по отношению массы ударной части m_4 к массе сваи m_2

$$\frac{m_4}{m_2} = 1,25; \quad (3.46)$$

$$m_4 = m_2 \cdot 1,25 = 1,38 \cdot 1,25 = 1,725.$$

Исходя из этого значения по [2, т.5] принимаем трубчатый дизель-молот С-996 с $m_4 = 1,8$ т, $m_1 = 3,65$ т.

Отказ в конце забивки сваи определяется по формуле

$$S_a = \frac{E_d \cdot \eta \cdot A}{F_d \cdot (F_d + \eta \cdot A)} \cdot \frac{m_1 + 0,2 \cdot (m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3} = \frac{45,4 \cdot 1500 \cdot 0,09}{691,35 \cdot (691,35 + 1500 \cdot 0,09)} \cdot \frac{3,65 + 0,2 \cdot (1,38 + 0,2)}{3,65 + 1,38 + 0,2} = 0,003 \text{ м}, \quad (3.47)$$

где E_d – расчётная энергия удара дизель-молота [2, т.5], кДж;

η – коэффициент;

A – площадь поперечного сечения сваи, м²;

F_d – несущая способность сваи, кН [п. 3.2].

Отказ, посчитанный по формуле 51, удовлетворяет условию

$$S_a \geq 0,002; \quad (3.48)$$

$$0,003 > 0,002.$$

Таким образом, сваебойное оборудование подобрано верно, и энергии удара выбранного трубчатого дизель-молота С-996 достаточно для забивки сваи С60.30.

3.3 Определение объёмов и стоимости работ устройства столбчатого и свайного фундаментов

Подсчет стоимости и трудозатрат для упрощения ведется для фундаментов под одну колонну. При этом учитываются только те виды и объемы работ, которые отличаются при устройстве фундаментов, например: земляные, свайные работы, изготовление монолитного фундамента.

Последовательность устройства столбчатого фундамента:

- 1) Разработка грунта экскаватором;
- 2) ручная разработка грунта;
- 3) устройство бетонной подготовки;
- 4) устройство монолитного железобетонного фундамента;
- 5) обратная засыпка.

Последовательность устройства свайного фундамента:

- 1) Разработка грунта экскаватором;
- 2) ручная разработка грунта;
- 3) погружение свай;
- 4) срубка свай;

- 5) устройство опалубки ростверков при воздушной прослойке;
- 6) устройство монолитного железобетонного ростверка;
- 7) обратная засыпка.

Группа грунта по трудоемкости его разработки соответствует 2-ой группе.

Расчет стоимости работ и трудоемкости по возведению данных фундаментов ведется на базе расценок и норм трудозатрат 2000 г.

Объемы и стоимость работ устройства столбчатого фундамента представлены в таблице 3.9.

Объемы и стоимость работ устройства свайного фундамента представлены в таблице 3.10.

Таблица 3.9 – Объемы и стоимость работ устройства столбчатого фундамента

Шифр	Наименование работ и вид затрат	Единица измер-я	Объем	Стоимость, руб.		Трудоёмкость, чел./ч.	
				Единицы	Всего	Единицы	Всего
01-01-003-08	Разработка экскаватором грунта 2-ой группы.	1000 м ³	0,0127	4474,1	56,82	10,2	0,13
-	Ручная разработка грунта	100 м ³	0,0567	2184,1	123,8	226,8	1,28
06-01-001-01	Устройство подготовки из бетона В7,5	100 м ³	0,0775	6429,76	49,83	180,0	1,4
06-01-001-07	Устройство монолитных железобетонных фундаментов (ростверков) объемом до 10 м ³	100 м ³	0,054	12022,9	649,24	483,8	26,13
СЦМ 204-0025	Покупка арматуры стержневой А-III	т	0,0792	8134,9	644,28	-	-
СЦМ 204-0003	Покупка арматуры стержневой А-I	т	0,0043	9372,4	40,30	-	-
01-01-034-02	Обратная засыпка грунта бульдозером	1000 м ³	0,0112	976,8	10,94	-	-
Итого:					1575,21		27,53

Таблица 3.10 – Объемы и стоимость работ устройства свайного фундамента

Шифр	Наименование работ и вид затрат	Единица измер-я	Объем	Стоимость, руб.		Трудоёмкость, чел./ч.	
				Единицы	Всего	Единицы	Всего
01-01-003-08	Разработка экскаватором грунта 2-ой группы.	1000 м ³	0,0249	4474,1	111,62	10,2	0,25
-	Ручная разработка грунта	100 м ³	0,0385	2184,1	84,08	226,8	8,08
СЦМ-441-300	Покупка свай	м ³	2,7	904,6	4884,84	-	-
05-01-010-01	Срубка свай площадью до 0,1 м ²	Свая	5	115,5	577,5	1,4	7,0
-	Устройство опалубки ростверков при воздушной прослойке	1 м ² опалубки	0,84	25,9	21,76	0,93	0,78
06-01-001-06	Устройство монолитных железобетонных фундаментов (ростверков) объемом до 5 м ³	100 м ³	0,0236	15135,0	348,11	610,6	14,41
СЦМ 204-0025	Покупка арматуры стержневой А-III	т	0,0560	8134,9	455,55	-	-
СЦМ 204-0003	Покупка арматуры стержневой А-I	т	0,004	9372,4	37,49	-	-
01-01-034-02	Обратная засыпка грунта бульдозером	1000 м ³	0,0198	976,8	19,34	-	-
Итого:					9635,03		52,12

3.4 Сравнение вариантов

Стоимость возведения свайного фундамента превышает стоимость столбчатого в 6,2 раз. Устройство свайного фундамента в 1,89 раза трудозатратнее чем устройство столбчатого фундамента.

Из проанализированных данных можно сделать вывод, что в данном случае наиболее целесообразным будет возведение фундамента мелкого заложения, а именно столбчатого монолитного железобетонного.

4 Технология строительного производства

4.1 Технологическая карта на возведение каркаса здания

В рамках разработки проектной документации выполняем технологическую карту на монтаж каркаса из клееной древесины для двух совместно возведённых зданий разного назначения.

4.1.1 Область применения

Разрабатываемая ТК предназначена для нового строительства зданий жилого и общественного назначения, а именно 9-этажного жилого дома на 80 квартир и дошкольного образовательного учреждения на 100 мест.

В настоящей ТК приведены указания по организации и технологии производства работ по монтажу каркаса из клееной древесины, определён состав производственных операций, требования к контролю качества и приемке работ, плановая трудоемкость работ, трудовые, производственные и материальные ресурсы, мероприятия по промышленной безопасности и охране труда.

Нормативной базой для разработки технологической карты являются:

- чертежи зданий жилого и общественного назначения;
- строительные нормы и правила (СП 64.13330.2017, СП 70.13330.2012, ГОСТ 20850-2014);
- заводские инструкции и технические условия;
- нормы и расценки на строительно-монтажные работы (ЕНиР Е6-8, ЕНиР Е6-10, ЕНиР Е8-3-9).

Типовая технологическая карта разработана для инженерно-технических работников и рабочих с целью ознакомления их с правилами производства работ по монтажу каркаса из клееной древесины с применением наиболее современных средств механизации, прогрессивных конструкций и способов выполнения работ.

Технологическая карта разработана на следующие объёмы работ:

- монтаж клееных колонн 840 шт.;
- монтаж клееных балок 591 шт.;
- монтаж плит перекрытий/покрытий из панелей типа CLT 2784 шт.

4.1.2 Общие положения

В состав работ, последовательно выполняемых при монтаже клееных колонн входят следующие технологические операции:

- разметка мест установки балок и панелей, установка узловых деталей;
- установка колонн на опорные поверхности;
- выверка и закрепление колонн в проектном положении.

В состав работ, последовательно выполняемых при монтаже клееных балок входят следующие технологические операции:

- подъем балок;
- крепление стальной закрытой опоры гвоздями и шурупами к балке и колонне;
- выверка по уровню.

В состав работ, последовательно выполняемых при монтаже плит перекрытий/покрытий из панелей типа CLT входят следующие технологические операции:

- подъём плит перекрытий/покрытий;
- укладка плит перекрытий/покрытий на балки;
- заделка стыков.

Работы по монтажу клееных колонн, клееных балок и плит перекрытий/покрытий из панелей типа CLT следует выполнять, руководствуясь следующими нормативными документами:

- СП 70.13330.2012 Несущие и ограждающие конструкции. Актуализированная редакция;
- СП 64.13330.2017 Деревянные конструкции. Актуализированная редакция;
- ГОСТ 20850-2014 Конструкции деревянные клееные несущие. Общие технические условия;
- СНиП 12-03-2001 Безопасность труда в строительстве. Часть 1. Общие требования;
- СТО НОСТРОЙ 2.11.88-2013 Строительные конструкции деревянные. Сборка и монтаж конструкций деревянных клееных. Правила, контроль выполнения и требования к результатам работ.

4.1.3 Организация и технология выполнения работ

Основные работы по возведению производственного здания делятся на подготовительные, основные и заключительные.

Подготовительные работы:

- оформление разрешительной, исполнительной и технической документации;
- организация рабочей зоны строительной площадки;
- разбивка и принятие осей здания;
- возведение стаканов фундамента под колонны;
- транспортировка и складирование оборудования материалов и конструкций.

Основные работы:

- строповка и расстроповка конструкций;
- подъем, наводка и установка конструкций на опоры;
- выверка и временное закрепление конструкций;
- постоянное закрепление конструкций.

Заключительные работы:

- уборка и восстановление обустройства территории.

В соответствии с СП 48.13330.2011 «Организация строительного производства» основанием для начала работ по монтажу деревянных конструкций служит Акт технической готовности нулевого цикла (фундаментов) к монтажу. К акту приемки прилагают исполнительные геодезические схемы с нанесением положения опорных поверхностей в плане и по высоте.

Приемку деревянных конструкций необходимо производить в соответствии с требованиями [СП70, п. 3, п. 8]. При приемке клееных деревянных конструкций следует также учитывать требования ГОСТ 20850.

Конструкции, имеющие или получившие при транспортировании и хранении дефекты и повреждения, устранение которых в условиях стройплощадки не допускается (например, расслоение клеевых соединений, сквозные трещины и т.д.), запрещается монтировать до заключения проектной организации-разработчика. В заключении выносится решение о возможности применения, необходимости усиления поврежденных конструкций или замене их новыми.

Плиты покрытий должны поставляться укомплектованными типовыми крепежными элементами и материалами для заделки стыков.

При выполнении работ по складированию, перевозке, хранению и монтажу деревянных конструкций следует учитывать их специфические особенности:

- необходимость защиты от длительных атмосферных воздействий, в связи с чем при производстве работ следует предусматривать, как правило, монтаж здания по захваткам, включающий последовательное возведение несущих и ограждающих конструкций, кровли в короткий срок;

- обеспечение минимально возможного числа операций по кантовке и перекладыванию деревянных конструкций в процессе погрузки, выгрузки и монтажа.

Деревянные конструкции или их элементы следует хранить защищенными от атмосферных воздействий (дождя, снега, УФ-лучей). Конструкции следует располагать в проектом положении на подкладках или временных опорах на высоте не менее 0,5 м от уровня площадки складирования.

Перед монтажом деревянных конструкций, которые контактируют с более теплопроводными материалами (бетон и др.), необходимо выполнить работы по устройству между ними гидроизоляционных и, при необходимости, теплоизоляционных прокладок.

До начала работ по монтажу деревянных конструкций должны быть закончены предшествующие работы:

- выполнены части здания (фундаменты, стены, колонны), служащие опорами несущих элементов деревянных конструкций;

- проложены временные автомобильные дороги;

- подготовлена и спланирована площадка для промежуточного складирования;

- проведены сети временного электроснабжения строительной площадки и бытового городка;

- выполнено обозначение на местности границы опасных зон действия кранов и выставлено сигнальное ограждение и знаки, запрещающие вход в эту зону людей.

Монтаж несущих деревянных конструкций следует производить в соответствии с ППР, разработанным специализированной организацией при участии проектной организации-разработчика или согласовании с ней.

Огнезащитные покрытия на деревянные конструкции наносятся после их монтажа в проектное положение и обязательного устройства кровли, если иное не обосновано проектом огнезащиты.

После завершения основных работ очистить строительную площадку от строительного мусора, снять ограждения и предупредительные знаки опасных зон. Убрать с территории технологическое оборудование, оснастку и инструменты.

Передать подрядчику исполнительную и техническую документацию на выполненные работы.

4.1.4 Требования к качеству работ

Согласно СП 70.13330.2011 (пункт 8.1.1), конструкции, имеющие или получившие при транспортировании и хранении дефекты и повреждения, устранение которых в условиях строительной площадки не допускается (например, расслоение клеевых соединений, сквозные трещины и пр.), монтировать запрещается. Монтаж возобновляют после получения заключения от лица, осуществляющего подготовку проектной документации (далее – проектировщика), о возможности применения, необходимости усиления поврежденных конструкций или их замене.

При монтаже КДК должны быть приняты меры по предохранению их от атмосферных воздействий. Время между установкой конструкций и устройством кровли должно быть по возможности минимальным.

Примечание – Верхние грани несущих КДК должны быть защищены самоклеющимися герметизирующими лентами или гидроизоляционными материалами.

Перед подъемом монтажных элементов необходимо оснастить рабочую площадку, в соответствии с ППР, средствами подмащивания (переходными мостиками, подвесными люльками, подмостями, лестницами, ограждениями и т.п.), а также проверить для каждого монтажного элемента:

- соответствие его проектной марке;
- наличие закладных деталей и установочных рисков;
- отсутствие грязи, снега, наледи, повреждений защитного покрытия;
- наличие необходимых соединительных деталей и вспомогательных материалов;
- правильность и надежность закрепления грузозахватных устройств в соответствии с ППР.

Строповку монтируемых КДК надлежит выполнять в местах, указанных в РД или в ППР, и обеспечивать их подъем и подачу к месту установки в

положении, близком к проектному. Необходимость изменения мест строповки должна быть согласована с проектировщиком. Запрещается строповка в произвольных местах.

Монтируемые деревянные конструкции следует поднимать плавно, без рывков, раскачивания и вращения, с применением оттяжек. При подъеме вертикально расположенных конструкций используют одну оттяжку. При подъеме горизонтально расположенных конструкций – не менее двух. Поднимать деревянные конструкции следует в два приема: сначала на высоту 20 – 30 см, затем, после проверки надежности строповки, производить дальнейший подъем.

При монтаже должны быть обеспечены:

- безопасность производства работ (5.7.8); СТО НОСТРОЙ 2.11.88-2013 20
- устойчивость и неизменяемость положения деревянных конструкций на всех стадиях монтажа (5.7.9);
- точность положения деревянных конструкций при монтаже (5.7.10);
- прочность монтажных соединений.

До расстроповки установленные деревянные конструкции должны быть надежно закреплены в соответствии с ППР. До окончания выверки и надежного (временного или проектного) закрепления деревянных конструкций не допускается опирать на них вышележащие конструкции, если такое опирание не предусмотрено ППР.

Деревянные конструкции следует устанавливать в проектное положение по принятым ориентирам (рискам, закладным деталям, упорам, граням и т.п.).

Допуски и отклонения, характеризующие точность положения деревянных конструкций, регламентируются в ППР в зависимости от заданного класса точности (определяемого функциональными, конструктивными, технологическими и экономическими требованиями, видом ограждающих конструкций) и определяются по ГОСТ 21779. Кроме того, отклонения не должны превышать значений, указанных в СП 70.13330.2011 (таблица 8.1, пункт 8.1.7).

При установке временно закрепленных деревянных конструкций, положение которых может измениться в процессе их постоянного закрепления и нагружения последующими конструкциями, величина отклонения принимается по ППР. В случае отсутствия в ППР специальных указаний, величина отклонения определяется по ГОСТ 21779.

При контакте КДК с кирпичной кладкой, грунтом, монолитным бетоном и т.п. до начала монтажа необходимо выполнить предусмотренные РД изоляционные и биозащитные работы.

Металлические конструкции и детали, применяемые для деревянных конструкций, защищают антикоррозионным покрытием, в соответствии со степенью агрессивного воздействия среды, по СП 28.13330.2012 (раздел 5), и указывают в РД.

Крепежные элементы (гвозди, шурупы, болты, шпильки и т.д.), применяемые для КДК, защищают цинковым покрытием в соответствии с

требованиями СП 28.13330.2012 (пункт 9.3.7) или выполняются из нержавеющей стали.

Допуски и отклонения, характеризующие точность строительных и монтажных работ, регламентируются в ППР в зависимости от заданного класса точности (определяемого функциональными, конструктивными, технологическими и экономическими требованиями, видом ограждающих конструкций) и определяются по ГОСТ 21779. Остальные предельные отклонения не должны превышать указанных в таблице 4.1.

Таблица 4.1 – Предельные отклонения

Технические требования	Предельные отклонения	Контроль (метод, объем, вид регистрации)
1	2	3
Отклонение глубины врубок или врезок от проектной	±2 мм	Измерительный, каждый элемент
Отклонение в расстояниях между центрами рабочих болтов, нагелей, шпонок в соединениях относительно проектных:		Измерительный, выборочный
- для входных отверстий - для выходных отверстий поперек волокон - для выходных отверстий вдоль волокон	±2 мм 2% толщины пакета, но не более 5 мм 4% толщины пакета, но не более 10 мм	
Отклонение в расстояниях между центрами гвоздей со стороны забивки в гвоздевых соединениях	±2 мм	Измерительный, выборочный
Отклонение граней: венцов рубленых стен от горизонтали на 1 м длины и стен перегородок от вертикали на 1 м высоты	±3 мм	Измерительный, в каждом венце

4.1.5 Потребность в материально-технических ресурсах

Механизация строительных и специальных строительных работ должна быть комплексной и осуществляться комплектами строительных машин, оборудования, средств малой механизации, необходимой монтажной оснастки, инвентаря и приспособлений. Средства малой механизации, оборудование, инструмент и технологическая оснастка, необходимые для выполнения монтажных работ, должны быть скомплектованы в нормоконспекты в соответствии с технологией выполняемых работ. Перечень основного необходимого оборудования, машин, механизмов, и инструментов для производства монтажных работ представлен на рисунке 4.1.

Наименование машин, механизмов, станков, инструментов и материалов	Марка	Количество, шт
Кран башенный	КБ-405.1.А	1
Кран самоходный пневмоколёсный	КС-4361	1
Универсальная траверса	l = 6500мм	2
Инвентарный фиксатор	l=1285 мм	4
Инвентарный фиксатор	l=1535 мм	4
Вкладыш клиновой инвентарный	-	50
Ограждение вкладышей	-	8
Монтажная секционная приставная лестница с площадкой	m=853 кг, h=6-18 м	2
Лестница приставная монтажная	m=236 кг, h=7,2 м	4
Молоток строительный	-	2
Ключи трещоточные	-	4
Ключи накидные	-	4
Кельма	-	2
Ведро	-	2
Скребок	-	2
Зубила	-	2
Лом стальной строительный ЛМ24	-	2
Отвертка	-	2
Пила ручная дисковая	-	2
Лопата растворная	-	2
Лопата совковая	-	2
Сварочный агрегат	-	2
Стойка со страховочным канатом	h=1-1,2 м	4
Пояс монтажника	-	2
Временное ограждение	-	50
Уровень строительный УС-2	-	2
Рулетка измерительная РС-20	-	1
Рулетка измерительная РС-1	-	1
Теодолит Т-30	-	2
Нивелир Н-5КЛ	-	2

Рисунок 4.1 - Технологическая оснастка, инструмент, инвентарь и приспособления

Выбор крана для производства работ жилого здания

Для монтажа конструкций гражданских зданий предпочтение следует отдавать башенным кранам. На выбор башенных кранов большое влияние оказывают габаритные размеры монтируемой конструкции, их вес, требуемая высота подъёма элементов и принятый метод организации монтажных работ.

Наиболее тяжелым элементом является клееная балка 310x344x7000 мм массой 0,37 т. Выбираем строп грузовой канатный двухветвевой 2СК-16,0/10000 массой 166,5 кг.

а) Монтажная масса монтируемого элемента:

$$M = M_э + M_г, \quad (4.1)$$

где $M_э$ – масса элемента;

M_r – масса грузозахватных и вспомогательных устройств.

$$M = 0,37 + 0,1665 = 0,54 \text{ т.}$$

б) Монтажная высота подъема стрелы:

$$H_k = h_o + h_з + h_э + h_r, \quad (4.2)$$

где h_o – расстояние от уровня стоянки крана до опоры монтируемого элемента равное 29,38 м;

$h_з$ – запас по высоте, необходимый для перемещения монтируемого элемента над ранее смонтированными элементами и установки его в проектное положение, принимается по технике безопасности равным 0,5 м;

$h_э$ – высота клееной балки в положении подъема, м;

h_r – высота грузозахватного устройства (расстояние от верха монтируемого элемента до центра крюка крана), м.

$$H_k = 29,38 + 0,5 + 0,344 + 10,0 = 40,22 \text{ м.}$$

в) Требуемый монтажный вылет крюка:

$$L = B + f + f^* + d + R_{пов} = 14 + 1,7 + 1,7 + 0,4 + 4 = 21,8 \text{ м,} \quad (4.3)$$

где B – ширина здания в осях;

f – расстояние от оси до центра тяжести монтажного элемента, удаленного от крана;

f^* – расстояние от выступающей части до оси здания;

d – расстояние между выступающей частью здания и хвостовой частью крана при его повороте, принимаемое равным 0,7 м при высоте выступающей части здания до 2 м и 0,4 м при высоте выступающей части здания более 2 м;

$R_{пов}$ – задний габарит крана.

По каталогу монтажных кранов выбираем башенный кран КБ-405.1А с монтажными характеристиками: $Q_k = 7,5$ т, $H_k = 46$ м, $L = 25$ м.

Размещение грузоподъемных механизмов

Поперечную привязку производим с соблюдением безопасного расстояния между зданием и краном.

Минимальное расстояние от оси рельсовых путей до выступающей части здания:

$$B = R_{пов} + l_{без} = 4 + 0,4 = 4,4 \text{ м;} \quad (4.4)$$

Продольная привязка заключается в определении длины рельсовых путей. Она определяется по формуле

$$L_{\text{рп}} = l_{\text{кр}} + H_{\text{кр}} + 2l_{\text{тр}} + 2l_{\text{тп}} = 24,46 + 6 + 2 \cdot 1,5 + 2 \cdot 1 = 35,46 \text{ м}; \quad (4.5)$$

где $l_{\text{кр}}$ – максимально необходимое расстояние между крайними стоянками крана на рельсовом пути.

H – база крана; $H = 6000$ мм;

$L_{\text{тр}}$ – минимально допустимое расстояние от базы крана до тупикового упора; $l_{\text{тр}} = 1500$ мм ;

$l_{\text{тп}}$ – минимально допустимое расстояние от тупикового упора до конца рельса; $l_{\text{тп}} = 1000$ мм.

Принимаем $L_{\text{пп}} = 37,5$ м.

Расстояние от оси ближайшего к ограждению рельса до ограждения $l_{\text{п.п}}$ определяется по формуле

$$l_{\text{п.п}} = (R_{\text{пов}} - 0,5 \cdot A) + l_{\text{без}} = (4 - 0,5 \cdot 6) + 0,4 = 1,4 \text{ м}, \quad (4.6)$$

где A – ширина колеи крана.

Схема для определения параметров башенного крана представлена на рисунке 4.2.

