

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

Инженерно-строительный институт

Кафедра: Строительные конструкции и управляемые системы
кафедра

УТВЕРЖДАЮ
Заведующий кафедрой

_____ С.В Деордиев
подпись инициалы, фамилия

«__» _____ 20__ г.

БАКАЛАВРСКАЯ РАБОТА

в виде _____ проекта _____
проекта, работы

08.03.01 «Строительство»
код – наименование направления

4-х этажный офисно-торговый комплекс в монолитно-каркасном исполнении, г. Абакан
тема

Преподаватель _____
подпись, дата

должность, ученая степень

А.А. Юрченко.
фамилия, инициалы

Студент: _____
подпись, дата

Н.Д. Лупанов
фамилия, инициалы

Красноярск 2023

РЕФЕРАТ

Выпускная квалификационная работа по теме «4-х этажный офисно-торговый комплекс в монолитно-каркасном исполнении, г. Абакан» содержит 129 страниц текстового документа, 38 иллюстраций, 33 таблиц, 8 приложений, 63 использованных источника, 7 листов графического материала.

ОФИСНО-ТОРГОВЫЙ КОМПЛЕКС, НОВОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО, РАЗВИТИЕ ИНФРАСТРУКТУРЫ, ОБЪЕМНО-ПЛАНИРОВОЧНЫЕ РЕШЕНИЯ, КОНСТРУКТИВНЫЙ РАСЧЁТ, ТЕХНОЛОГИЯ СТРОИТЕЛЬНОГО ПРОИЗВОДСТВА, СТРОИТЕЛЬНЫЙ ГЕНЕРАЛЬНЫЙ ПЛАН, ПРОГНОЗНАЯ СТОИМОСТЬ.

Объект разработки – офисно-торговый комплекс в монолитно-каркасном исполнении, г. Абакан.

Цель данной работы: разработать пакет проектно-сметной документации для строительства офисно-торгового комплекса.

В соответствии с целью, в работе решаются следующие задачи:

обосновать необходимость строительства данного объекта в конкретных условиях;

описать и обосновать объемно-планировочные и конструктивные решения;

произвести расчёты, требуемые по техническому заданию;

подвести итоги.

Актуальность работы заключается в потребности населения в строительстве торговых и офисных центров, которые будут отвечать современным требованиям и создадут комфортные условия для проведения досуга, а также удовлетворят нужды населения в необходимых товарах.

В результате работы были разработаны объёмно-планировочные и конструктивные решения, и приведены технико-экономические показатели проекта для обоснования целесообразности строительства.

СОДЕРЖАНИЕ

Введение.....	8
1 Архитектурно-строительный раздел.....	9
1.1 Исходные данные для проектирования	9
1.1.1 Характеристика объекта строительства	9
1.2 Исходные данные и условия для подготовки проектной документации на объект капитального строительства.....	9
1.3 Сведения о функциональном назначении объекта капитального строительства, состав и характеристика производства, номенклатура выпускаемой продукции (работ, услуг).....	9
1.5 Схема планировочной организации земельного участка.....	10
1.5.1 Характеристика земельного участка, предоставленного для размещения объекта капитального строительства	10
1.7 Обоснование принятых объёмно-пространственных и архитектурно-художественных решений. В том числе, в части соблюдения предельных параметров разрешённого объекта капитального строительства	12
1.8 Описание и обоснование использованных композиционных приёмов при оформлении фасадов и интерьеров объекта капитального строительства	13
1.9 Обоснование принятых архитектурных решений в части обеспечения соответствия зданий, строений и сооружений установленным требованиям энергетической эффективности (за исключением зданий, строений, сооружений, на которые требования энергетической эффективности не распространяются)	13
1.10 Описание архитектурно-строительных мероприятий, обеспечивающих защиту помещений от шума, вибрации и другого воздействия.....	14
1.11 Описание архитектурных решений, обеспечивающих естественное освещение помещений с постоянным пребыванием людей.....	14
1.12 Описание решений по светоограждению объекта, обеспечивающих безопасность полета воздушных судов (при необходимости)	14
1.14 Описание решений по отделке помещений основного, вспомогательного, обслуживающего и технического назначения	15
1.15 Конструктивные решения	17

						БР-08.03.01- 2022-ПЗ			
Изм.	Кол.уч.	Лист.	№ док.	Подпись	Дата	4-х этажный офисно-торговый комплекс в монолитно-каркасном исполнении в г. Абакане	Стадия	Лист	Листов
Разработал		Лупанов Н.Д.					П		
Руководитель		Юрченко А.А.					СКиУС		
Н. контр.		Юрченко А.А.							
Зав.кафед.									