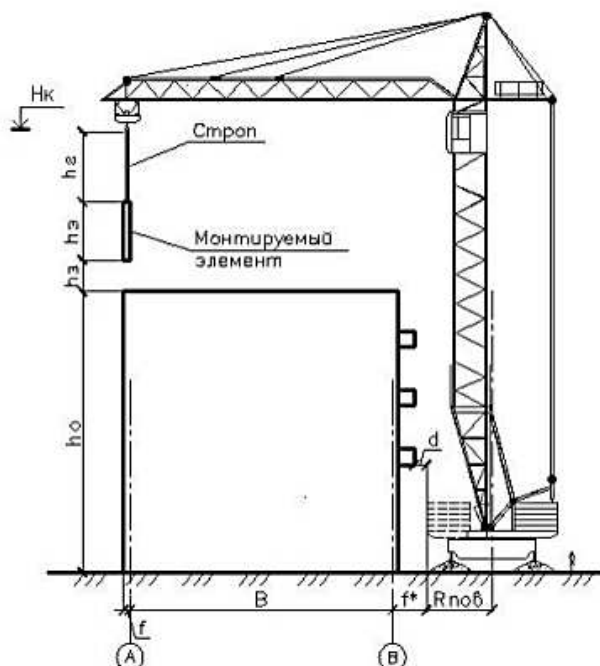


Рисунок 4.2 - Определение параметров башенного крана

Выбор крана для производства работ общественного здания

Принимаем для подбора кранового оборудования монтаж клееную плиту перекрытия 2025x123x3500 мм массой 0,435 т. Выбираем строп грузовой канатный четырёхкомнатный 4СК1-10,0/6000 массой 116 кг.

Монтажная масса монтируемого элемента определяется по формуле 4.1

$$M_{\text{м}} = M_{\text{э}} + M_{\text{Г+В}},$$

где $M_э$ – масса плиты ($M_э = 0,435$ кг);

$M_{Г+В}$ – масса грузозахватных и вспомогательных устройств.

$$M_M = 0,435 + 0,116 = 0,55 \text{ т.}$$

Масса грузозахватных и вспомогательных устройств

$$M_{Г+В} = M_Г + M_{М.П} + M_{э.у}, \quad (4.6)$$

где $M_Г$ – масса грузозахватных устройств;

$M_Г$ – масса монтажных приспособлений;

$M_{э.у}$ – масса элементов усилений.

Монтажная высота подъема крюка определяется по формуле 4.2

$$H_k = h_0 + h_з + h_э + h_Г,$$

где h_0 – расстояние от уровня стоянки крана до опоры монтируемого элемента равное 9 м;

$h_з$ – запас по высоте, необходимый для перемещения монтируемого элемента над ранее смонтированными конструкциями и установки его в проектное, положение, принимается по правилам техники безопасности равным 0,5 м.

$h_Г$ – высота грузозахватного устройства (расстояние от верха монтируемого элемента до центра крюка крана), равная 6 м;

$h_э$ – высота плиты перекрытия/покрытия, равная 0,123 м.

$$H_k = 9 + 0,5 + 6 + 0,123 = 15,62 \text{ м.}$$

Монтажный вылет крюка

$$l_k = \frac{(b+b_1+b_2) \cdot (H_c - h_{ш})}{h_Г + h_{п}} + b_3, \quad (4.7)$$

где b – минимальный зазор между стрелой и монтируемым элементом, равный 0,5 м;

b_1 – расстояние от центра тяжести до края элемента приближенного к стреле (половина ширины или длины элемента в положении подъема), 1,75 м;

b_2 – половина толщины стрелы на уровне верха монтируемого элемента;

b_3 – расстояние от оси вращения крана до оси поворота стрелы;

$h_{ш}$ – расстояние от уровня стоянки крана до оси поворота стрелы;

$h_Г$ – то же, что и в формуле (4.7);

$h_{п}$ – размер грузового полиспаста в стянутом состоянии;

$$H_c = H_k + h_{\pi} = 15 + 2 = 17 \text{ м.} \quad (4.8)$$

Принимаем $b=0,5$ м, $b_1=1,75$ м, $b_2=0,5$ м, $b_3=2,0$ м, $h_{ш}=2,0$ м, $h_{\pi}=2,0$ м, подставляем значения в формулу (4.7)

$$l_k = \frac{(0,5+1,75+0,5) \cdot (17-2)}{6+2} + 2 = 7,16 \text{ м}$$

Необходимая наименьшая длина стрелы крана по формуле

$$L_c = \sqrt{(l_k - b_3)^2 + (H_c - h_{ш})^2}, \quad (4.9)$$

$$L_c = \sqrt{(7,16 - 2)^2 + (17 - 2)^2} \approx 16 \text{ м.}$$

Схема для определения параметров самоходного крана представлена на рисунке 4.3.

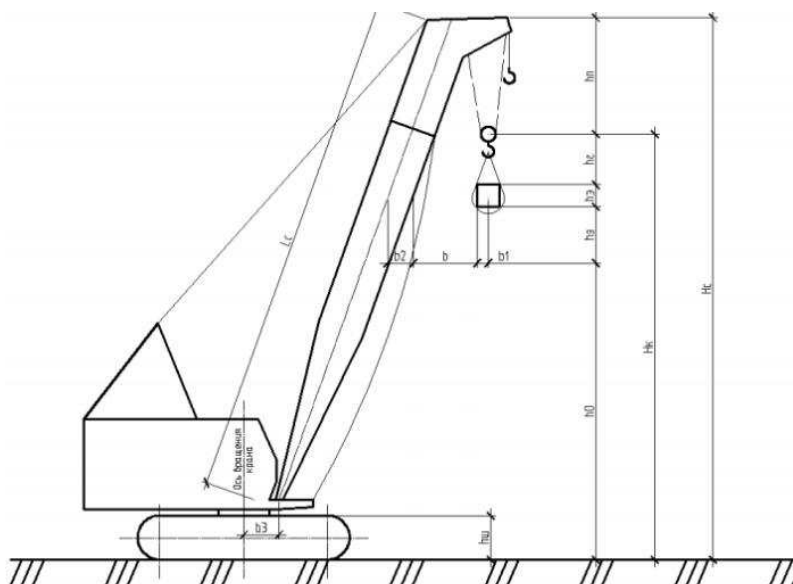


Рисунок 4.3 – Определение параметров самоходного крана

По каталогу монтажных кранов выбираем кран, рабочие параметры которого не меньше вышеперечисленных. Этим требованиям отвечает кран стреловой КС-4361.

Характеристики выбранного крана КС-4361: $L_k = 17,0$ м; $Q_k = 5,25$ т; $H_k = 18,3$ м.

Привязку самоходного крана производим по формуле

$$S = a + \pi + R_{\pi} = 0,535 + 1 + 3,05 = 4,6 \text{ м,} \quad (4.10)$$

где a – расстояние от оси здания до его наружной грани;

π – габарит приближения.

4.1.6 Техника безопасности и охрана труда

При заготовке и сборке (монтаже) деревянных конструкций необходимо предусматривать мероприятия по предупреждению воздействия на работников следующих опасных и вредных производственных факторов, связанных с характером работы:

- подвижные части производственного оборудования; - передвигающиеся изделия, заготовки, материалы;
- расположение рабочего места вблизи перепада по высоте 1,3 м и более;
- острые кромки, заусенцы и шероховатость на поверхностях материалов и конструкций;
- токсические, химические, опасные и вредные производственные факторы.

При наличии опасных и вредных производственных факторов безопасность сборки (монтажа) деревянных конструкций должна быть обеспечена на основе выполнения содержащихся в организационнотехнологической документации (ПОС, ППР и другие) следующих решений по охране труда:

- обеспечение безопасности рабочих мест на высоте;
- определение последовательности установки конструкций;
- обеспечение устойчивости конструкций и частей здания в процессе сборки;
- определение схем и способов укрупнительной сборки элементов конструкций;
- меры безопасности при проведении работ по антисептированию и огнезащитной обработке древесины.

Для монтажа деревянных конструкций и производства других видов работ необходимо укладывать временный настил по балкам междуэтажных и чердачных перекрытий.

Щиты или доски временных настилов необходимо соединять впритык, а места их стыкования располагать по осям балок.

Элементы конструкций следует подавать на место сборки в готовом виде.

Производить заготовку конструкций на подмостях и возведенных конструкциях (за исключением пригонки деталей по месту) запрещается.

Подмости, с которых производится монтаж деревянных конструкций, не следует соединять или опирать на эти конструкции до их окончательного закрепления.

Приготавливать антисептические и огнезащитные составы следует в отдельных помещениях с принудительной вентиляцией. Запрещается доступ посторонних лиц к местам приготовления этих составов. Антисептирование конструкций во время каких-либо работ в смежных помещениях или при смежных работах в одном помещении не допускается.

4.1.7 Техничко-экономические показатели

Техничко-экономические показатели технологической карты на возведение каркаса приведены в таблице 4.3.

Таблица 4.3 – Техничко-экономические показатели

Наименование	Ед. изм.	Количество
1	2	3
Объем работ	т	852
Трудоемкость	чел.-см.	704,44
Количество работающих	чел	44
Выработка на одного рабочего в смену	т	4,84
Продолжительность работ	дни	85
Количество смен	смена	16
Стоимость работ по калькуляции	руб.-коп.	24752,7

Калькуляция трудовых затрат и заработной платы представлена в таблице 4.4.

Таблица 4.4. – Калькуляция трудовых затрат

Шифр ЕНиР	Наименование работ	Объем работ		Состав звена	На ед. измерения		Объем работ	
		Ед. изм	Кол-во		норма времени, чел.-ч	расценка	трудоемкость, чел.-ч	сумма, руб.-коп.
1	2	3	4	5	6	7	8	9
§ Е1-7	Разгрузка колонн, балок и плит перекрытия жилого здания башенным краном грузоподъемностью до 10 т	100 т	6,76	Машины ст 5р-1 Такелажник 2р-2	8,78 18,80	7-99 11-40	59,35 127,09	54,01 77,06
§ Е8-3-9	Монтаж колонн	10 м	213,12	Плотник 4р-1, 3р-1	0,88	0-65,6	187,55	139,81
§ Е6-7	Монтаж балок	1 м ²	723,17	Плотник 4р-1, 2р-1	0,11	0-07,9	79,55	57,13
§ Е6-10	Монтаж плит перекрытия	1 м ²	8187,2	Плотник 4р-1, 3р-2, 2р-1	0,30	0-21,2	2456,16	1735,69

Шифр ЕНиР	Наименование работ	Объем работ		Состав звена	На ед. измерения		Объем работ	
		Ед. изм	Кол-во		норма времени, чел.-ч	расценка	трудоемкость, чел.-ч	сумма, руб.-коп.
§ Е1-5	Разгрузка колонн, балок и плит перекрытия общественного здания самоходным краном грузоподъемностью до 10 т	100 т	1,75	Машины ст 4р-1 Такелажник 2р-2	2,7	2-87	4,73	5,02
					5,4	3-46	9,45	6,06
§ Е8-3-9	Монтаж колонн	10 м	36	Плотник 4р-1, 3р-1	0,88	0-65,6	31,68	23,62
§ Е6-7	Монтаж балок	1 м ²	191,12	Плотник 4р-1, 2р-1	0,11	0-07,9	21,02	15,10
§ Е6-10	Монтаж плит перекрытия	1 м ²	1972,28	Плотник 4р-1, 3р-2, 2р-1	0,30	0-21,2	591,68	418,12
Итого:							21674,8	24752,7

5 Организация строительного производства

5.1 Техничко-экономические показатели

Калькуляцию составляем, используя данные УНиРов и ЕНиРов в соответствии с общей схемой технологического процесса. Калькуляция трудовых затрат и заработной платы на строительство двух зданий различного назначения представлена в таблице 4.5.

Таблица 4.5. – Калькуляция трудовых затрат

Шифр ЕНиР	Наименование работ	Объем работ		Состав звена	На ед. измерения		Объем работ	
		Ед. изм	Кол-во		норма времени, чел.-ч	расценка	трудоемкость, чел.-ч	сумма, руб.-коп.
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1. Земляные работы								
§ Е2-1-5	Снятие растительного слоя у жилого дома	1000 м ²	5,28	Машины ст 6р-1	1,4	1-48	7,39	7,81

Шифр ЕНиР	Наименование работ	Объем работ		Состав звена	На ед. измерения		Объем работ	
		Ед. изм	Кол-во		норма времени, чел.-ч	расценка	трудоемкость, чел.-ч	сумма, руб.-коп.
§ Е2-1-5	Снятие растительного слоя общественного здания	1000 м ²	4,39	Машины ст бр-1	1,4	1-48	6,15	6,50
§ Е2-1-13	Разработка грунта в котлованах жилого дома экскаваторами, оборудованными планировочным ковшом	100 м ³	10,94	Машины ст бр-1	2,6	2-76	28,44	30,19
§ Е2-1-13	Разработка грунта в котлованах общественного здания экскаваторами, оборудованными планировочным ковшом	100 м ³	7,78	Машины ст бр-1	2,6	2-76	20,23	21,47
§ Е2-1-34	Засыпка траншей и котлованов жилого дома экскаваторами бульдозерами	100 м ³	2,73	Машины ст бр-1	0,66	0-60	1,80	1,64
§ Е2-1-34	Засыпка траншей и котлованов общественного здания бульдозерами	100 м ³	2,00	Машины ст бр-1	0,66	0-60	1,32	1,2
2. Возведение нулевого цикла								

Шифр ЕНиР	Наименование работ	Объем работ		Состав звена	На ед. измерения		Объем работ	
		Ед. изм	Кол-во		норма времени, чел.-ч	расценка	трудоемкость, чел.-ч	сумма, руб.-коп.
§ У7-2	Укладка блоков ленточных фундамента в жилого дома	шт	104	Монтажник 4р,3р, 2р - 1 машины ст 6р - 1	1,45	1-01	150,8	105,04
§ У7-5	Устройство фундамента в под колонны, бетонных объемом до 3 м3	м ³	56	Машины ст 2, бетонщик 4р-2, 2р-2	4,7	3-30	263,2	184,8
3. Возведение надземной части здания								
§ Е1-7	Разгрузка колонн, балок и плит перекрытия жилого здания башенным краном грузоподъемностью до 10 т	100 т	6,76	Машины ст 5р-1 Такелажник 2р-2	8,78 18,80	7-99 11-40	59,35 127,09	54,01 77,06
§ Е8-3-9	Монтаж колонн жилого дома	10 м	213,12	Плотник 4р-1, 3р-1	0,88	0-65,6	187,55	139,81
§ Е6-7	Монтаж балок жилого дома	1 м ²	723,17	Плотник 4р-1, 2р-1	0,11	0-07,9	79,55	57,13
§ Е6-10	Монтаж плит перекрытия жилого дома	1 м ²	8187,2	Плотник 4р-1, 3р-2, 2р-1	0,30	0-21,2	2456,16	1735,69
§ Е1-8	Разгрузка CLT-панелей жилого дома башенным краном грузоподъемностью до 10 т	100 т	4,12	Машины ст 5р-1 Такелажник 2р-2	2 4	1-82 2-56	8,24 16,48	6,46 10,55

Шифр ЕНиР	Наименование работ	Объем работ		Состав звена	На ед. измерения		Объем работ	
		Ед. изм	Кол-во		норма времени, чел.-ч	расценка	трудоемкость, чел.-ч	сумма, руб.-коп.
§ Е6-7	Монтаж CLT-панелей жилого дома	1 м ²	3856	Плотник 3р-1, 2р-1	0,37	0-24,8	1426,72	956
§ Е1-5	Разгрузка колонн, балок и плит перекрытия общественного здания самоходным краном грузоподъемностью до 10 т	100 т	1,75	Машинист 4р-1 Такелажник 2р-2	2,7 5,4	2-87 3-46	4,73 9,45	5,02 6,06
§ Е8-3-9	Монтаж колонн общественного здания	10 м	36	Плотник 4р-1, 3р-1	0,88	0-65,6	31,68	23,62
§ Е6-7	Монтаж балок общественного здания	1 м ²	191,12	Плотник 4р-1, 2р-1	0,11	0-07,9	21,02	15,10
§ Е6-10	Монтаж плит перекрытия	1 м ²	1972,28	Плотник 4р-1, 3р-2, 2р-1	0,30	0-21,2	591,68	418,12
§ Е1-5	Разгрузка CLT-панелей общественного здания самоходным краном грузоподъемностью до 10 т	100 т	1,1	Машинист 4р-1 Такелажник 2р-2	2,7 5,4	2-87 3-46	2,97 5,94	3,16 3,81
§ Е6-7	Монтаж CLT-панелей общественного здания	1 м ²	992	Плотник 3р-1, 2р-1	0,37	0-24,8	367,04	248

Шифр ЕНиР	Наименование работ	Объем работ		Состав звена	На ед. измерения		Объем работ	
		Ед. изм	Кол-во		норма времени, чел.-ч	расценка	трудоемкость, чел.-ч	сумма, руб.-коп.
§ У7-768	Установка лифта жилого дома	шт	2	Машины ст бр-1, монтажник 5, 4-1, 3 - 2	3.5	2-86	7	5,72
4. Устройство кровли								
§ У12-129	Устройство 4х слойной рулонной кровли жилого дома защитным слоем из гравия на битумной мастике вручную	100 м ² кровли	8,21	кровельщик 3р-1, 2р - 1	85	58-2	697,85	477,82
§ У12-129	Устройство 4х слойной рулонной кровли общественного здания защитным слоем из гравия на битумной мастике вручную	100 м ² кровли	5,77	кровельщик 3р-1, 2р - 1	85	58-2	490,45	335,81
5. Заполнение дверных и оконных проемов								
§ У10-75	Установка дверных и оконных блоков жилого дома	1 м ² проема	1760,1	плотник 4р,2р - 1	1,15	0-327	2024,12	575,55
§ У10-75	Установка дверных и оконных блоков общественного здания	1 м ² проема	312,45	плотник 4р,2р - 1	1,15	0-327	359,32	102,17
6. Отделочные работы								

Шифр ЕНиР	Наименование работ	Объем работ		Состав звена	На ед. измерения		Объем работ	
		Ед. изм	Кол-во		норма времени, чел.-ч	расценка	трудоемкость, чел.-ч	сумма, руб.-коп.
§ У15-256	Улучшенная штукатурка внутри жилого дома цементно-известковым раствором	100 м ²	124,74	Штукатур-щик 4,3р - 2, 2р - 1	82	61-5	10228,68	7671,51
§ У15-256	Улучшенная штукатурка внутри общественного здания цементно-известковым раствором	100 м ²	37,42	Штукатур-щик 4,3р - 2, 2р - 1	82	61-5	3068,44	2301,33
§ У15-693	Высококачественная окраска стен жилого дома масляными составами по штукатурке	100 м ²	72,66	Маляр 3р - 1,2р - 2	10,5	7-07	762,93	513,71
§ У15-693	Высококачественная окраска стен общественного здания масляными составами по штукатурке	100 м ²	21,80	Маляр 3р - 1,2р - 2	10,5	7-07	228,9	154,13
§ У15-94	Укладка глазурованной плитки внутри жилого дома	100 м ²	52,05	Маляр строительный 6,4-1	180	129-2	9369,0	6724,86
§ У15-94	Укладка глазурованной плитки внутри общественного здания	100 м ²	15,62	Маляр строительный 6,4-1	180	129-2	2811,6	2018,10

Шифр ЕНиР	Наименование работ	Объем работ		Состав звена	На ед. измерения		Объем работ	
		Ед. изм	Кол-во		норма времени, чел.-ч	расценка	трудоемкость, чел.-ч	сумма, руб.-коп.
§ У15-502-А	Окраска водными составами потолков жилого дома	100 м ²	73,87	Маляр 3р-1	12,5	8-58	923,38	633,81
§ У15-502-А	Окраска водными составами потолков общественного здания	100 м ²	17,31	Маляр 3р-1	12,5	8-58	216,43	148,56
7. Устройство полов								
§ У15-201	Устройство покрытий пола жилого дома из линолеума на мастике	100 м ²	73,87	Облицовщик синтетическими мат-ми 4р,3р - 1	53	36-8	3915,11	2718,42
§ У15-201	Устройство покрытий пола общественного здания из линолеума на мастике	100 м ²	17,31	Облицовщик синтетическими мат-ми 4р,3р - 1	53	36-8	920,61	639,22
Итого по общестроительным работам:							41707,6	30491,4
Внутренние сантехнические работы (10%):							4170,76	3049,14
Наружные сантехнические работы (10%):							4170,76	3049,14
Внутренние электротехнические работы (8%):							3336,62	2439,29
Наружные электротехнические работы (8%):							3336,62	2439,29
Внутренние слоботочные работы (5%):							2085,38	1524,59
Наружные слоботочные работы (5%):							2085,38	1524,59
Итого по специальным работам:							19185,16	14026,65
Итого по общестроительным и специальным работам:							60892,76	44518,05
Благоустройство территории (5%):							3044,6	2225,90
Итого по калькуляции:							63937,2	46743,95

Технико-экономические показатели технологической карты на возведение каркаса приведены в таблице 4.6.

Таблица 4.6 – Техничко-экономические показатели

Наименование	Ед. изм.	Количество
1	2	3
Объем работ	т	1373
Трудоемкость	чел.-см.	3915,8
Количество работающих	чел	168
Выработка на одного рабочего в смену	т	8,17
Продолжительность работ	дни	500
Количество смен	смена	52
Стоимость работ по калькуляции	руб.-коп.	30941,4

График производства работ, разработанный на основе таблиц 4.5 и 4.6 представлен на листе 7.

6 Экономика строительства

6.1 Локально-сметный расчет на возведение каркаса здания

Сметная документация составлена на основании МДС 81-35-2004 Методика определения стоимости строительной продукции на территории РФ, МДС 81-36.2004 Указания по применению федеральных единичных расценок на строительные и специальные строительные работы.

Для составления сметной документации были использованы сборники Федеральных единичных расценок (ФЕР), расчет производился базисно-индексным методом с применением индекса к общей сметной стоимости строительства, определенного в Письме Минстроя РФ от 22 января 2019 г. № 1408-ЛС/09 «О рекомендуемой величине прогнозных индексов изменения сметной стоимости строительства [] в I квартал 2019 года и равного 7,41, и с учетом лимитированных затрат, включающих в себя: затраты на возведение временных зданий и сооружений – 1,8% (прил. 1 п. 4.2 ГСН 81-05-01-2001); удорожание при производстве работ в зимний период – 3% (т.4 п. 11.4 ГСН 81-05-02-2007); резерв средств на непредвиденные работы и затраты – 2% (п. 4.96 МДС 81- 35.2004). НДС определено в размере 18% на суммарную сметную стоимость всех выполненных работ и затрат, включая лимитированные.

Локальный сметный расчет приведен в приложении В.

На основании локального сметного расчета составим структуру по составным элементам (таблица 6.1) и круговую диаграмму структуры (рисунок 6.1). Сметная стоимость строительно-монтажных работ (в том числе и общестроительных), определяемая локальным сметным расчетом (сметой) состоит из:

- прямых затрат;
- накладных расходов;
- сметной прибыли.

Таблица 6.1 – Структура локального сметного расчета на возведение каркаса здания (в текущих ценах на I кв. 2019 г.)

Элементы	Сумма, руб.	Удельный вес, %
1	2	3
Прямые затраты, всего	4 302 651,6	84,2
в том числе:		
материалы	3 609 525,6	70,7
эксплуатация машин	123 664,6	2,4
основная заработная плата	106 682,26	2,1
накладные расходы	119 484,13	2,3
сметная прибыль	69 343,47	1,4
лимитированные затраты, всего	273 91,6	5,4
НДС	805 740,0	15,8
Итого	5 108 391,6	100,00



Рисунок 6.1 - Структура локального сметного расчета

Из рисунка 6.1 видно, что большая часть затрат – это прямые затраты, которые включают в себя материалы, эксплуатацию машин, основную заработную плату. Наименьшая часть затрат приходится на сметную прибыль и непредвиденные расходы.

6.2 Техничко-экономические показатели проекта

Техничко-экономические показатели являются обоснованием технических, технологических, планировочных и конструктивных решений и составляют основу каждого проекта. Они служат основанием для решения вопроса о целесообразности строительства объекта при запроектированных параметрах и утверждения проектной документации для строительства.

Техничко-экономические показатели проекта представлены в таблице 6.2.
Таблица 6.2 – Техничко-экономические показатели проекта

Наименование показателей	Единицы измерения	Значение
1	2	3
1 Объемно-планировочные показатели		
Площадь застройки	м ²	590,68
Общая площадь	м ²	1 731,45
Полезная площадь	м ²	1 647,75
Этажность	эт	3
Высота этажа	м	3
Расчетная площадь	м ²	1 128,17
Строительный объем	м ³	5 598,36

Окончание таблицы 6.2

1	2	3
Мощность	мест	100
2 Стоимость показатели		
Сметная стоимость возведения каркаса на 1 м ²	руб.	5 108 391,61
3 Показатели трудовых затрат		
Нормативная выработка на 1 чел.-ч	руб/ чел.-ч	2280,22
4 Прочие показатели проекта		
Продолжительность строительства	мес.	8

Нормативная выработка на 1 чел-ч определяется по формуле:

$$B = \frac{C_{\text{смп}}}{TZO_{\text{см}}}, \quad (6.1)$$

где $C_{\text{смп}}$ – стоимость строительно-монтажных работ по итогам сметы, руб.;

$TZO_{\text{см}}$ – затраты труда основных рабочих по смете, руб.

$$B = \frac{5\,108\,391,61}{2240,31} = 2280,22 \text{ руб/чел. –ч}$$

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Выпускная квалификационная работа на тему «Исследование НДС узловых соединений клееных панелей типа CLT в рамках разработки рабочей документации общественного здания в г. Красноярске» была выполнена в соответствии с заданием на проектирование. В процессе её выполнения были проработаны все требования к проектированию и строительству общественного здания, а именно детского сада.

Каркас здания выполнен из дерева, несущими элементами которого являются клееные балки и колонны, а также плиты перекрытий/покрытий из панелей типа CLT.

Детский сад запроектирован на 100 мест удовлетворяет требованиям нормативно правовых документов. Здание ДОО предназначено для 5 разновозрастных групп, каждая из которой вмещает в себя по 25 детей. Здание имеет холл с раздевальными, пищевой, постирочный, учебно-кружковый, административный и медицинский блоки, а также зал для проведения занятий с детьми.

В плане здание ДОО имеет размеры 14,0x41,225 м. Высота каждого этажа составляет 3,0 м.

Наружные стены здания запроектированы из CLT-панелей толщиной 215 мм с утеплителем – 90 мм; внутренние перегородки – 106 мм. Кровля рулонная с внутренним водостоком. Фундаменты столбчатые железобетонные. Защемление деревянной колонны с фундаментом осуществляется с помощью опорных столиков, нагельных и анкерных болтов.

Выполнен расчёт основных несущих элементов здания: плиты покрытия, балки покрытия, центрально-сжатой колонны среднего ряда, внецентренно-сжатой колонны крайнего ряда, а также узел сопряжения балки с колонной.

В бакалаврской работе также были разработаны технологическая карта на монтаж каркаса и график производства работ на возведение каркаса двух зданий различного назначения, согласно которому строительство займет 500 дней.

В разделе экономика строительства была разработана сметная документация - локальный сметный расчет на возведение каркаса здания. Сметная стоимость возведения каркаса по состоянию в ценах 1 кв. 2019 г. составляет 5 108 391,61 руб.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

- 1 Испытание на огнестойкость балки из клееной древесины [Электронный ресурс] – Режим доступа: <https://www.youtube.com/watch?v=Wruhmy5uliQ>.
- 2 X-Lam Earthquake Test [Электронный ресурс] – Режим доступа: <https://www.youtube.com/watch?v=T08KRyVhyeo>.
- 3 Леспроминформ. Завоюют ли CLT-панели Российский рынок? [Электронный ресурс] – Режим доступа: <https://lesprominform.ru/jarticles.html?id=2562>.
- 4 Промстройлес. Деревянное домостроение [Электронный ресурс] – Режим доступа: <https://www.pslcomp.ru>.
- 5 Управление федеральной службы государственной статистики по Красноярскому краю, Республике Хакассия и Республике Тыва [Электронный ресурс] – Режим доступа: <http://krasstat.gks.ru/>.
- 6 СП 131.13330.2012. Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23-01-99*. – Введ. 2013-01-01. – Москва: ОАО «ЦПП», 2013. – 105 с.
- 7 СП 50.13330.2012. Тепловая защита зданий. Актуализированная редакция СНиП 23-02-2003. – Введ. 2012-30-06. – Москва: «НИИСФ РААСН», 2012. 82 с.
- 8 СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. – Введ. 2017-05-20. – Москва: ОАО «ЦПП», 2011. – 80 с.
- 9 ГОСТ 27751-2014. Надёжность строительных конструкций и оснований. Основные положения. – Введ. 2015-07-01. – Москва: «Стандартинформ», 2015. – 16 с.
- 10 СНиП 21.01-97* Пожарная безопасность зданий и сооружений (с Изменениями N 1, 2). – Введ. 01.01.2098. – Москва : Минстрой России, 1997. – 16 с.
- 11 СП 64.13330.2016. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. – Введ. 2016-28-12. Москва.: Стройиздат, 1982. – 66 с.
- 12 СП 24.13330.2011 Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85. – Введ. 20.05.2011. – Москва : Минрегион России, 2010. – 90 с.
- 13 Проектирование фундаментов неглубокого заложения: Методические указания к курсовому и дипломному проектированию для студентов специальностей 290300, 290500, 291400, 291500. Красноярск: КрасГАСА, 2008, 60с.
- 14 Проектирование свайных фундаментов из забивных свай: Методические указания к курсовому и дипломному проектированию для студентов специальностей 290300, 290500, 291400, 291500. Красноярск: КрасГАСА, 2003, 54 с.
- 15 РД-11-06-2007. Методические рекомендации о порядке разработки проектов производства работ грузоподъемными машинами и технологических карт погрузочно-разгрузочных работ. – Введ. 01.07.2007.
- 16 Терехова, И.И. Организационно-технологическая документация в строительстве: учебно-методическое пособие для практических занятий,

курсового и дипломного проектирования / И.И. Терехова, Л.Н. Панасенко, Н.Ю. Клиндух. - Красноярск: Сиб. федер. ун-т, 2012. - 40 с.

17 Выбор монтажных кранов при возведении промышленных и гражданских зданий: метод. указания к самостоятельной работе для студентов специальности 290300 «Промышленное и гражданское строительство» / сост. К. Г. Абрамович. – Красноярск: КрасГАСА, 1989. – 34 с.

ПРИЛОЖЕНИЕ А

Теплотехнический расчет ограждающих конструкций

Теплотехнический расчет наружной стены

Целью расчета является определение толщины теплоизоляционного слоя, δ , м, и коэффициент теплопередачи, K , Вт/(м²·°С), для наружной стены детского сада.

Исходные данные

приведены в таблице А.1.

Таблица А.1 – Климатологические характеристики района строительства

Место строительства	Температура воздуха наиболее холодной пятидневки, °С, обеспеченностью 0,98	Средняя температура отопительного периода со средней суточной температурой воздуха ≤ 8 °С	Продолжительность отопительного периода со средней суточной температурой воздуха ≤ 8 °С	Зона влажности
г. Красноярск	– 42	– 6,7	233	сухая

Условия эксплуатации ограждающих конструкций – А.

Характеристика ограждающей конструкции приведена в таблице А.2.

Таблица А.2 – Материалы слоев ограждающей конструкции

Номер слоя	Наименование материала	Толщина слоя, δ , м	Теплопроводность, λ , Вт/(м·°С)
1	CLT-панель	0,215	0,13
2	Утеплитель ЭКОВАТА, $\rho=65$ кг/м ³	x	0,038
3	Панель OSB, $\rho=650$ кг/м ³	0,01	0,13
4	Планкен из лиственницы, $\rho=670$ кг/м ³	0,02	0,13

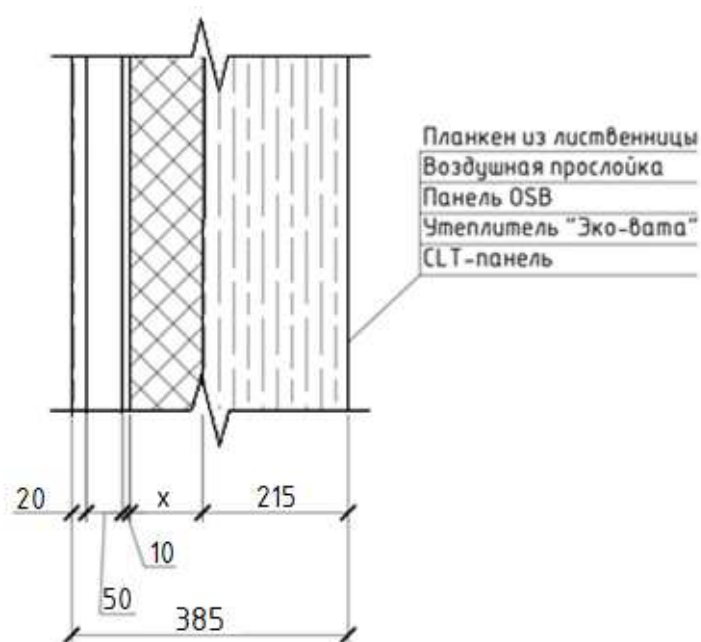


Рисунок А.1 – Конструкция стеновой панели

Градусо-сутки отопительного периода ГСОП ($^{\circ}\text{C} \cdot \text{сут}$):

$$\text{ГСОП} = (t_{\text{в}} - t_{\text{от}}) \cdot z_{\text{от}}, \quad (\text{A.1})$$

где $t_{\text{в}}$ – расчетная температура внутреннего воздуха, $^{\circ}\text{C}$;
 $t_{\text{от}}, z_{\text{от}}$ – средняя температура наружного воздуха, $^{\circ}\text{C}$, и продолжительность, сут/год, отопительного периода, принимаемые по СП 131.13330–2012 для периода со среднесуточной температурой наружного воздуха не более 8°C .

Принимаем: $t_{\text{от}} = -6,7^{\circ}\text{C}$, $z_{\text{от}} = 233$ сут/год, согласно [11]; $t_{\text{в}} = 21^{\circ}\text{C}$.

Подставляем значения в формулу А.1, получаем:

$$\text{ГСОП} = (21 - (-6,7)) \cdot 233 = 6454,1^{\circ}\text{C} \cdot \text{сут}.$$

Вычисляем R_0^{TP} ($\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}$) наружной стены:

$$R_0^{\text{TP}} = a \cdot \text{ГСОП} + b, \quad (\text{A.2})$$

где a, b – коэффициенты, значения которых для производственных зданий с сухим и нормальным режимами.

Принимаем $a = 0,00035$; $b = 1,4$.

$$R_0^{\text{TP}} = 0,00035 \cdot 6454,1 + 1,4 = 3,66 \text{ м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}.$$

Необходимая толщина утеплителя δ_2 определяется, исходя из условия:

$$R_{\text{усл}} = \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} + \frac{1}{\alpha_{\text{н}}}, \quad (\text{A.3})$$

где $\alpha_{\text{в}} = 8,7 \text{ Вт/м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}$ - коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности ограждающей конструкции;

$$\delta_1 = 0,2 \text{ м};$$

$$\lambda_1 = 0,13 \text{ Вт/(м} \cdot ^{\circ}\text{C)};$$

$$\delta_3 = 0,01 \text{ м};$$

$$\lambda_3 = 0,13 \text{ Вт/(м} \cdot ^{\circ}\text{C)};$$

$$\delta_4 = 0,02 \text{ м};$$

$$\lambda_4 = 0,13 \text{ Вт/(м} \cdot ^{\circ}\text{C)};$$

$\alpha_{\text{н}} = 23 \text{ Вт/м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}$ - коэффициент теплоотдачи наружной поверхности ограждающей конструкции.

С учётом коэффициента теплотехнической однородности $r = 0,85$:

$$R_{\text{усл}} \cdot r = R_0^{\text{нр}}; \quad (\text{A.4})$$

$$\delta_2 = \left(\frac{R_0^{TP}}{r} - \frac{1}{\alpha_B} - \frac{\delta_1}{\lambda_1} - \frac{\delta_3}{\lambda_3} - \frac{\delta_4}{\lambda_4} - \frac{1}{\alpha_H} \right) \cdot \lambda_2 = \left(\frac{3,66}{0,85} - \frac{1}{8,7} - \frac{0,215}{0,13} - \frac{0,01}{0,13} - \frac{0,02}{0,13} - \frac{1}{23} \right) \cdot 0,038 = 0,086 \text{ м} = 90 \text{ мм}.$$

Принимаем толщину утеплителя 90 мм. Тогда сопротивление теплопередаче принятой конструкции составит:

$$R_{\text{усл}} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,215}{0,13} + \frac{0,09}{0,038} + \frac{0,01}{0,13} + \frac{0,02}{0,13} + \frac{1}{23} = 4,4 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт}.$$

С учётом коэффициента теплотехнической однородности:

$$R_0^{np} = 4,4 \cdot 0,85 = 3,74 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт} > 3,66 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт}.$$

Окончательно принимаем утеплитель толщиной 90 мм.

Теплотехнический расчёт плиты перекрытия

Для осуществления выбора теплоизоляционного слоя покрытия также производим теплотехнический расчёт.

В процессе выполнения теплотехнического расчёта определяем:

- теплотехнические характеристики строительных материалов ограждающей конструкции;
- приведённое сопротивление;
- соответствие приведённого сопротивления нормативному значению.

Характеристика ограждающей конструкции приведена в таблице А.3.

Таблица А.3 – Материалы слоёв покрытия

Наименование	Толщина слоя δ , мм	Коэффициент теплопроводности λ , Вт/м ² °C
1	2	3
Пятислойная CLT-панель покрытия	123	0,13
Пароизоляция	в расчёте не участвует	
Эковата «LUCHEX есо»	X	0,038
Воздушная прослойка	в расчёте не участвует	
Панель OSB	10	0,13
Гидроизоляция	в расчёте не участвует	

Расчёт ведём по необходимым данным и формулам из п. 1.4.1.

Нормативное сопротивление теплопередаче наружных стен определяется по формуле (2):

$$R_0^{TP} = 0,0005 \cdot 6454,1 + 2,2 = 5,43 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт}.$$

где а, b – коэффициенты, значения которых для жилых зданий с сухим и нормальным режимами.

Принимаем а = 0,0005; b = 2,2 [2, табл. 3].

С учётом коэффициента теплотехнической однородности $r = 0,85$ по формулам (3) и (4) определяем необходимую толщину утеплителя:

$$\delta_2 = \left(\frac{R_0^{TP}}{r} - \frac{1}{\alpha_B} - \frac{\delta_1}{\lambda_1} - \frac{\delta_3}{\lambda_3} - \frac{1}{\alpha_H} \right) \cdot \lambda_2 = \left(\frac{5,43}{0,85} - \frac{1}{8,7} - \frac{0,123}{0,13} - \frac{0,01}{0,13} - \frac{1}{12} \right) \cdot 0,038 = 0,196 \text{ м} = 200 \text{ мм},$$

где $\alpha_B = 8,7 \text{ Вт/м}^2 \cdot \text{°C}$ - коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности ограждающей конструкции;

$$\delta_1 = 0,123 \text{ м};$$

$$\lambda_1 = 0,13 \text{ Вт/(м} \cdot \text{°C)};$$

$$\lambda_2 = 0,038 \text{ Вт/(м} \cdot \text{°C)};$$

$$\delta_3 = 0,01 \text{ м};$$

$$\lambda_3 = 0,13 \text{ Вт/(м} \cdot \text{°C)};$$

$\alpha_H = 12 \text{ Вт/м}^2 \cdot \text{°C}$ - коэффициент теплоотдачи наружной поверхности ограждающей конструкции.

Принимаем толщину утеплителя 200 мм. Тогда сопротивление теплопередаче принятой конструкции составит:

$$R_{\text{усл}} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,123}{0,13} + \frac{0,2}{0,038} + \frac{0,01}{0,13} + \frac{1}{12} = 6,48 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт};$$

$$R_0^{TP} = 6,4 \cdot 0,85 = 5,51 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт} > 5,43 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт}.$$

Окончательно принимаем толщину утеплителя 200 мм. Конструкция утепленной CLT-панели представлена на рисунке А.2.

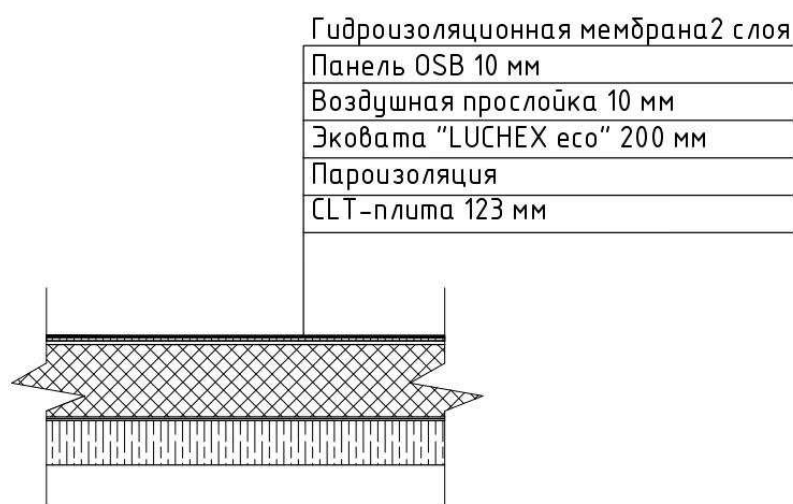


Рисунок А.2 – Конструкция утепленной CLT-панели

Теплотехнический расчет окна

Цель расчёта: подобрать конструктивное решение окон.

Для этого необходимо определить требуемое сопротивление теплопередаче окон жилого дома для города Красноярск и в соответствии с ним по таблице выбрать заполнение светового проёма при заданном конструктивном решении оконных блоков.

Величина градусо - суток отопительного периода $\Gamma_{СОП} = 6454,1$ $^{\circ}\text{C}\cdot\text{сут}/\text{год}$, т.к. полученная величина отличается от табличных значений [7, табл. 3], нормируемое значение сопротивления теплопередаче окон определяем по формуле (А.2), где коэффициенты $a = 0,00005$, $b = 0,3$ принимаем согласно [7, табл.3]

$$R_0^{\text{тр}} = 0,00005 \cdot 6454,1 + 0,3 = 0,62 \text{ м}^2\text{C}/\text{Вт}.$$

Согласно [7], приведенные сопротивления теплопередаче отдельных ограждающих конструкций должны быть не меньше нормируемых значений (поэлементные требования).

Выбираем заполнение световых проёмов – двухкамерный стеклопакет с теплоотражающим покрытием 4M₁-8Ar-4M₁-8Ar-И4 с $R_{\text{пр}} = 0,65 \text{ м}^2\text{C}/\text{Вт}$.

ПРИЛОЖЕНИЕ Б

Результаты расчета колонн в программном комплексе SCAD

Результаты расчета центрально сжатой колонны

Согласно п. 2.3.1 на колонну, расположенную на пересечении осей Б и 2, как центрально сжатую, действуют три вида нагрузок:

- постоянная ($N_1 = 61,09$ кН);
- временная ($N_2 = 68,67$ кН);
- снеговая ($N_3 = 40,06$ кН)

Эпюры усилий, возникающих при действии данных нагрузок, представлены на рисунках Б.1-Б.3 соответственно. Эюра с максимальным усилием представлена на рисунке Б.4.

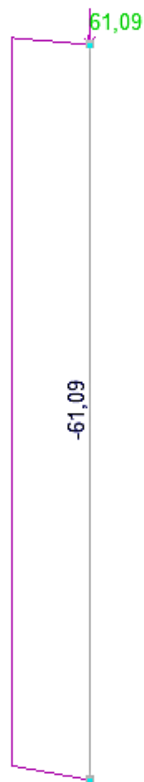


Рисунок Б.1 – Эюра продольных сил, возникающих при действии на колонну постоянной нагрузки

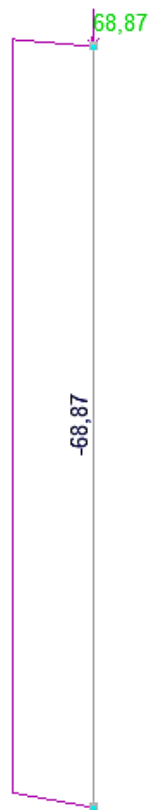


Рисунок Б.2 – Эпюра продольных сил, возникающих при действии на колонну временной нагрузки

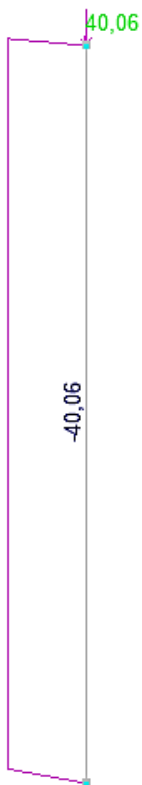


Рисунок Б.3 – Эпюра продольных сил, возникающих при действии на колонну снеговой нагрузки

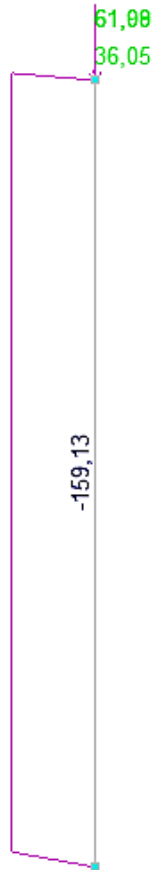


Рисунок Б.4 – Эпюра с максимальным усилием, возникающим при действии на колонну всех нагрузок

Результаты расчета внецентренно сжатой колонны

Согласно п. 2.3.2 на колонну, расположенную на пересечении осей Б и 1, как центрально сжатую, действуют следующие виды нагрузок:

- постоянная ($N_1 = 21,84$ кН; $N_{ст} = 12,42$ кН; $M_{ст} = 3,23$ кНм);
- временная ($N_2 = 22,05$ кН);
- снеговая ($N_3 = 12,86$ кН);
- ветровая ($q_m = 0,92$ кН/м).

Эпюры продольных сил, возникающих при действии данных нагрузок, представлены на рисунках Б.5-Б.7 соответственно, эпюры моментов на рисунках Б.9-Б.10. Эпюра продольных сил с максимальным усилием представлена на рисунке Б.8.