1.15.1 Описание и обоснование конструктивных решений зданий и сооружений, включая их пространственные схемы, принятые при выполнении расчетов строительных конструкций	17
1.15.2 Сведения о топографических, инженерно-геологических, гидрогеологических, метеорологических и климатических условиях земельного участка, предоставленного для размещения объекта капитального строительства.....	19
1.15.3 Сведения об особых природных климатических условиях территории, на которой располагается земельный участок, предоставленный для размещения объекта капитального строительства	19
1.15.4 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
1.15.5 Описание конструктивных и технических решений подземной части объекта капитального строительства	21
1.16 Обоснование проектных решений и мероприятий, обеспечивающих соблюдение требуемых характеристик конструкций.....	22
1.16.1 Обеспечение требуемых теплозащитных характеристик ограждающих конструкций.....	22
1.16.2 Обеспечение снижения шума и вибраций.....	22
1.16.3 Обеспечение гидроизоляции и пароизоляции помещений.....	23
1.16.4 Обеспечение снижения загазованности помещений.....	23
1.16.5 Обеспечение удаления избытков тепла	23
1.16.6 Обеспечение соблюдения безопасного уровня электромагнитных и иных излучений, соблюдение санитарно-гигиенических условий	23
1.16.7 Обеспечение пожарной безопасности	24
1.17 Теплотехнические расчеты	24
1.17.1 Теплотехнический расчет стены	24
1.17.2 Теплотехнический расчет ограждающих конструкций покрытия....	26
1.17.3 Определение вида заполнения оконных проемов	28
2 Расчётно-конструктивный раздел	28
2.1 Исходные данные	28
2.2 Расчёт монолитного ребристого перекрытия с балочными плитами	29

2.2.1	Компоновка перекрытия	29
2.2.2	Расчёт и конструирование плиты	32
2.2.3	Расчёт и конструирование второстепенной балки	37
2.2.4	Расчёт и конструирование главной балки	52
3.	Проектирование свайного фундамента.....	62
3.1	Исходные данные	62
3.2	Проектирование забивных свай.....	65
3.2.1	Определение параметров сваи	65
3.2.3	Определение числа свай в фундаменте и эскизное конструирование ростверка	66
3.2.4	Расчет свайного фундамента по несущей способности грунта основания	67
3.2.5	Выбор сваебойного оборудования. Назначение расчетного отказа ...	68
3.2.6	Расчеты плиты ростверка на продавливание колонной.....	69
3.2.7	Конструирование свайного фундамента. Армирование плиты ростверка	70
3.2.8	Расчет Техничко-экономический показателей свайного фундамента .	71
3.3	Проектирование буронабивных свай.....	72
3.3.1	Определение параметров сваи	72
3.3.2	Определение несущей способности буронабивной сваи.....	72
3.3.3	Определение числа сваи в фундаменте и эскизное конструирование ростверка	73
3.3.4	Расчет Техничко-экономический показателей свайного фундамента .	74
4	Технология строительного производства	75
4.1	Условия осуществления строительства	75
4.1.1	Природно-климатические условия строительства	75
4.1.2	Нормативный срок строительства.....	75
4.1.3	Сведения об условиях обеспечения материалами и конструкциями, о расстояниях для их доставки, видах транспорта, о необходимых запасах материалов	76
4.1.4	Источник обеспечения строительной площадки водой, электроэнергией, сжатым воздухом и т.д.....	76
4.1.5	Состав участников строительства	77

4.1.6 Данные о потребности строительной площадки в инвентарных временных зданиях и сооружениях производственного и жилищно-бытового назначения.....	77
4.2 Работы подготовительного периода.....	79
4.3 Технологическая карта на устройство монолитного каркаса здания	80
4.3.1 Область применения	80
4.3.2 Организация и технология выполнения работ.....	80
4.3.3 Требования к качеству выполнения работ	86
4.3.4 Потребность в материально-технических ресурсах	87
4.3.5 Подбор строительной техники	89
4.3.6 Техника безопасности и охрана труда	91
4.3.7 Техничко-экономические показатели	93
5. Организация строительного производства.....	96
5.1 Область применения строительного генерального плана	96
5.2 Подбор стрелового крана	97
5.3 Размещение стрелового крана на площадке строительства	98
5.4 Определение зон действия крана.....	98
5.5 Проектирование временных дорог	99
5.6 Потребность строительства в кадрах. Расчет потребности и подбор временных административных, жилых, хозяйственных и культурно-бытовых зданий	100
5.7 Проектирование складов	101
5.8 Проектирование временного электроснабжения.....	102
5.9 Проектирование временного водоснабжения	103
5.10 Проектирование временного теплоснабжения	105
5.11 Снабжение сжатым воздухом, кислородом и ацетиленом	105
5.12 Мероприятия по охране труда и пожарной безопасности.....	105
5.13 Мероприятия по охране окружающей среды и рациональному использованию природных ресурсов	106
6 Экономика строительства	106
6.1 Определение стоимости строительства на основе нормативов НЦС	106
6.2 Составление локального сметного расчёта на возведение монолитного каркаса здания	114
6.3 Техничко-экономические показатели проекта.....	120