Рисунок Б.5 – Эпюра продольных сил, возникающих при действии на колонну постоянной нагрузки

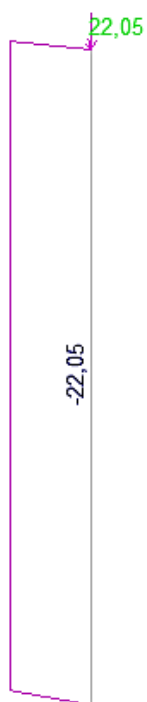


Рисунок Б.6 – Эпюра продольных сил, возникающих при действии на колонну временной нагрузки

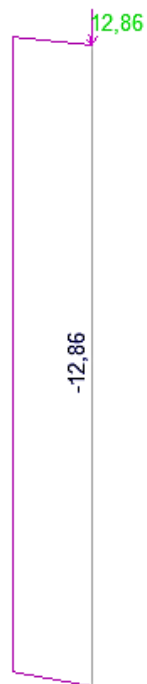


Рисунок Б.7 – Эпюра продольных сил, возникающих при действии на колонну снеговой нагрузки

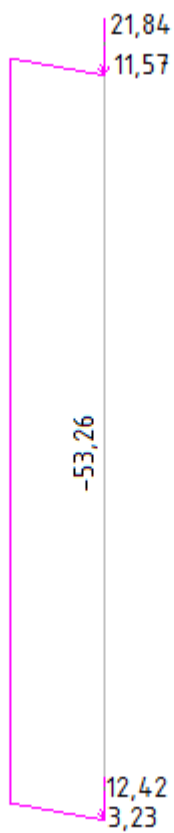


Рисунок Б.8 – Эпюра с максимальным усилием, возникающим при действии на колонну всех нагрузок

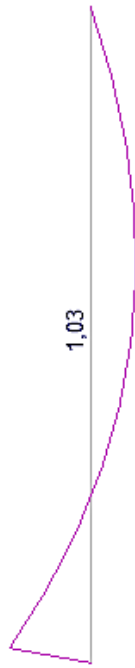


Рисунок Б.9 – Эпюра моментов, возникающих при действии на колонну ветровой нагрузки

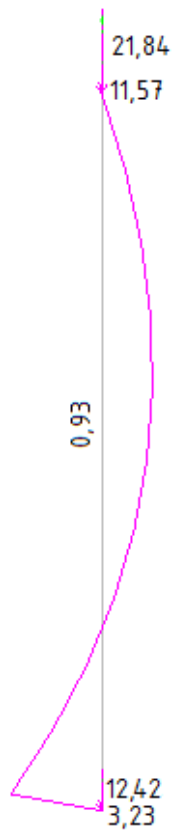
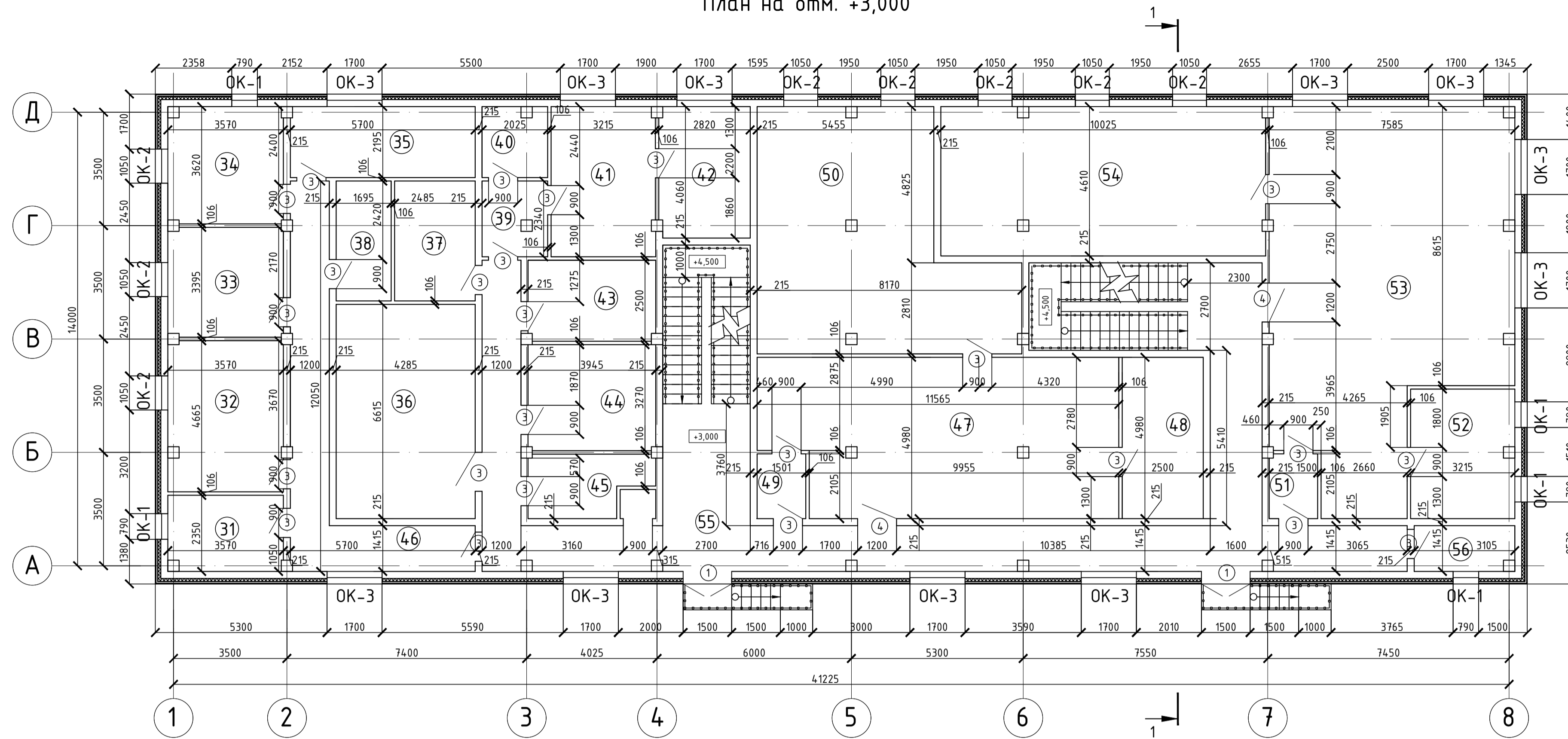


Рисунок Б.10 – Эпюра моментов, возникающих при действии на колонну всех нагрузок

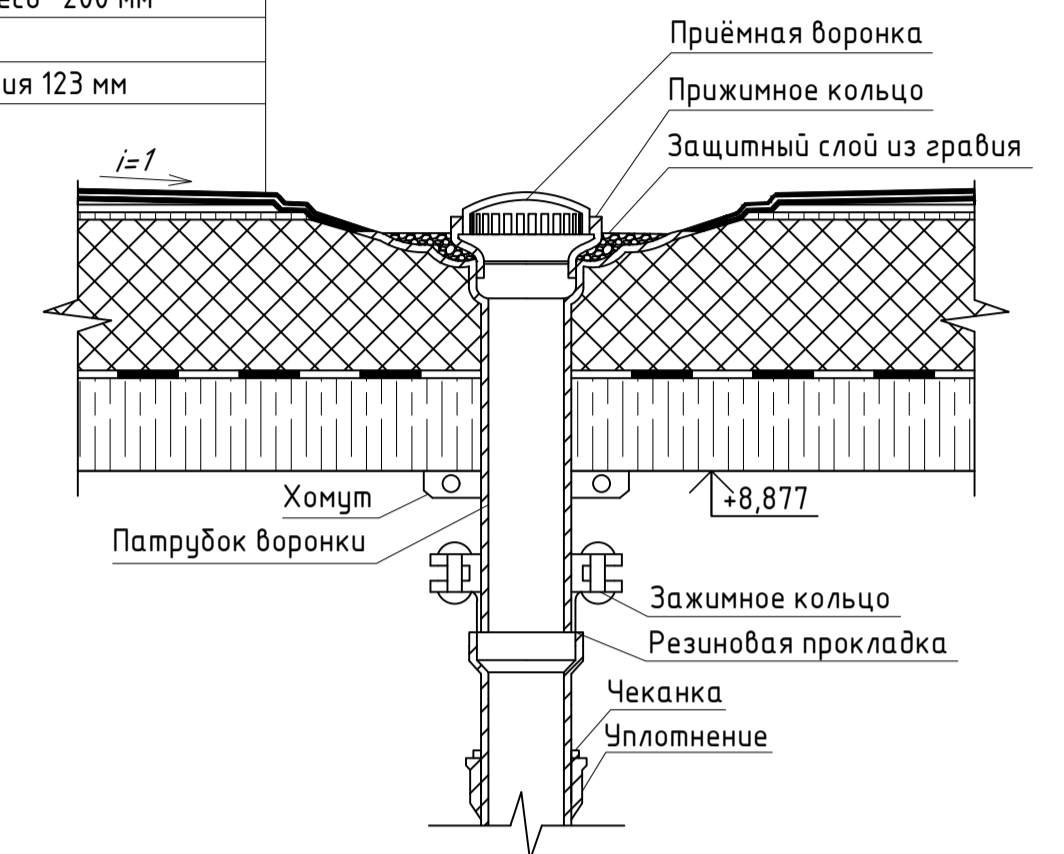
ПРИЛОЖЕНИЕ В

Локальный сметный расчет на возведение каркаса здания

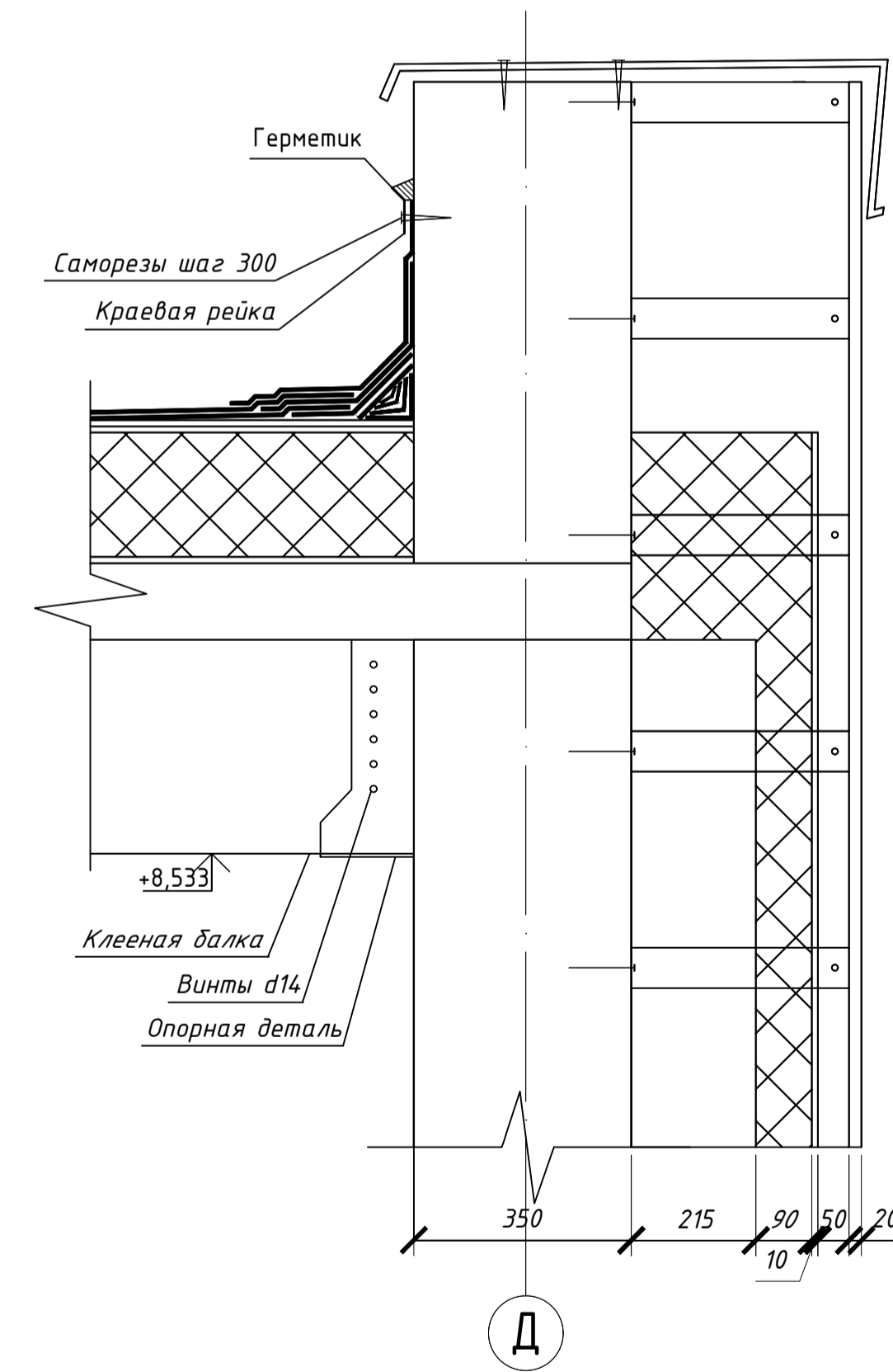
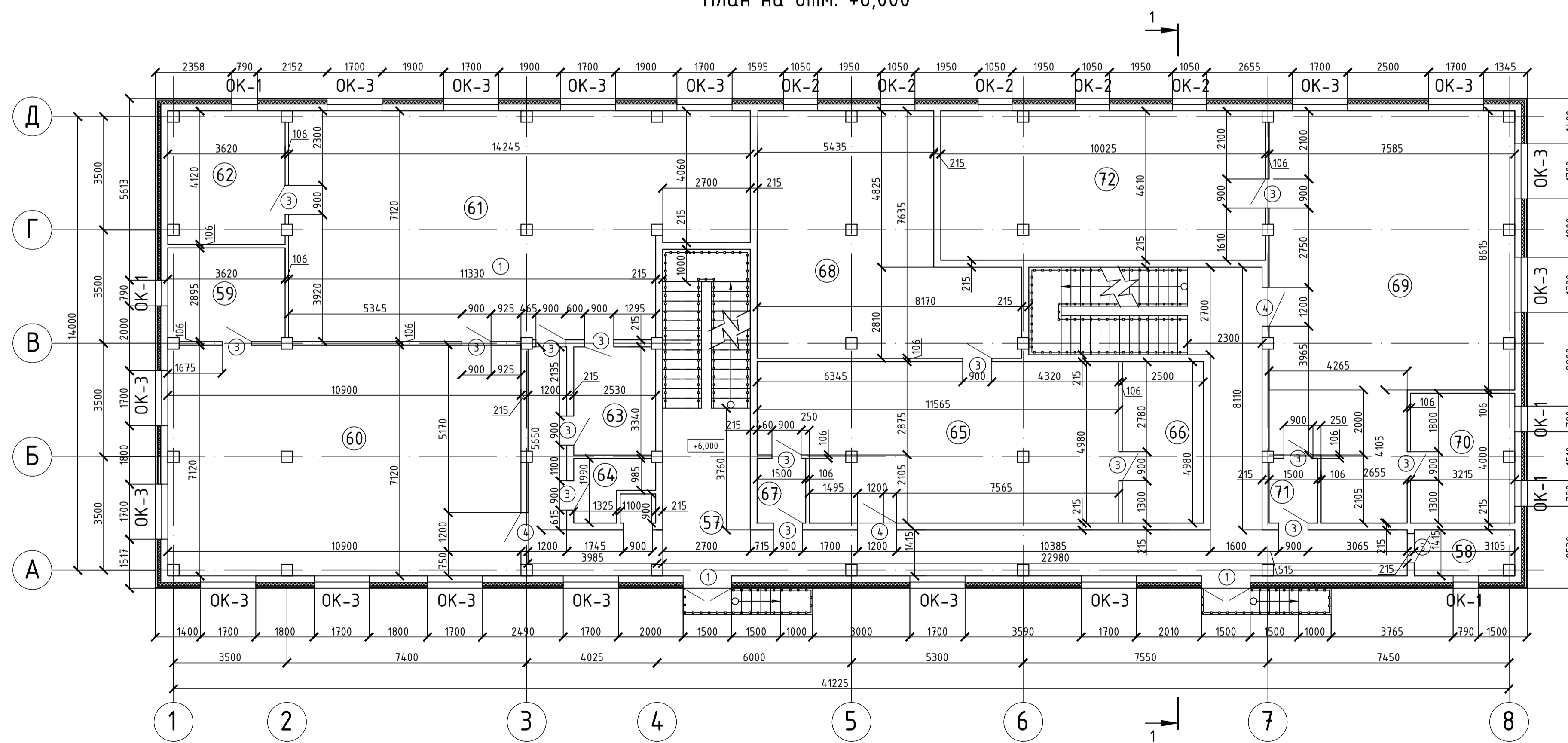
План на отм. +3,000



Гидроизоляционная мембрана 2 слоя
 Панель OSB 10 мм
 Воздушная прослойка 10 мм
 Экзотата "LUSHEX eco" 200 мм
 Пароизоляция
 CLT-плита покрытия 123 мм

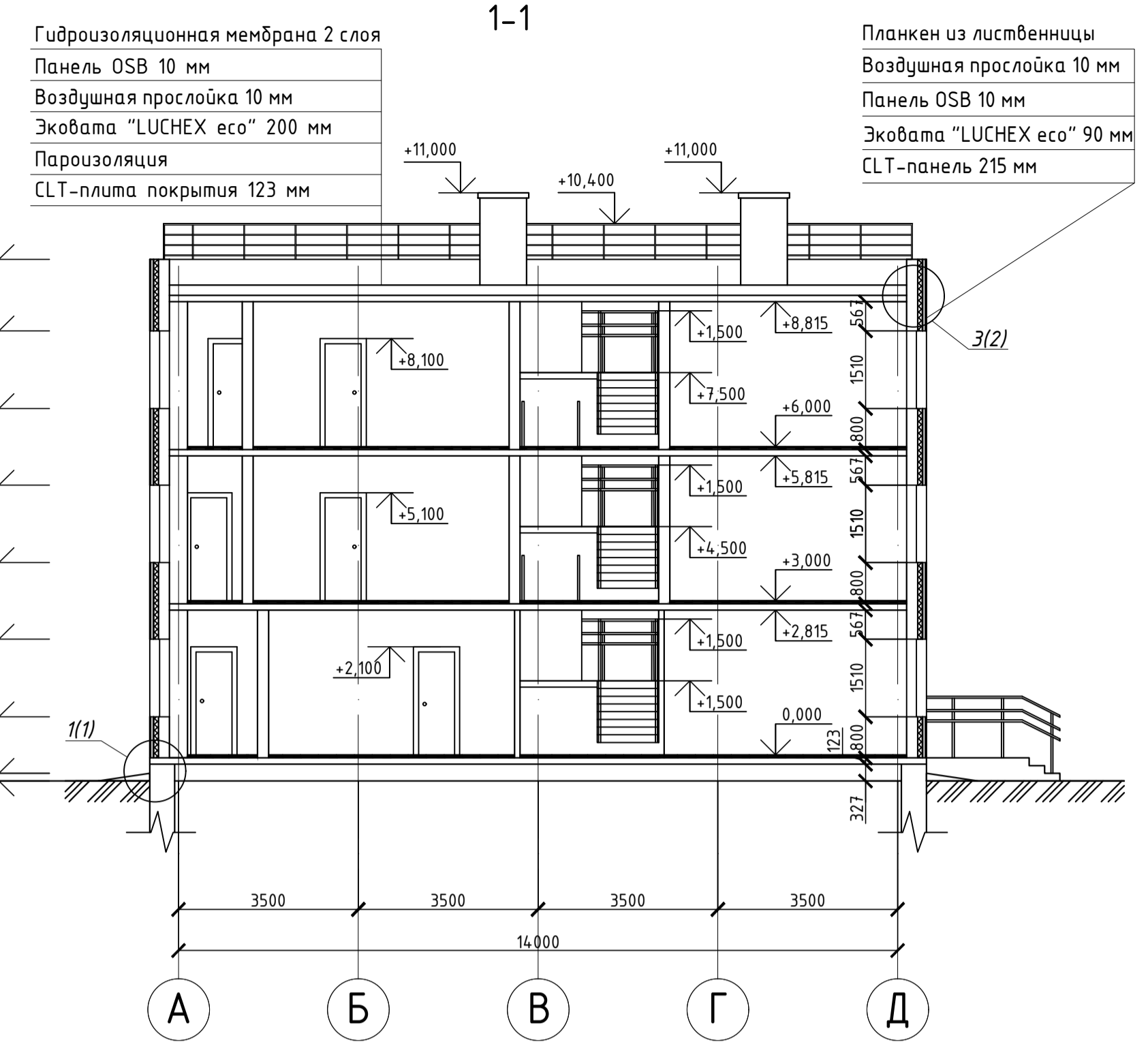
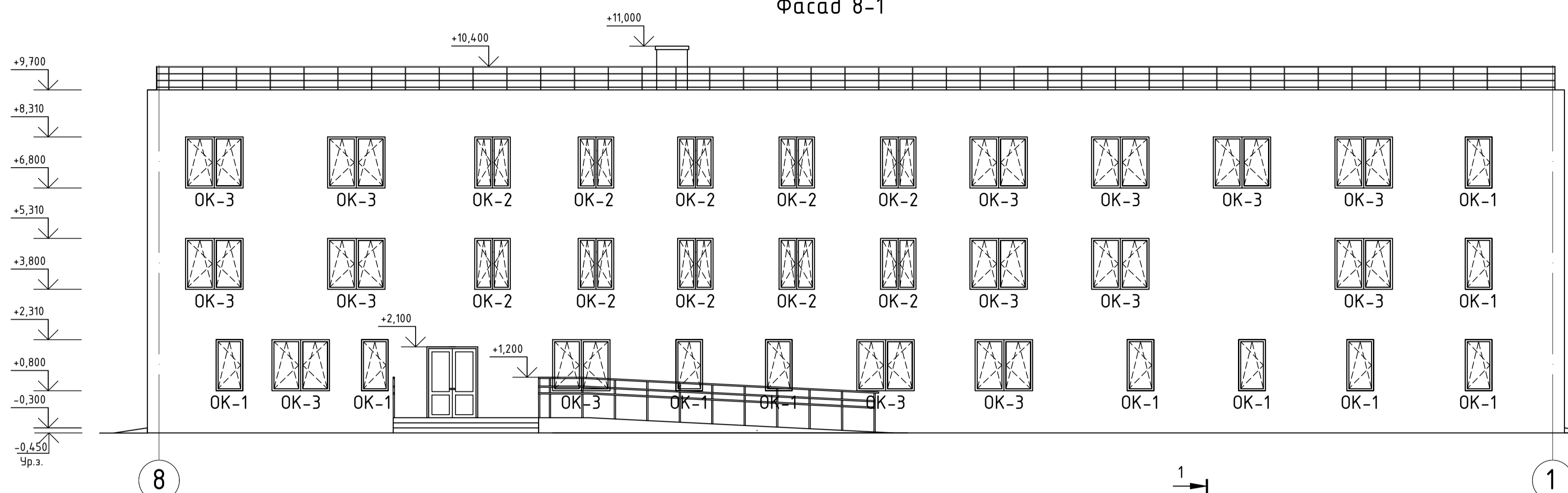


План на отм. +6,000

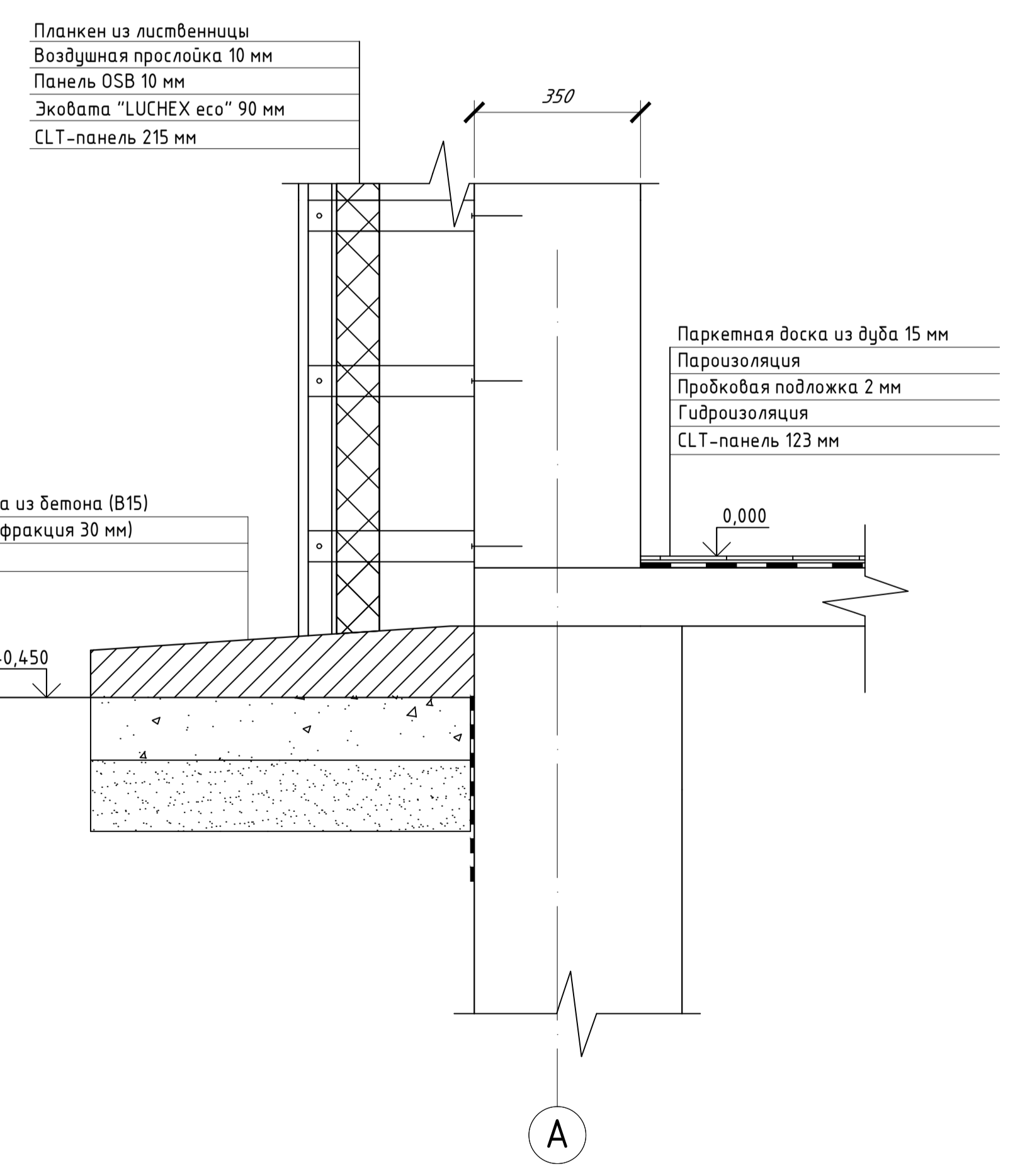
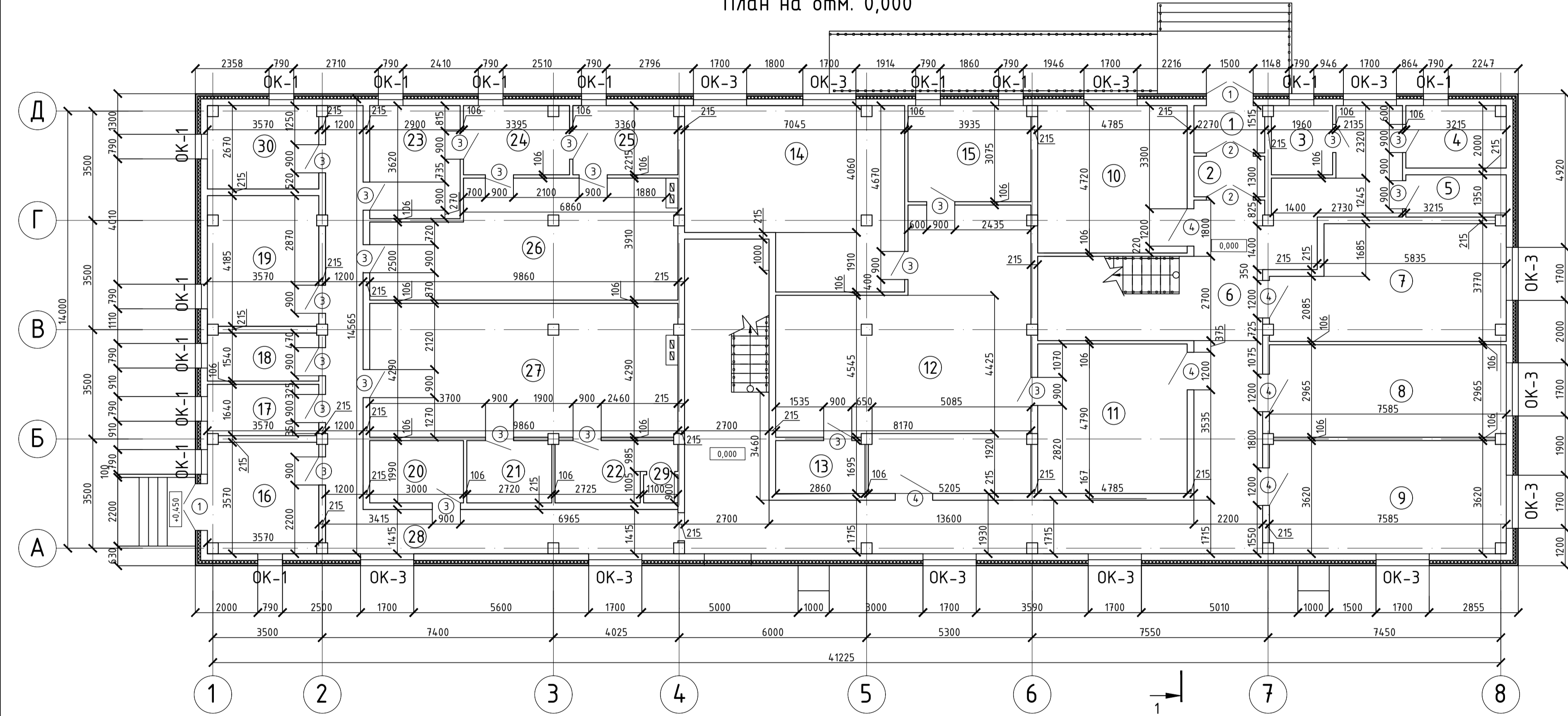


БР-08.03.0101-АР					
ФГАОУ "Сибирский федеральный университет" Инженерно-строительный институт					
Изм.	Кол. уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата
Разработал	Усова К.С.				
Консультант	Казачкова Е.В.				
Руководитель	Пясунова М.А.				
Н.контр.ль	Пясунова М.А.				
Зав.кафедрой	Дворниев С.В.				
Детский сад из многослойных клеевых панелей типа CLT на 100 мест в г.Красноярске				Стандия	Лист
План на отм. +3,000; План на отм. +9,000; Узел 1; Узел 2				Р	2
				СКИУС	

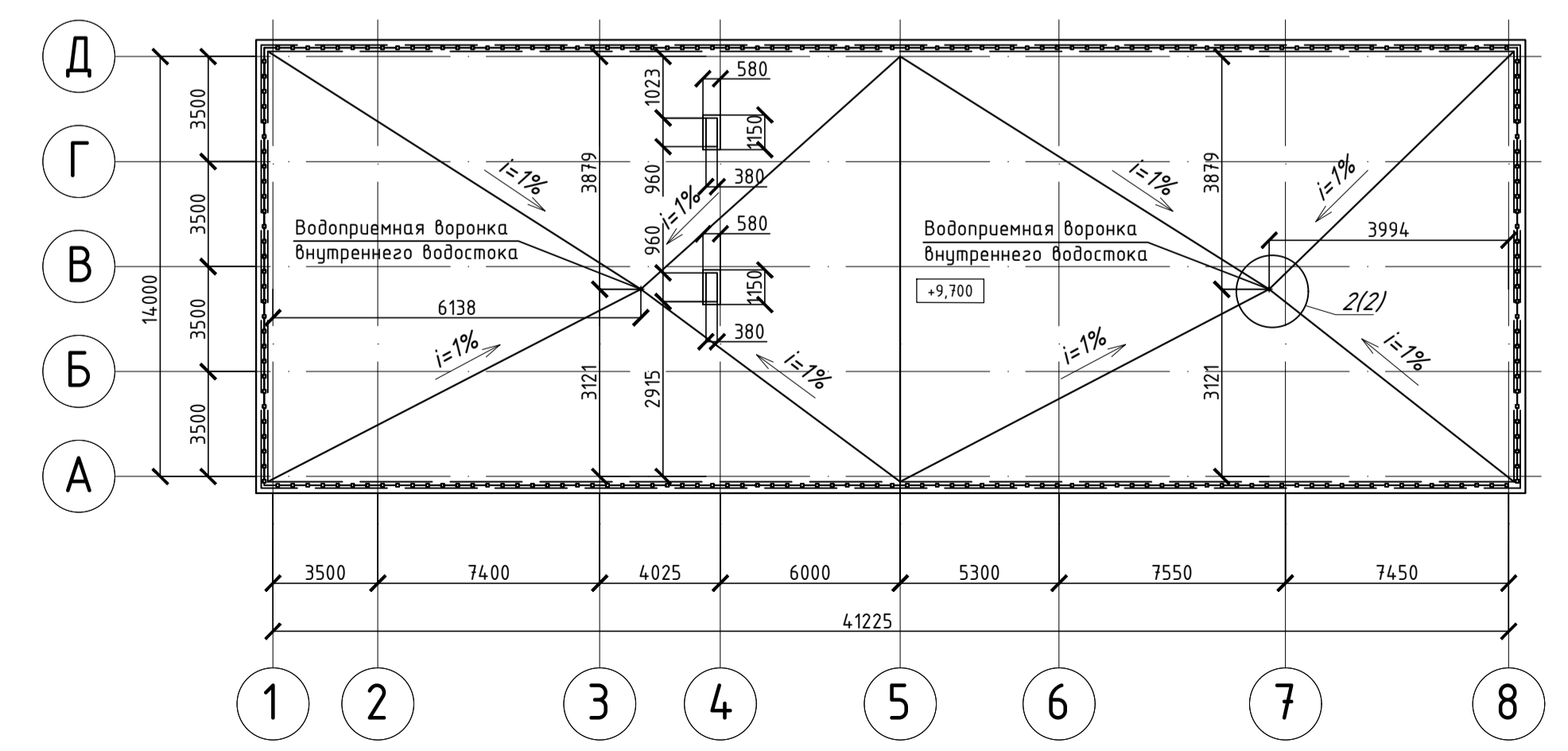
Фасад 8-1



План на отм. 0,000

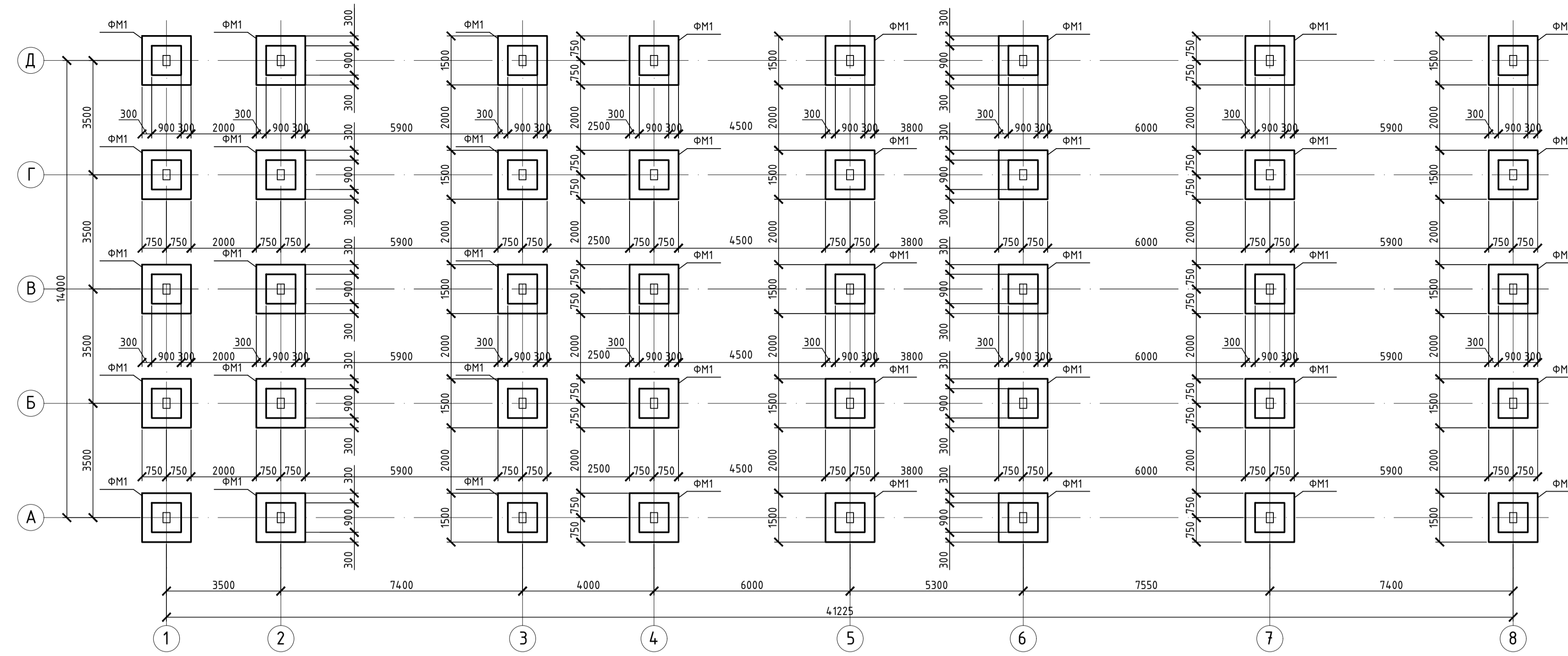


План кровли



БР-08.03.0101-АР				
ФГАОУ "Сибирский федеральный университет" Инженерно-строительный институт				
Изм.	Кол. уч.	Лист	№ док.	Подп.
Разработал	Усова К.С.	Консультант	Казакова Е.В.	Руководитель
Руководитель	Плещина М.А.	И. контроль	Плещина М.А.	Зав. кафедрой
			Дворниев С.В.	
Детский сад из многослойных клеевых панелей типа CLT на 100 мест в г.Красноярске			Стация	Лист
Фасад 8-1; Разрез 1-1; План на отм. 0,000; План кровли; Узел 1			Р	1
			Листов	2
СКИУС				

План фундамента



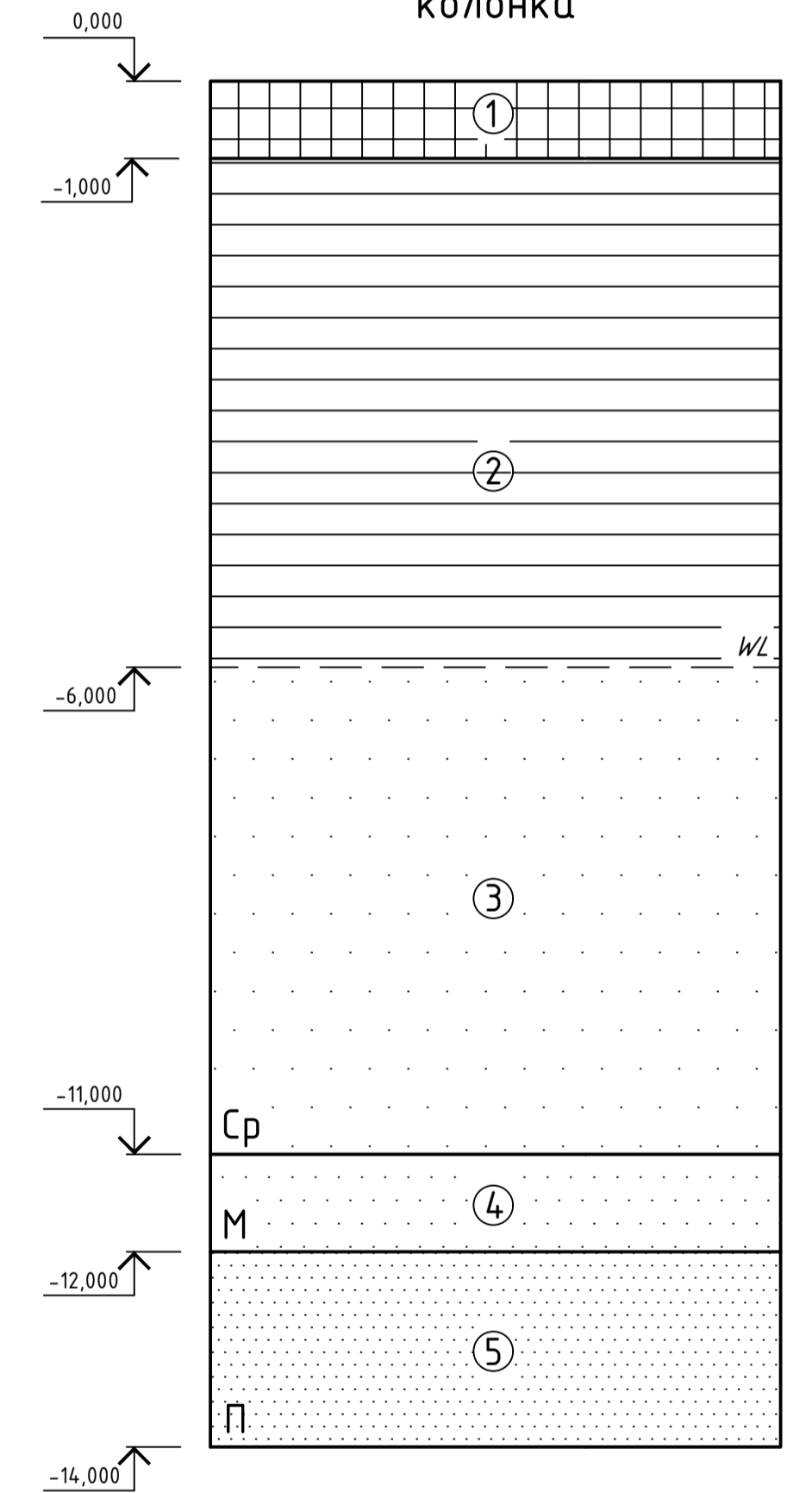
Спецификация элементов ФМ-1

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Прим.
Детали					
1	ГОСТ 23279-2012	С-1	1	174,37	
2	ГОСТ 23279-2012	С-2	4	7,23	
3	ГОСТ 34028-2016	φ10A400, L = 1300 мм	16	0,46	
Материалы					
4		Бетон В15, F100, W6	5,60		м³
		Бетон В7,5	1,23		м³

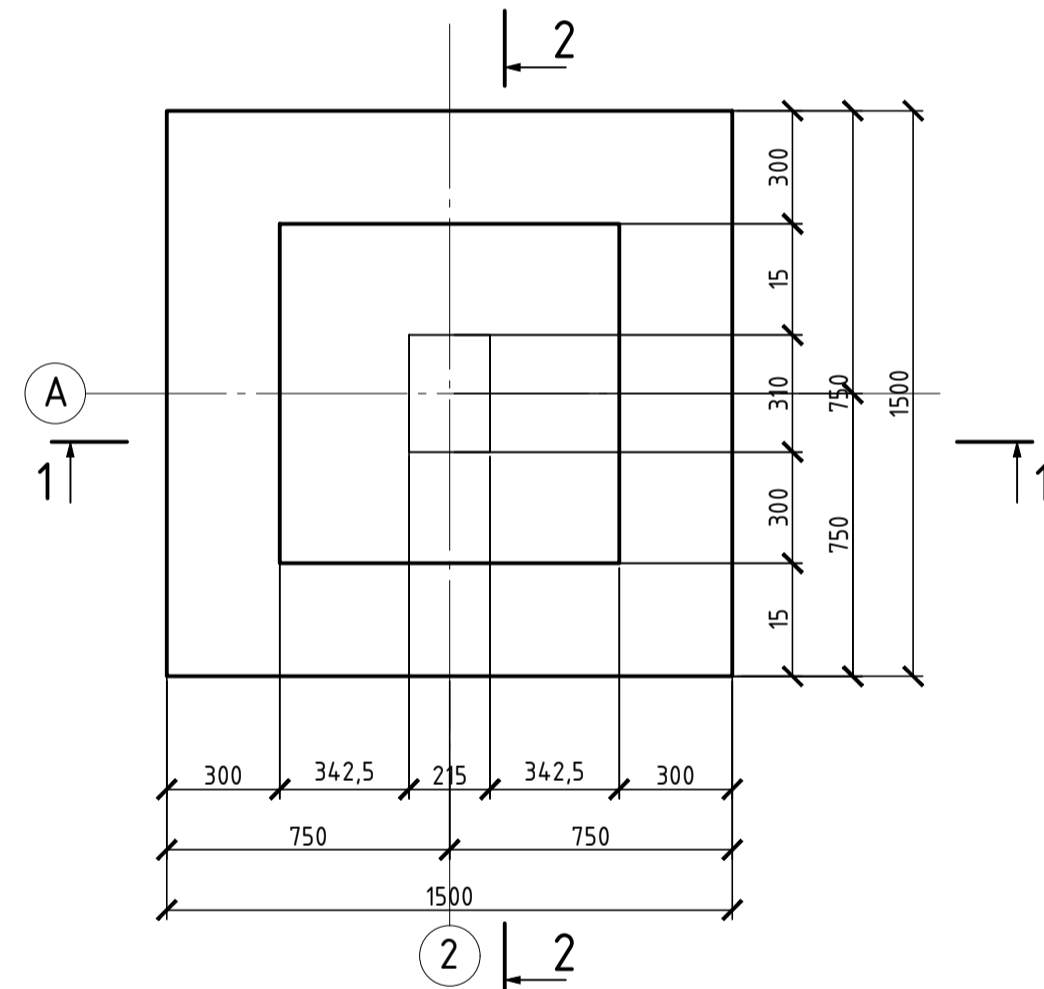
Ведомость расхода стали, кг

Марка элемента	Изделия арматурные				Всего
	Арматура класса				
	A240		A400		
	ГОСТ 34028-2016	ГОСТ 34028-2016	ГОСТ 34028-2016	ГОСТ 34028-2016	
	φ6	Итого	φ10	Итого	
С-1	-	-	12,83	12,83	12,83
С-2	1,15	1,15	12,83	12,83	13,98

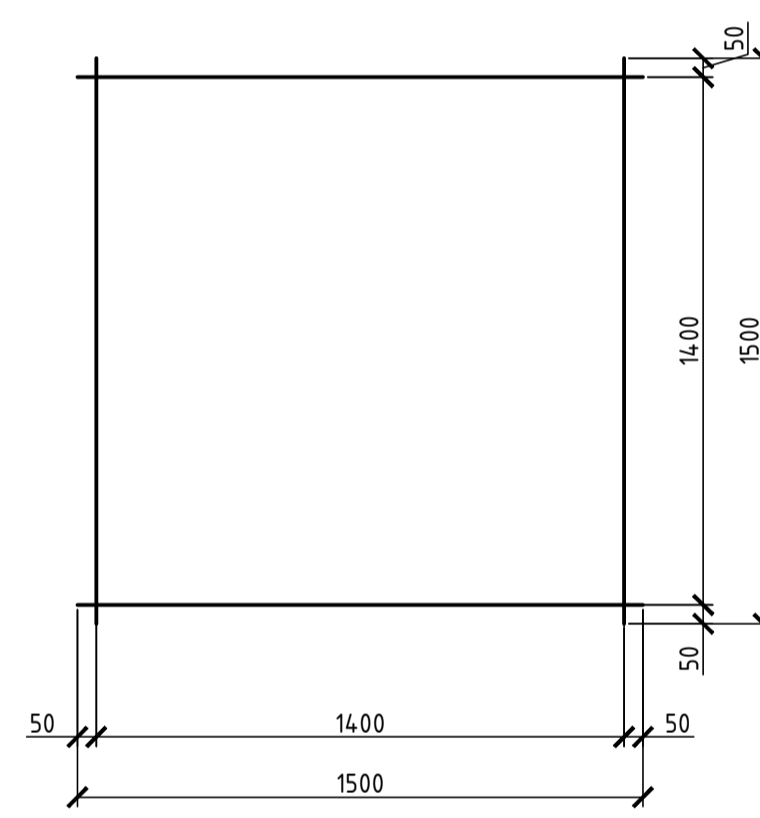
Инженерно-геологическая колонка



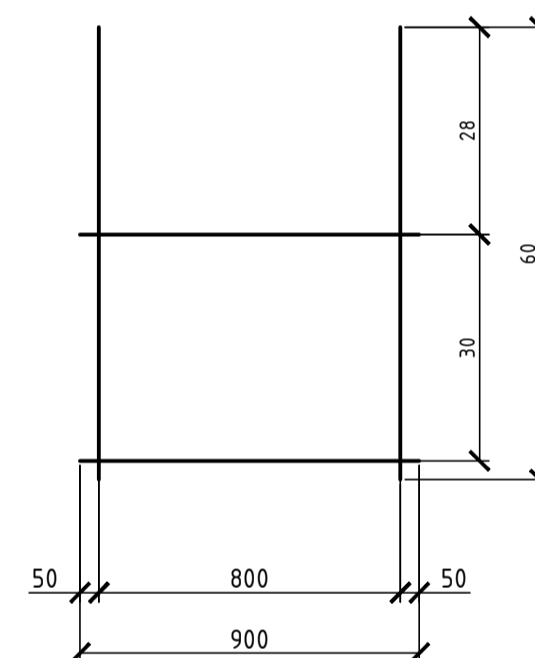
ФМ1



С-1



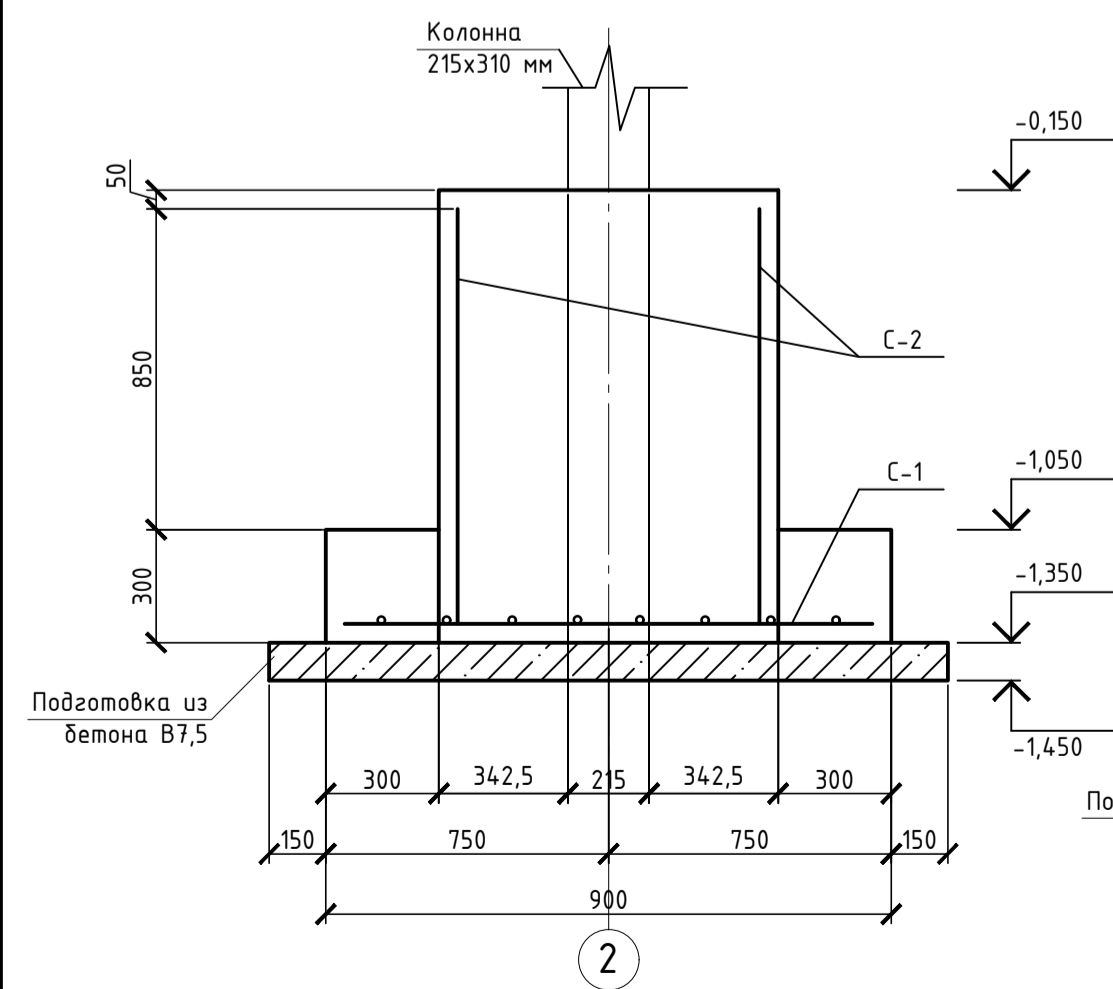
С-2



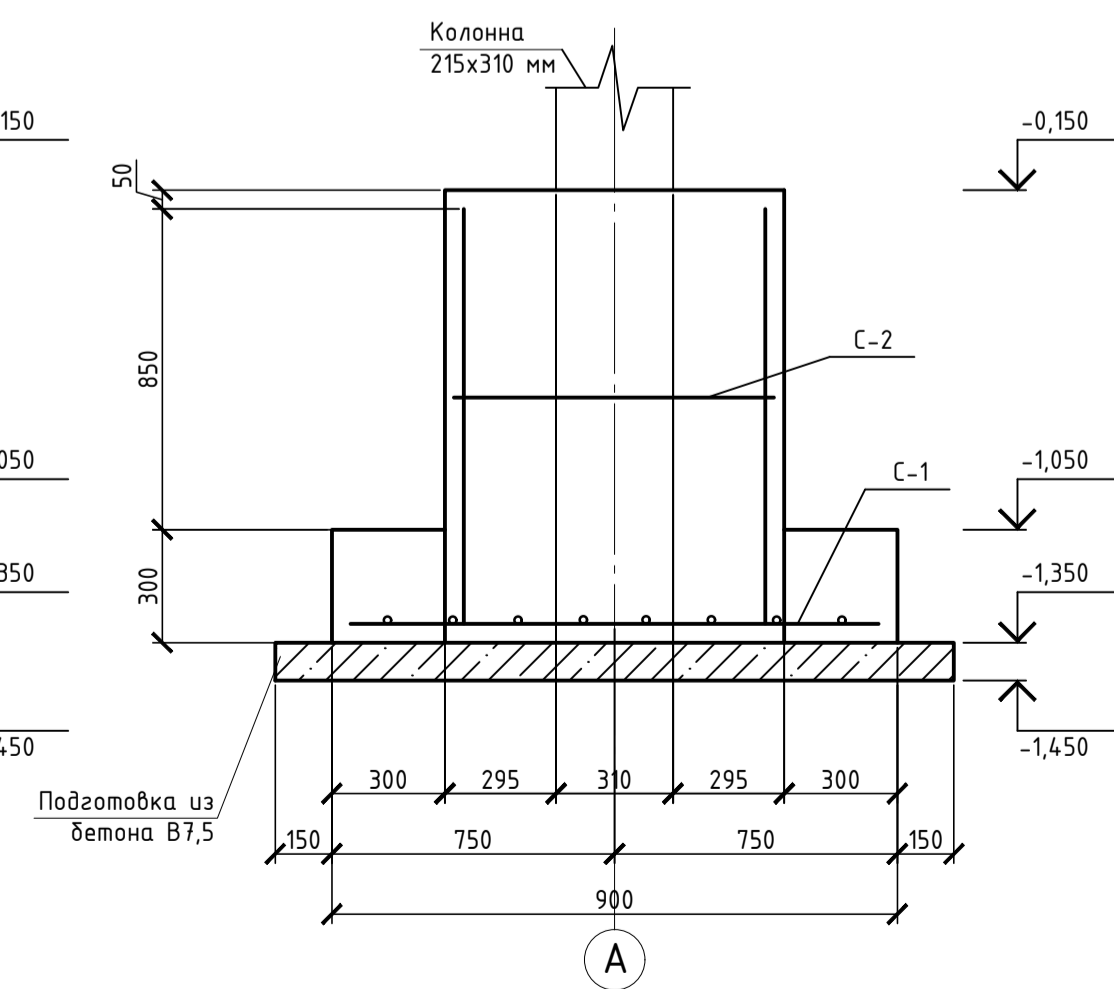
Условные обозначения

- Насыпной грунт
- Глина полутвердая
- Песок средней крупности
- Песок мелкий
- Песок пылеватый

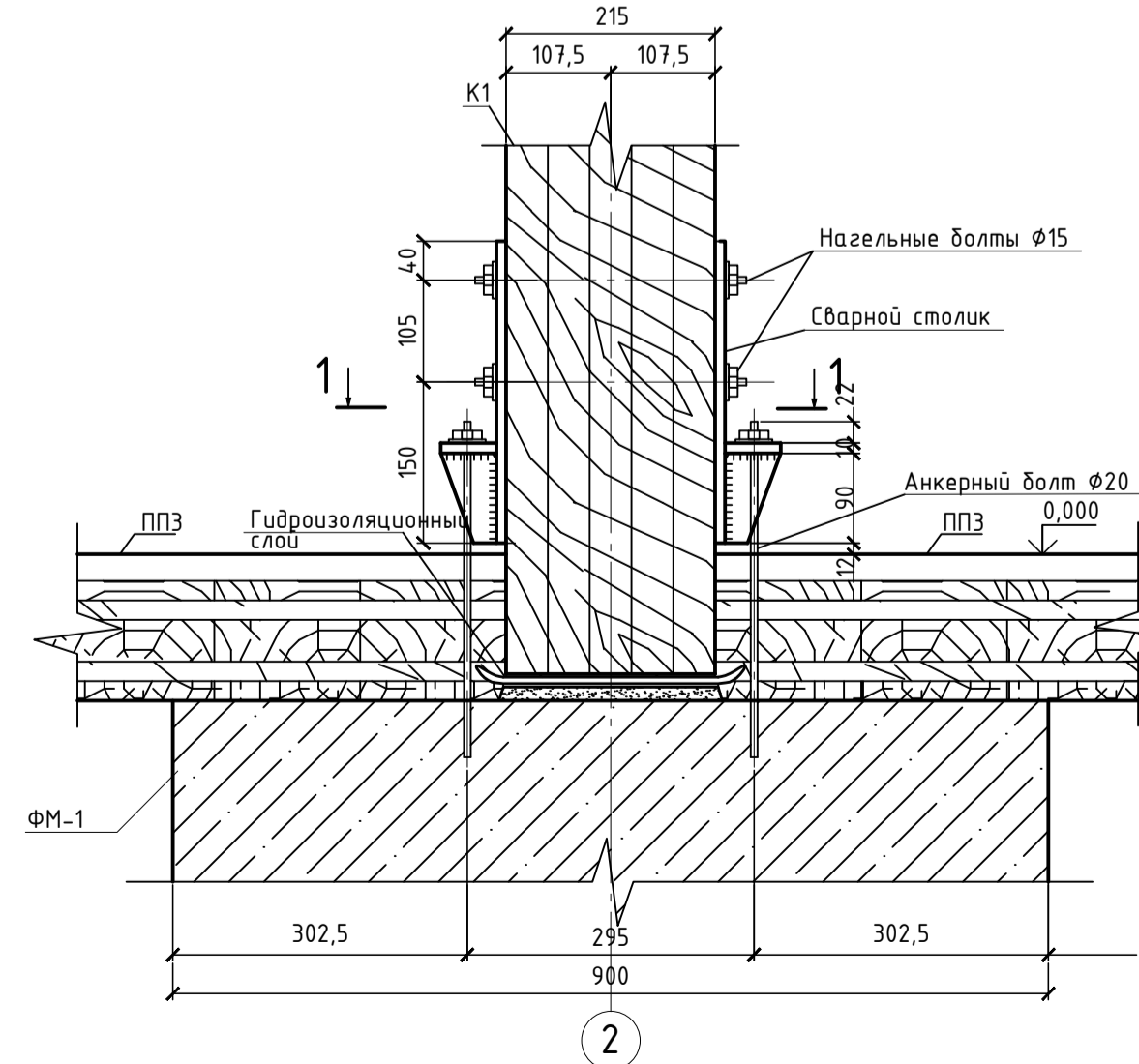
Разрез 1-1



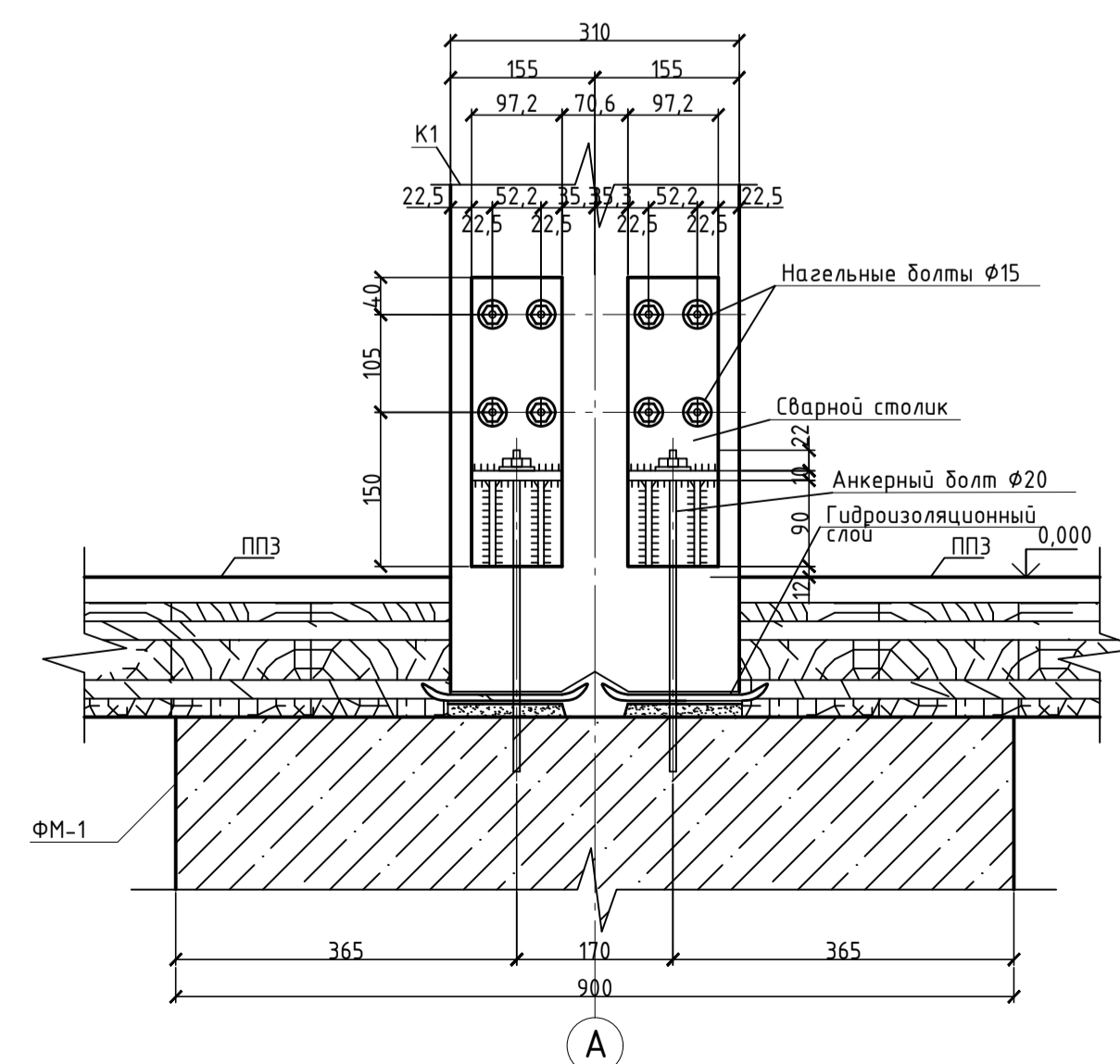
Разрез 2-2



Узел защемления колонны с фундаментом



Разрез 1-1



- За условную отметку 0,000 принята отметка чистого пола первого этажа здания.
- Основанием служит глина полутвердая с техническими характеристиками (С=47 кПа, φ=18° град, E=18 МПа).
- Арматуру принять по ГОСТ 34028-2016.
- Обратную засыпку выполнять местными вренными грунтами или ПГС, с тщательным уплотнением послойно, слоями толщиной 300 мм.
- Для защиты фундаментов от загнивания по периметру здания устраивать отмостку шириной не менее 1,2 м.
- Под подошвой выполнить бетонную подготовку толщиной 100 мм из бетона В7,5.

БР-08.03.01.01 КЖ					
ФГАОУ "Сибирский федеральный университет"					
Инженерно-строительный институт					
Изм.	Кол. уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата
Разработал	Усова К.С.				
Консультант	Иванова О.А.				
Руководитель	Ляснова М.А.				
Исследование НДС узловых соединений клееных панелей типа CLT в рамках разработки рабочей документации общественного здания в г. Красноярске				Стация	Лист
План фундамента; Спецификация элементов ФМ-1; Ведомость расхода стали; Инженерно-геологическая колонка; ФМ-1; Разрез 1-1; Разрез 2-2; Узел защемления фундамента с колонной				Р	1
Н. контроль	Ляснова М.А.				
Зав. кафедрой	Дворцев С.В.				
				СКУС	

КАЛЕНДАРНЫЙ ГРАФИК выполнения ВКР в виде проекта

Тема: исследование НДС многослойных клеевых панелей типа CLT на примере многоэтажного здания со встроенно-пристроенными помещениями общественного назначения.

Цель: определение и исследование напряженно-деформированного состояния многослойных клеевых панелей типа CLT при различных силовых внешних воздействиях в зданиях гражданского назначения.

N п/п	Наименование раздела	Содержание раздела	Срок выполнения
1	Архитектурно-строительный Здания общественного и жилого назначений	- фасады проектируемого объекта; - планы этажей; - разрезы; - план кровли; - архитектурные узлы	01.06.2019
2	Расчётно-конструктивный Здания общественного и жилого назначений	- описание особенностей принятой компоновочной схемы здания; - статический расчёт конструктивной схемы здания; - расчёт заданных конструкций; - разработка конструктивных моделей в масштабе 1:10 для натурных испытаний	15.06.2019
3	Фундаменты Здания общественного и жилого назначений	- вариантное проектирование (разработка двух вариантов фундаментов – неглубокого заложения и свайного)	20.06.2019
4	Технология строительного производства Здания общественного и жилого назначений	- технологическая карта	25.06.2019
5	Организация строительного производства Здания общественного и жилого назначений	- объектный стройгенплан	25.06.2019
6	Экономика строительства Здания общественного и жилого назначений	- определение стоимости возведения объекта; - локальный сметный отчёт на отдельный вид общестроительных работ	01.07.2019

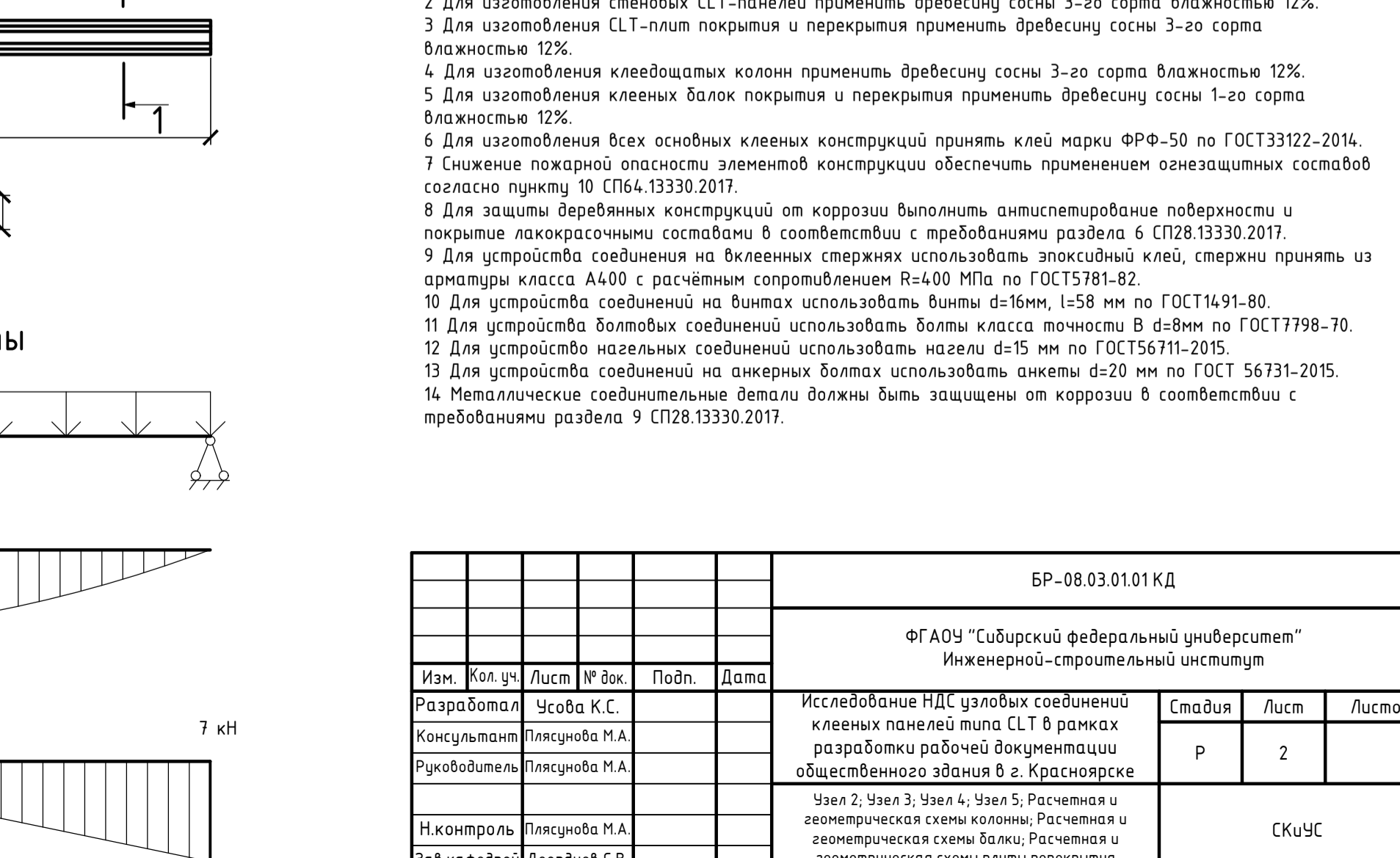
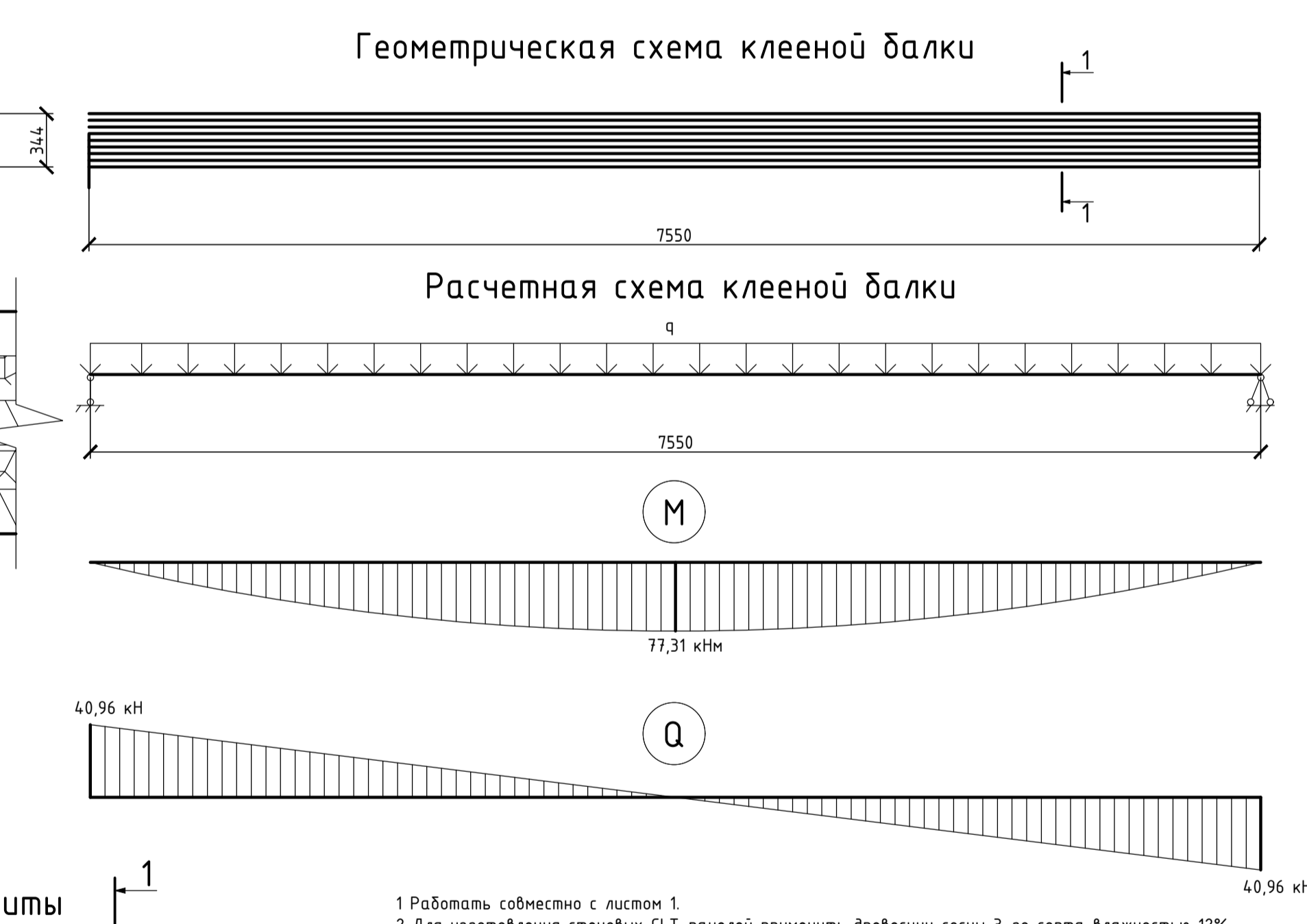
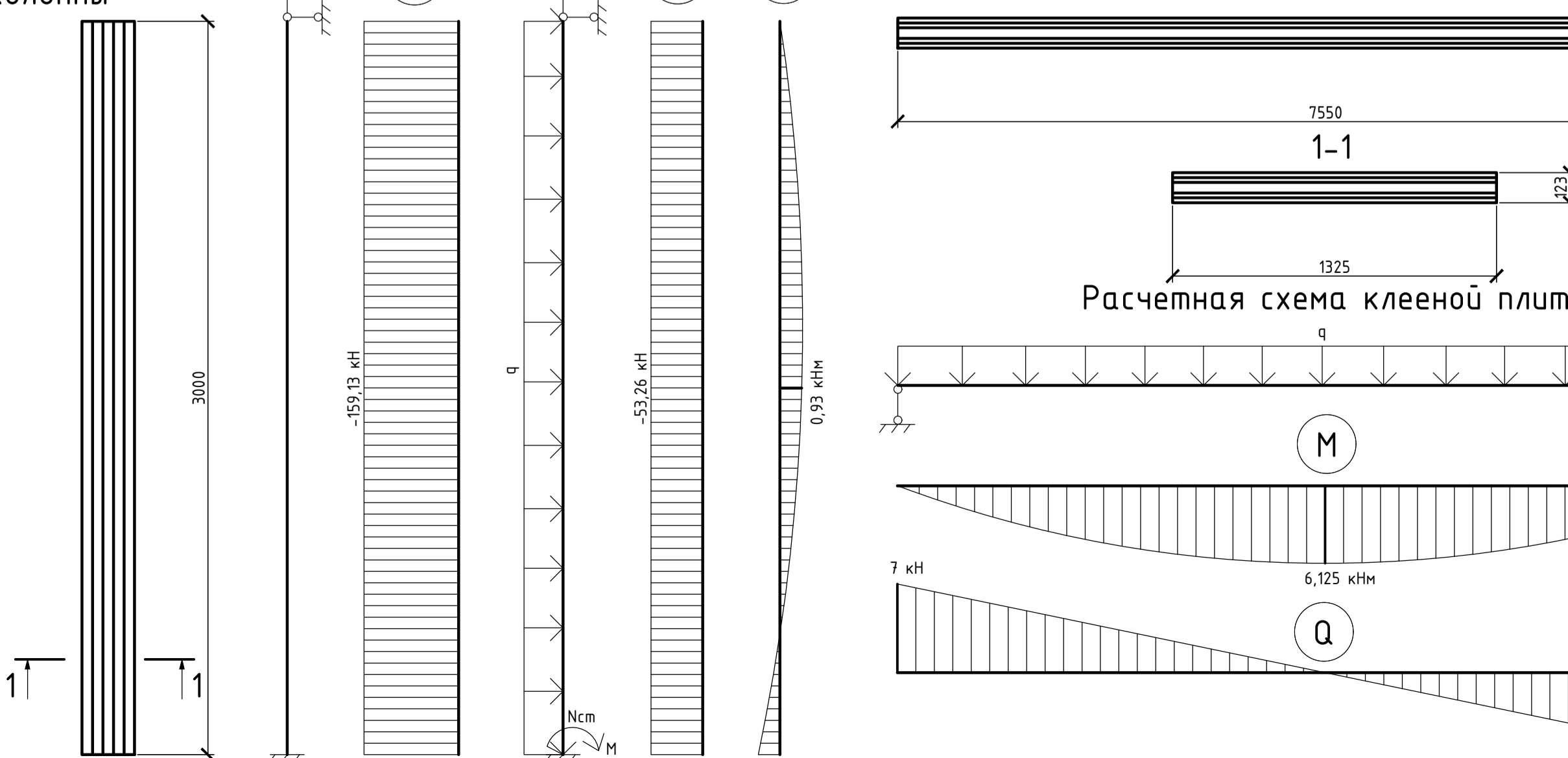
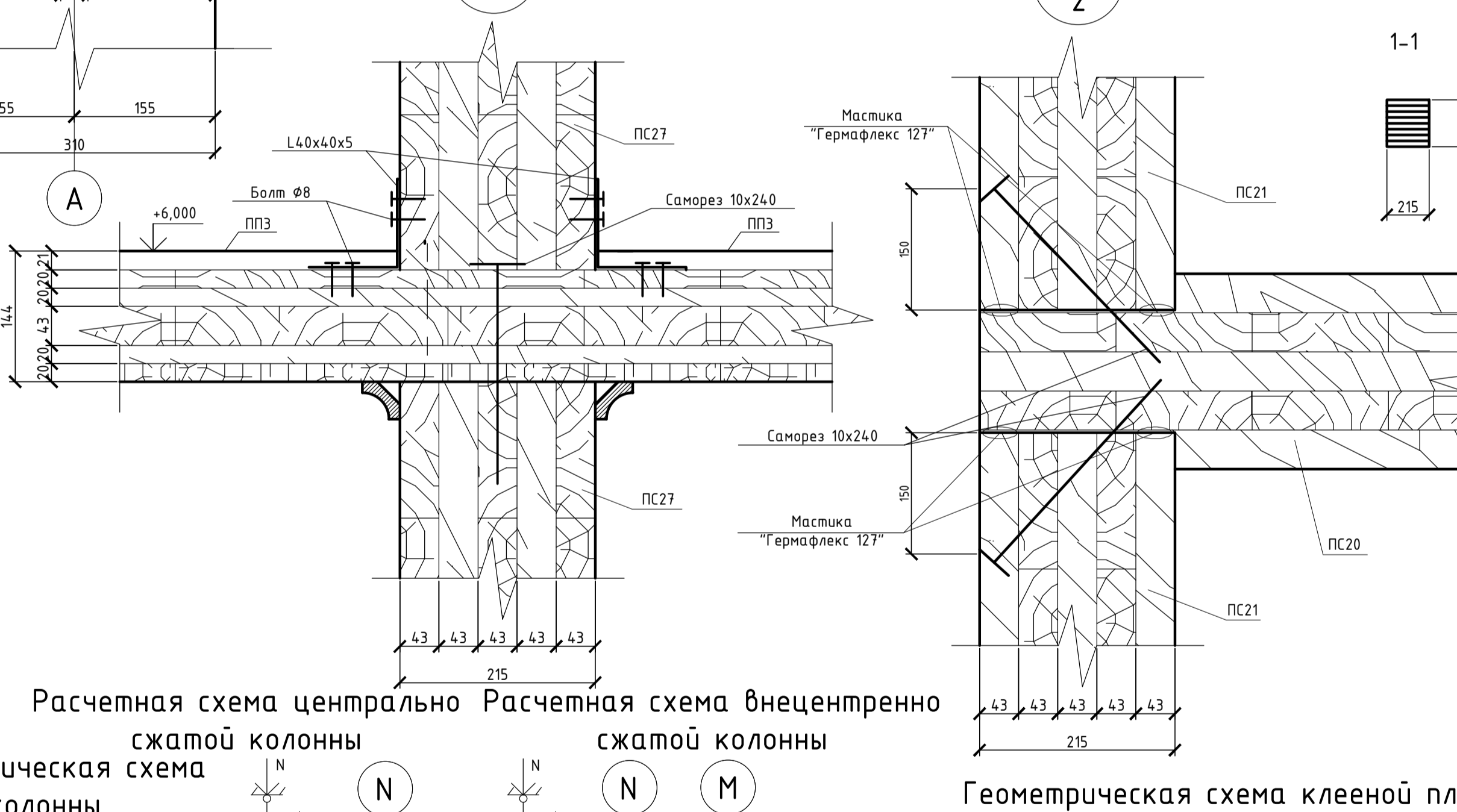
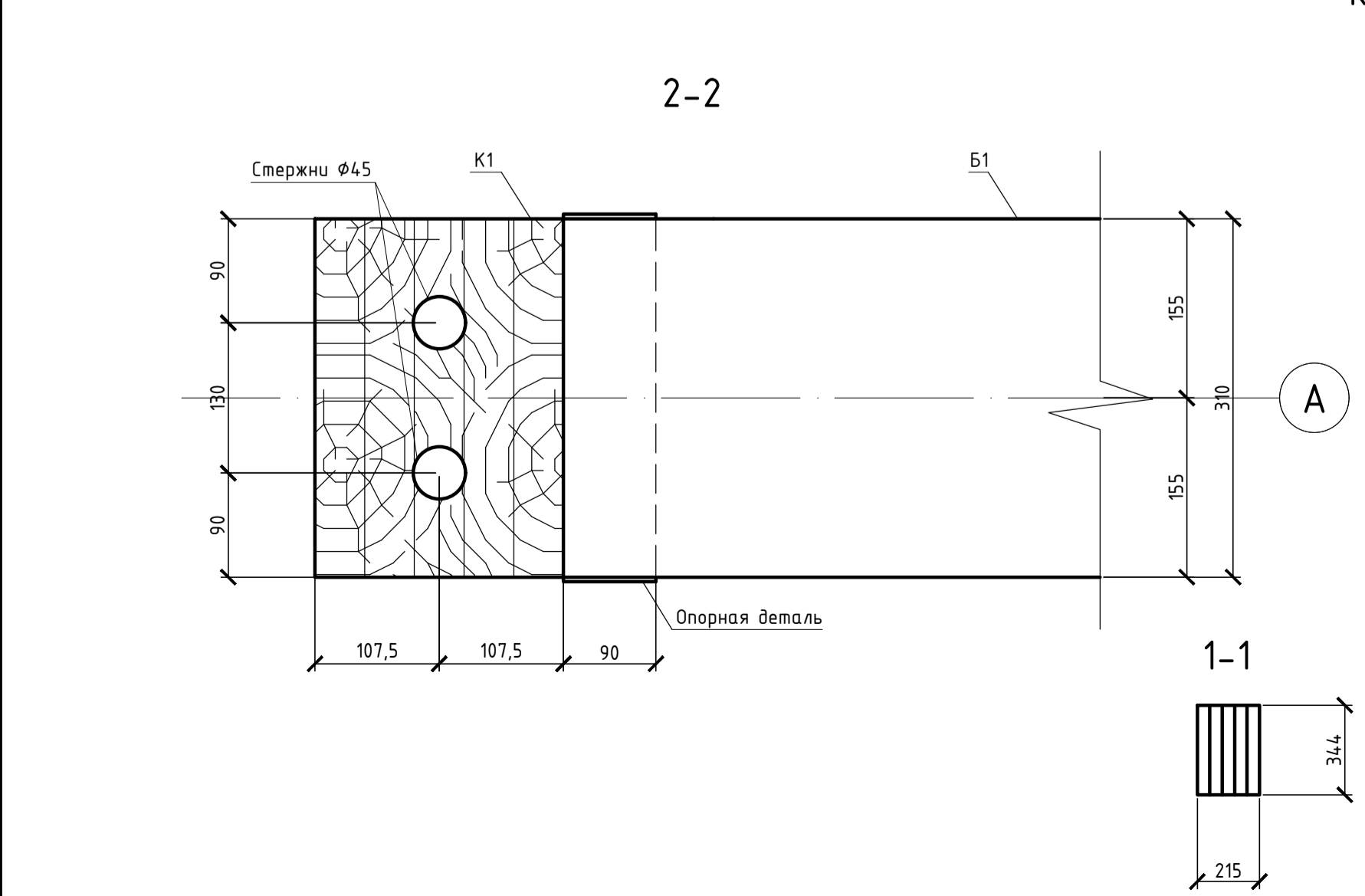
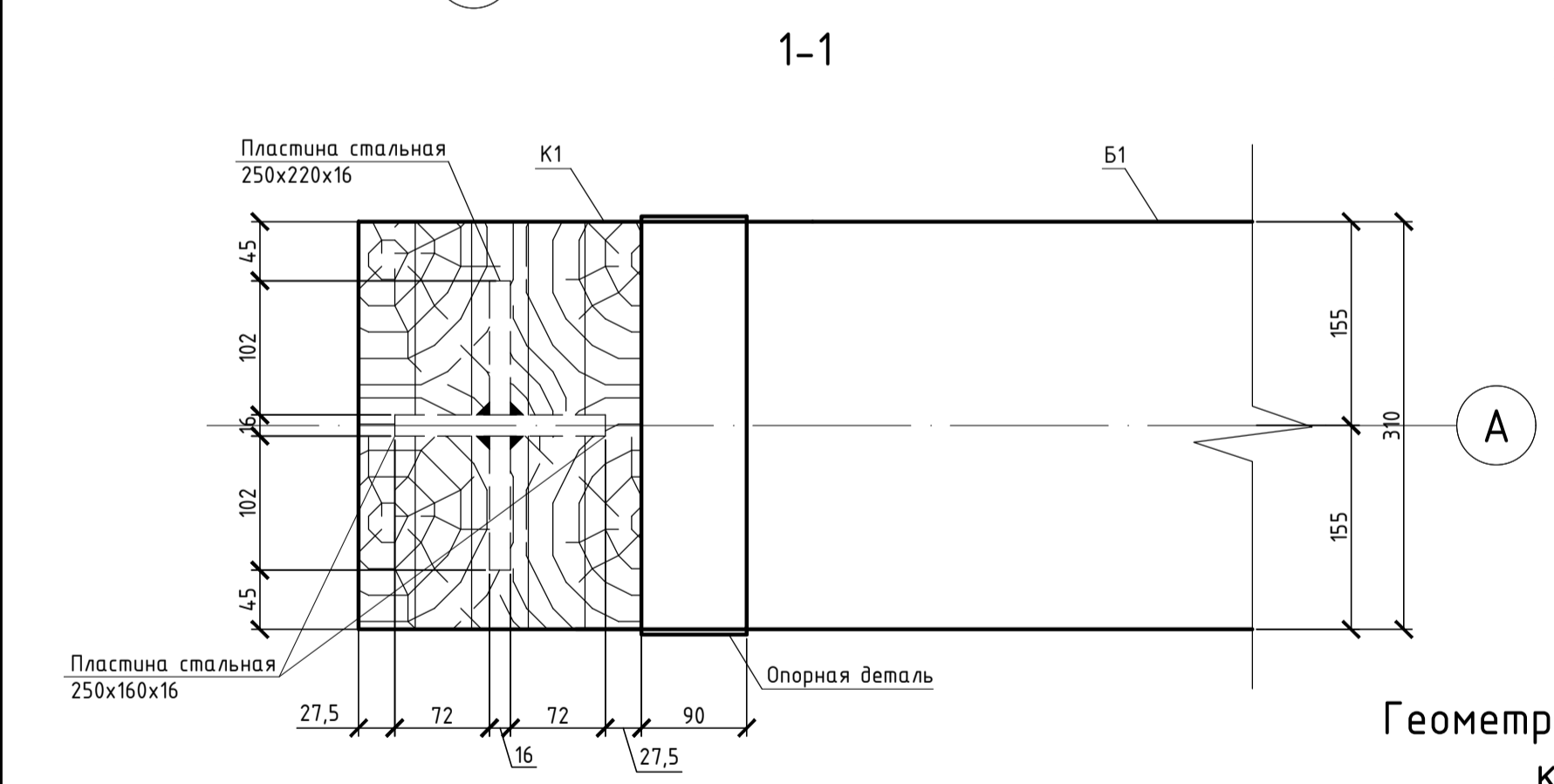
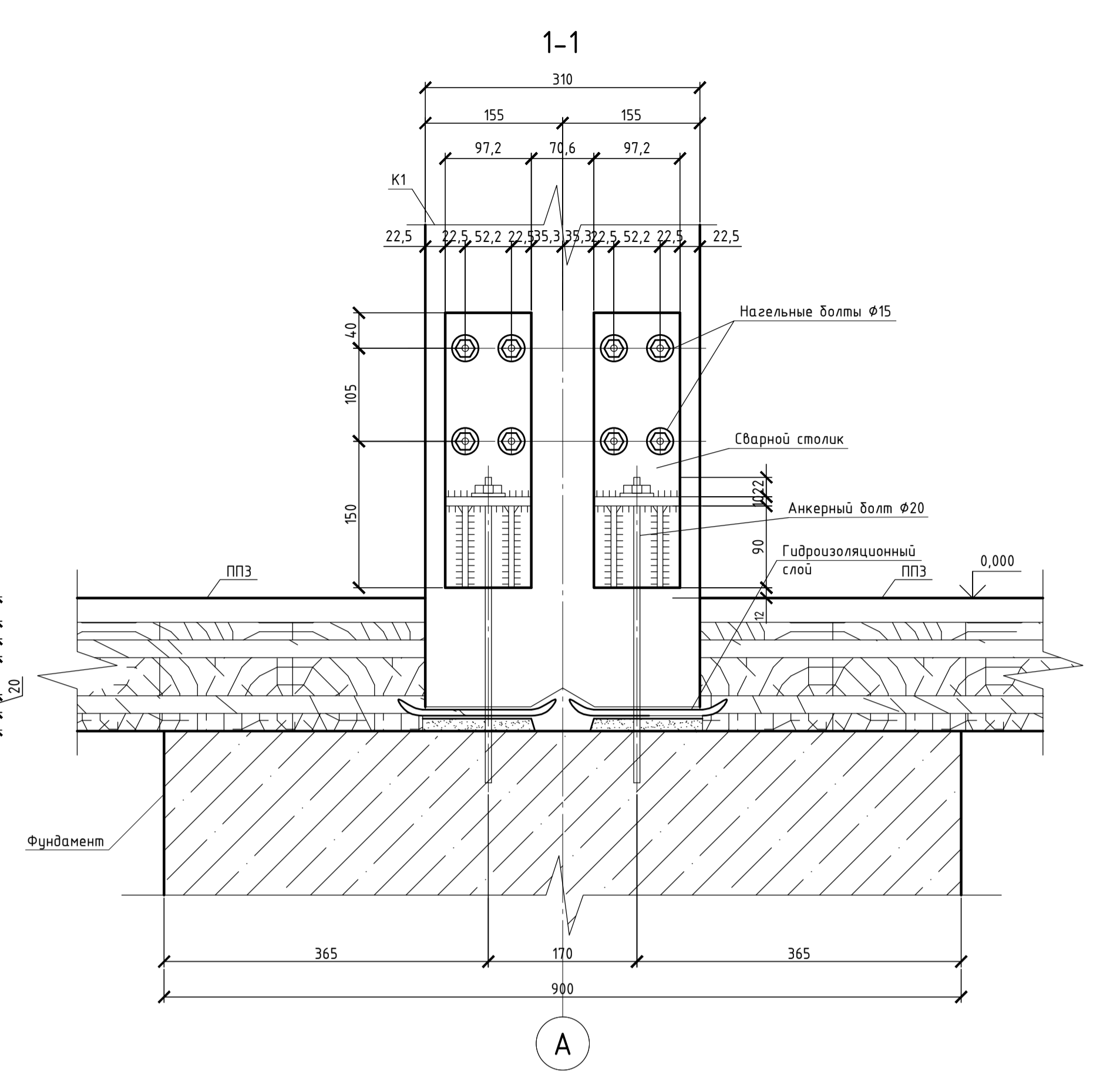
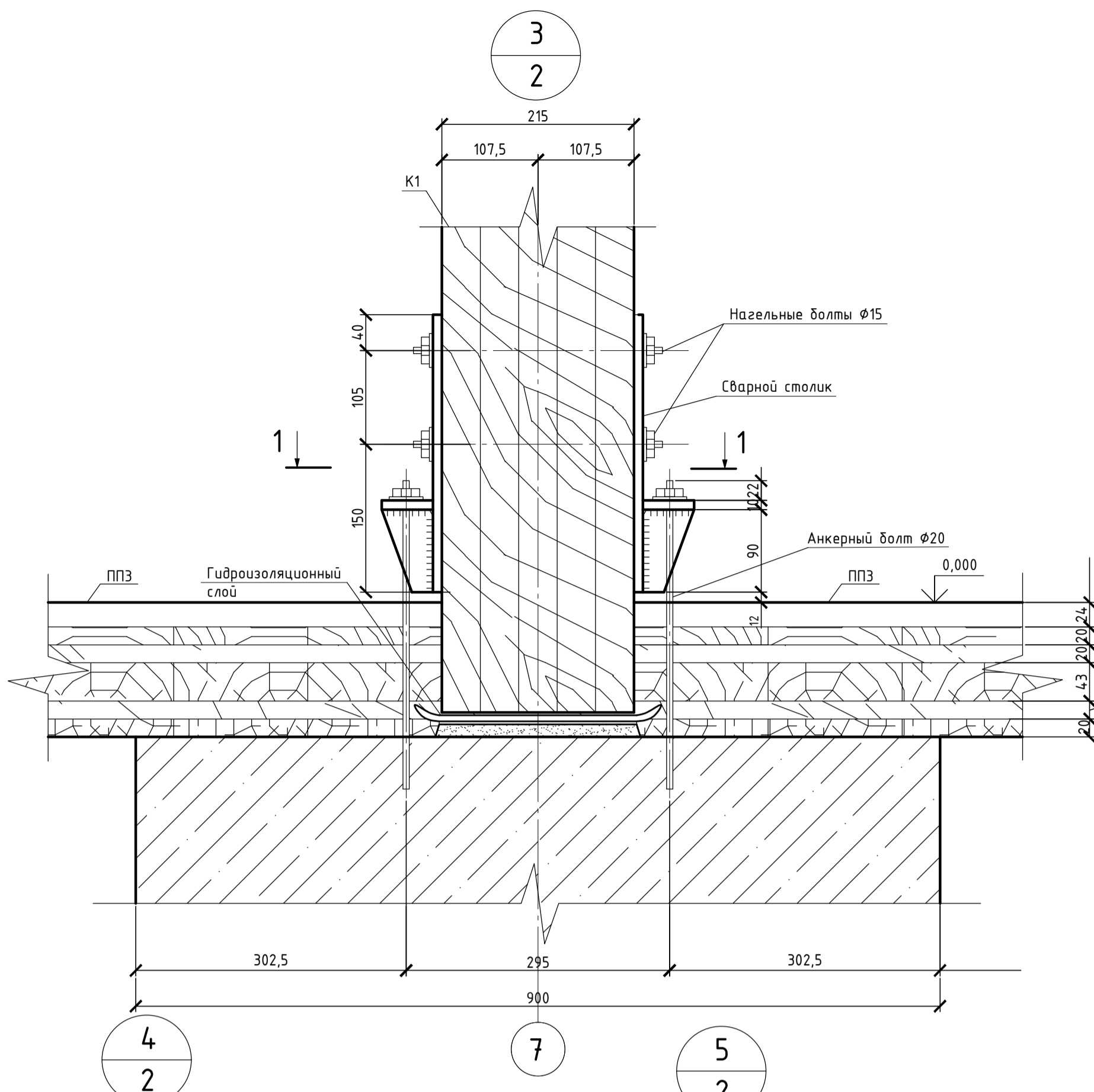
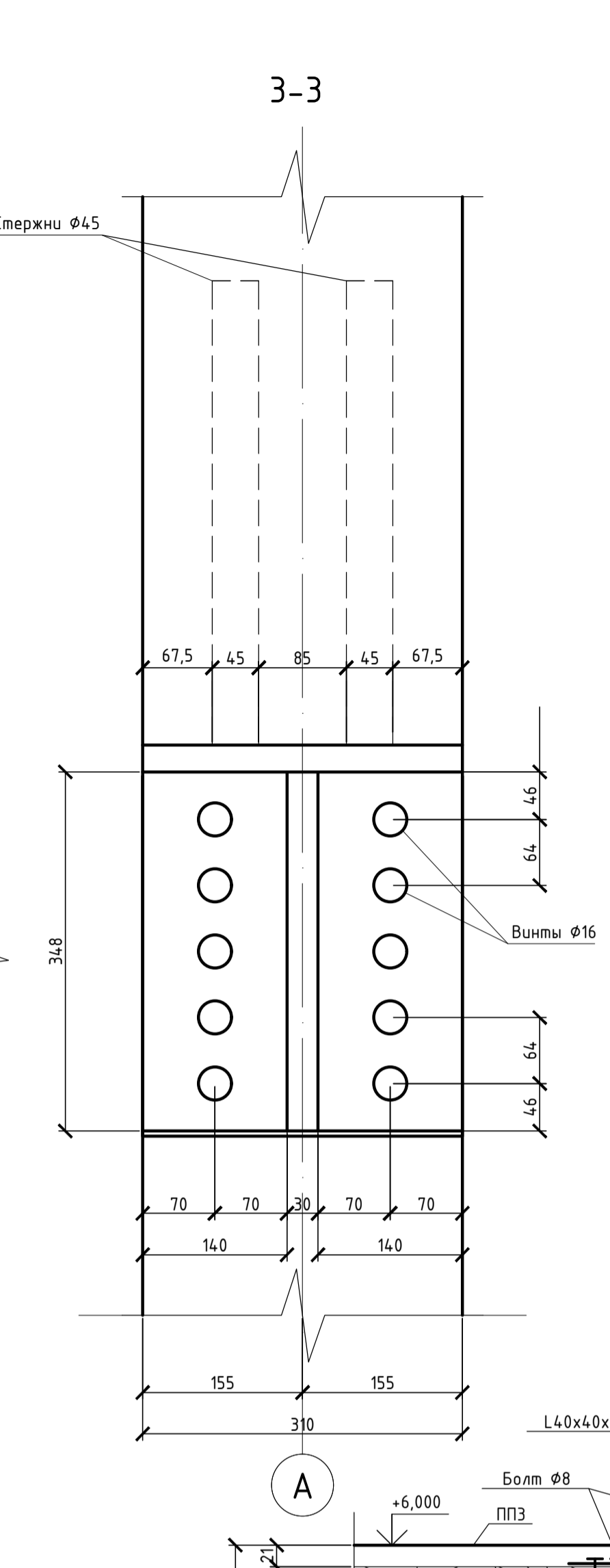
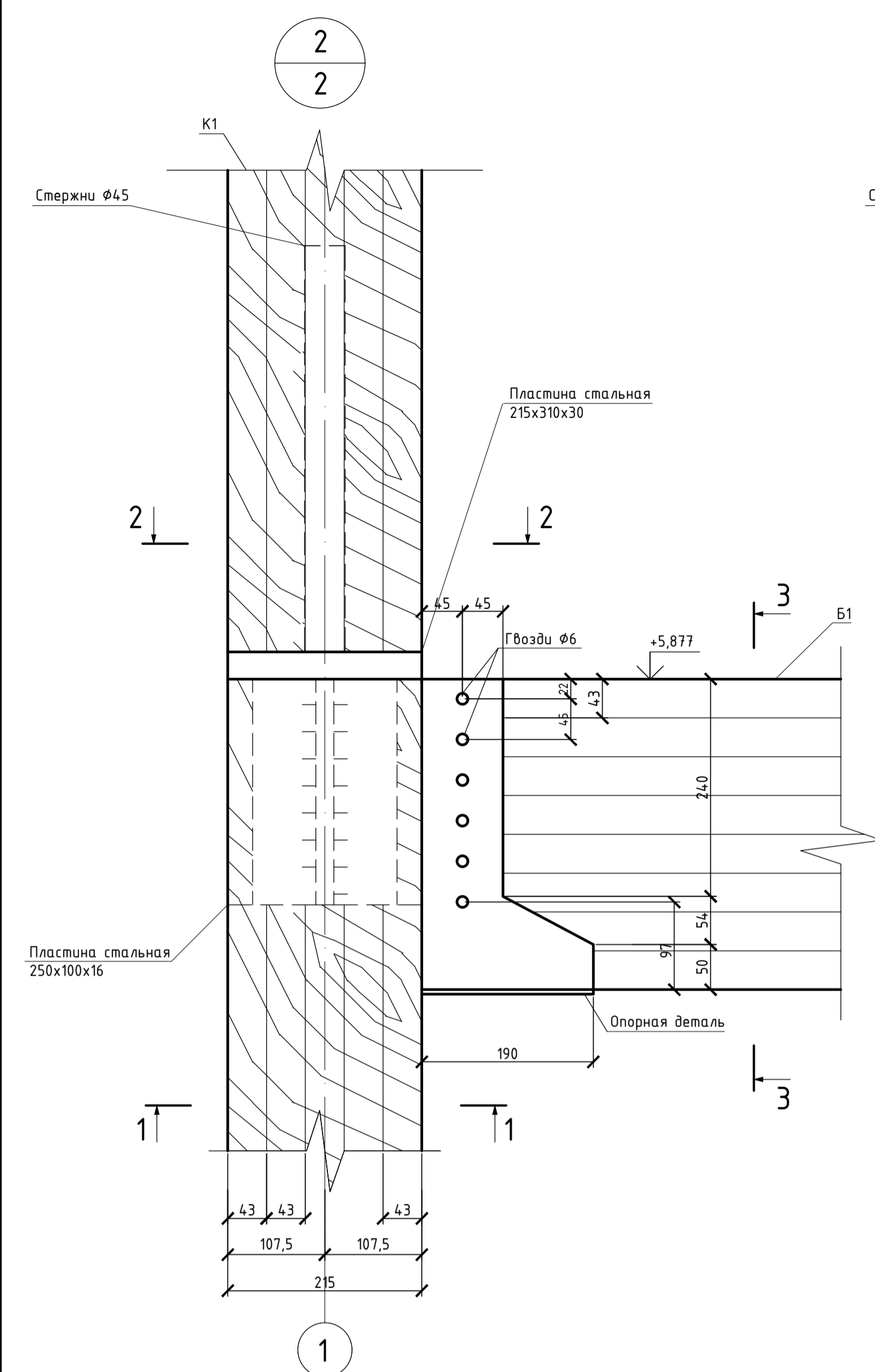
Руководитель ВКР _____

(подпись)

Задание принял к исполнению _____

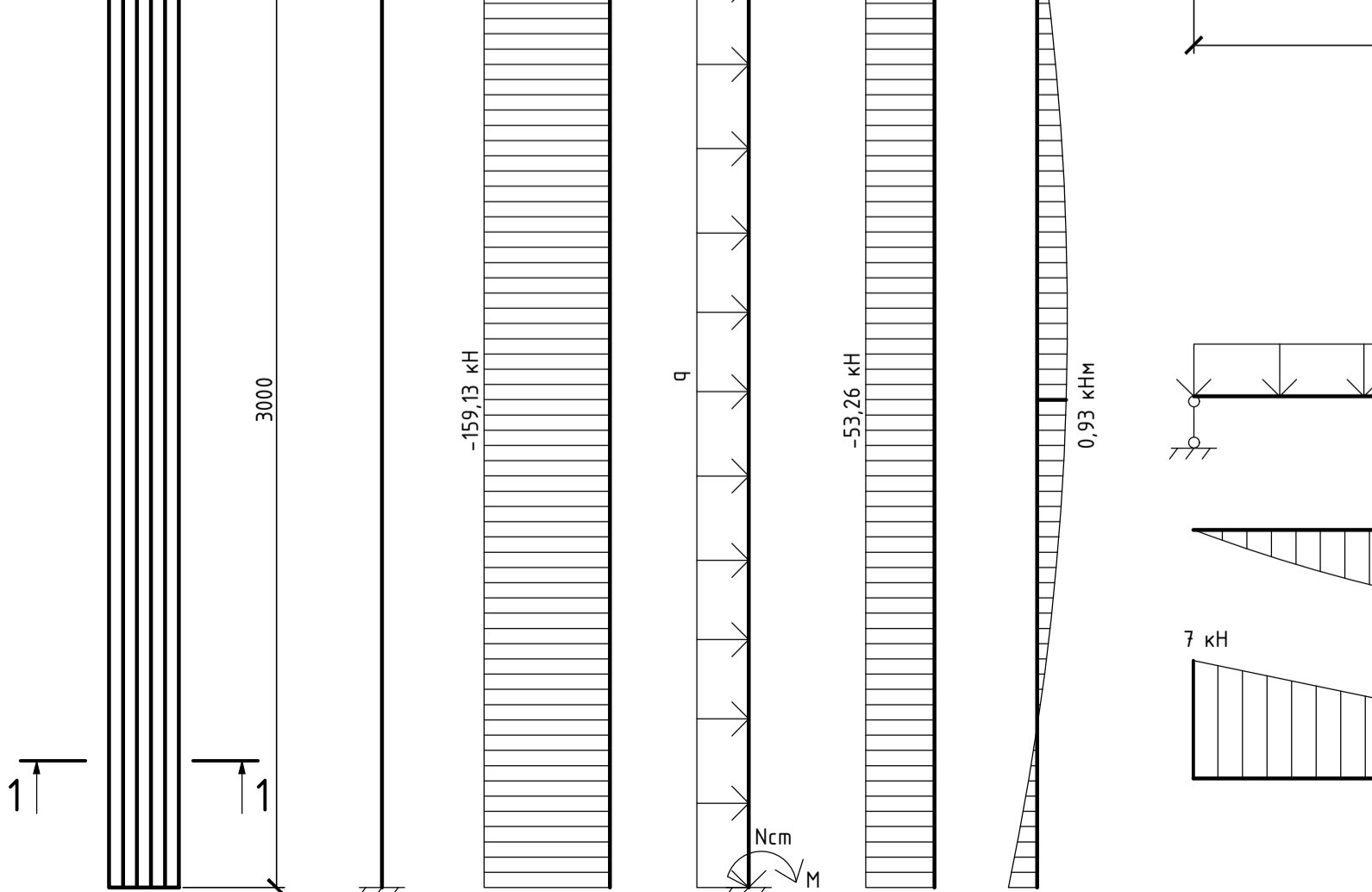
(подпись, инициалы и фамилия студента)

« 19 » февраля 2019 г.

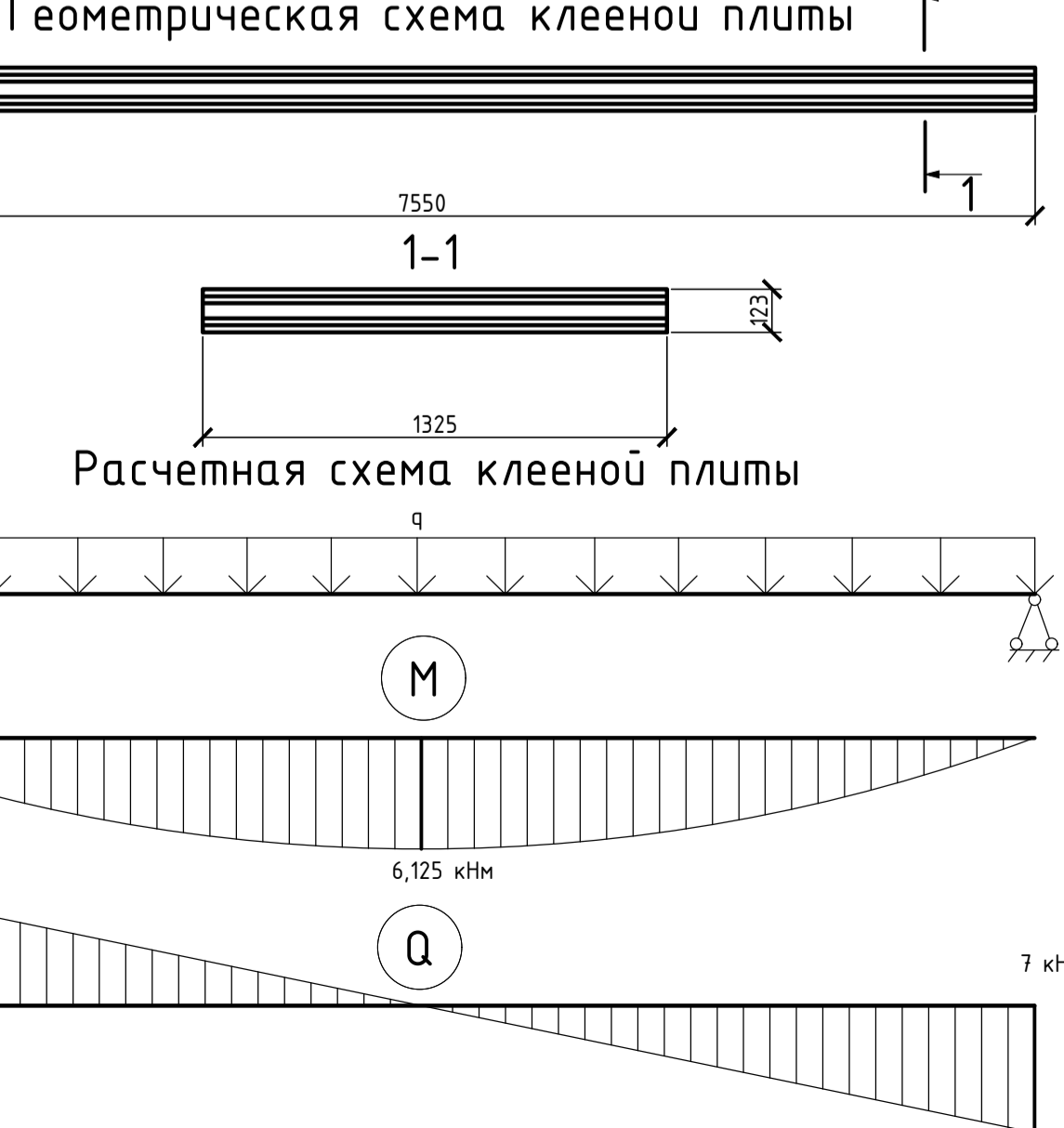


Расчетная схема центрально сжатой колонны

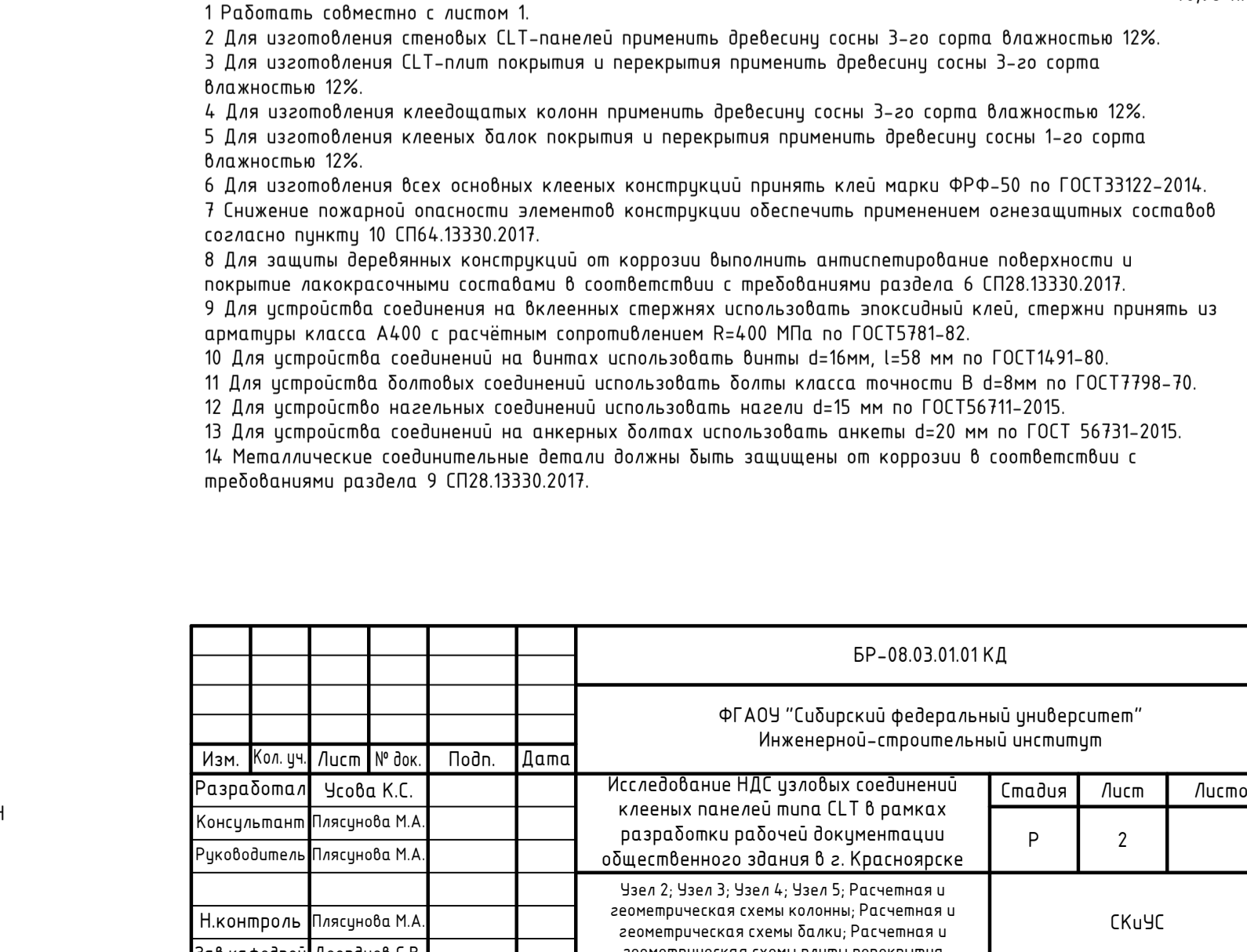
Расчетная схема внецентренно сжатой колонны



Расчетная схема клееной балки



Геометрическая схема клееной балки



- 1 Работать совместно с листом 1.
- 2 Для изготовления стеновых CLT-панелей применить древесину сосны 3-го сорта влажностью 12%.
- 3 Для изготовления CLT-плит покрытия и перекрытия применить древесину сосны 3-го сорта влажностью 12%.
- 4 Для изготовления клеюющих колонн применить древесину сосны 3-го сорта влажностью 12%.
- 5 Для изготовления клеюющих балок покрытия и перекрытия применить древесину сосны 1-го сорта влажностью 12%.
- 6 Для изготовления всех основных клеюющих конструкций принять клей марки ФРФ-50 по ГОСТ 33122-2014.
- 7 Снижение пожарной опасности элементов конструкции обеспечить применением огнезащитных составов согласно пункту 10 СП64.13330.2017.
- 8 Для защиты деревянных конструкций от коррозии выполнить антисептирование поверхности и покрытие лакокрасочными составами в соответствии с требованиями раздела 6 СП28.13330.2017.
- 9 Для устройства соединений на клеюющих стержнях использовать эпоксидный клей, стержни принять из арматуры класса А400 с расчётным сопротивлением R=400 МПа по ГОСТ 5781-82.
- 10 Для устройства соединений на винтах использовать винты d=16мм, l=58 мм по ГОСТ 1491-80.
- 11 Для устройства болтовых соединений использовать болты класса точности В d=8мм по ГОСТ 7798-70.
- 12 Для устройства нагельных соединений использовать нагели d=15 мм по ГОСТ 56711-2015.
- 13 Для устройства соединений на анкерных болтах использовать анкеры d=20 мм по ГОСТ 56731-2015.
- 14 Металлические соединительные детали должны быть защищены от коррозии в соответствии с требованиями раздела 9 СП28.13330.2017.

БР-08.03.01.01 КД				
ФГАОУ "Сибирский федеральный университет" Инженерно-строительный институт				
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.
Разработал	Чусова К.С.			
Консультант	Плясунова М.А.			
Руководитель	Плясунова М.А.			
Исследование НДС узловых соединений клеюющих панелей типа CLT в рамках разработки рабочей документации общественного здания в г. Красноярске		Стадия	Лист	Листов
		Р	2	
Н.Контроль	Плясунова М.А.			
Зав.кафедрой	Дворядев С.В.	СКУС		

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

Инженерно-строительный институт

Строительные конструкции и управляемые системы
кафедра

УТВЕРЖДАЮ

Заведующий кафедрой


подпись С.В. Деордиев
инициалы, фамилия
« 10 » 17 2019 г.

БАКАЛАВРСКАЯ РАБОТА

в виде работы
проекта, работы

08.03.01 «Строительство»

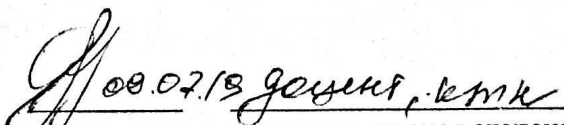
код, наименование направления

Исследование НДС узловых соединений клееных
тема

панелей типа СЛТ в рамках разработки рабочей

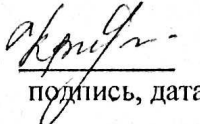
документации общественного здания в г. Красноярске

Руководитель


подпись, дата 09.07.19 должность, ученая степень доцент, к.т.н.

М.А. Тешенков
инициалы, фамилия

Выпускник


подпись, дата

К.С. Усов
инициалы, фамилия

Красноярск 2019

Продолжение титульного листа БР по теме исследование ЧОУ
многоэтажных жилых помещений типа С.Т. в рамках
реурядности проектной документации жилого дома
в г. Красноярск

Консультанты по
разделам:

архитектурно-строительный
наименование раздела

Коз - 03.07.19
подпись, дата

Е.В. Козакота
инициалы, фамилия

расчетно-конструктивный

М.А. Тресунов
подпись, дата

М.А. Тресунов
инициалы, фамилия

фундаменты

И.В. Иванова
подпись, дата

И.В. Иванова
инициалы, фамилия

технология строит. производства

Е.В. Дашинков
подпись, дата

Е.В. Дашинков
инициалы, фамилия

организация строит. производства

Е.В. Дашинков
подпись, дата

Е.В. Дашинков
инициалы, фамилия

экономика строительства

И.И. Касторская
подпись, дата

И.И. Касторская
инициалы, фамилия

Нормоконтролер

М.А. Тресунов
подпись, дата

М.А. Тресунов
инициалы, фамилия