ЗАКЛЮЧЕНИЕ	123
ПРИЛОЖЕНИЕ А.....	125
ПРИЛОЖЕНИЕ Б.....	130
ПРИЛОЖЕНИЕ В.....	131

ВВЕДЕНИЕ

Абакан динамически развивается, строится много комфортабельного жилья, с каждым годом растет численность населения, развивается экономика и торговля. Современная торговля немыслима без формата крупных торговых центров, которые начиная с последней трети XX в. фактически определяют динамику ее роста. В то же время торговые центры являются одним из основных источников повышения качества жизни населения, задающих темп и социальную ориентацию развитию большинства из тех хозяйствующих субъектов, которые они вовлекают в активное взаимодействие.

Торговые центры стали заметным явлением и в системе межхозяйственных отношений, расширив круг участников взаимодействия в структуре экономических взаимосвязей.

Торговый центр аккумулирует коммуникативную и социальную деятельность современных потребителей, что позволяет назвать данный формат розничной торговли центром социальной активности населения.

Поэтому офисно-торговый комплекс в городе Абакан является актуальным проектом в данное время и будет являться экономически выгодным объектом строительства.

Проект выполнен в соответствии с требованиями действующих нормативных документов. Здание состоит из материалов и конструкций не дорогих и не являющихся дефицитными, поэтому стоимость проекта оптимальная. В проекте нет решений, представляющих сложность изготовления, монтажа и удорожающих тем самым стоимость проекта в цел.

1 Архитектурно-строительный раздел

1.1 Исходные данные для проектирования

1.1.1 Характеристика объекта строительства

Проект офисно-торгового комплекса с торговой площадью 3036,86 м² и общей площадью офисных помещений 550,91 м² разработан в соответствии с требованиями нормативных документов.

Функциональное назначение объекта – объект административно-делового назначения.

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

Проект разработан в соответствии с [1] и утверждённым заданием на проектирование по объекту капитального строительства.

Проект разработан с учетом градостроительного плана земельного участка с кадастровым номером: 19:01:010102:95, а также инженерных изысканий.

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

Объект «4х-этажный офисно-торговый комплекс в монолитно-каркасном исполнении в г. Абакан» является объектом административно-делового назначения с торговой площадью 3036,86 м² и общей площадью офисных помещений 550,91 м².

Здание офисно-торгового комплекса многофункциональное. Функциональное наполнение отвечает задаче решения посетителем комплекса бытовых и досуговых проблем, как при индивидуальном, так и при семейном посещении.

Здание состоит из четырёх функционально-планировочных компонента, разбитых по этажам: на первом этаже расположен гипермаркет, в котором осуществляется торговля промышленными сопутствующими товарами и пищевыми продуктами; на втором этаже расположены маркеты (условное название торговой площади свыше 300 м²) и бутики (условное название торговой площади до 300 м²), в которых осуществляется торговля промышленными товарами; на третьем этаже расположены бутики и предприятия фаст-фуда; на четвёртом этаже расположены офисные помещения.

1.4 Техничко-экономические показатели проектируемых объектов капитального строительства

Таблица 1.1 - Основные технико-экономические показатели офисно-торгового комплекса.

Показатель	Ед. изм.	Количество
Торговая площадь	м ²	3036,86
Общая площадь офисных помещений	м ²	550,91
Этажность	эт.	4
Площадь застройки	м ²	1618,67
Общая площадь здания	м ²	5673,63
Строительный объём, в том числе:	м ³	37848,6
выше отм. 0.000	м ³	37848,6
ниже отм. 0.000	м ³	0
Объёмный коэффициент		6,67

1.5 Схема планировочной организации земельного участка

1.5.1 Характеристика земельного участка, предоставленного для размещения объекта капитального строительства

В административном отношении площадка проектируемой территории офисно-торгового комплекса расположена в республике Хакасия, г. Абакан, ул. Кати Перекрещенко, 18В.

По периметру площадка ограничена объектами социально-культурного и жилого назначения. Площадка проектирования находится в пределах плотной городской застройки.

Участок под строительство офисно-торгового комплекса сформирован на земельном участке площадью 4568 м² с кадастровым номером: 19:01:010102:95.

Границами участка проектируемой территории являются:

- с севера – ул. Торговая;
- с юга – жилая застройка;
- с запада – магазины;
- с востока – жилая застройка.

В геоморфологическом отношении изучаемая территория находится в центральной части Хакасско-Минусинской котловины. Природный рельеф рассматриваемой территории изменён при строительном освоении. Поверхность площадки практически ровная, с незначительным уклоном в южном направлении. Абсолютные отметки поверхности составляют 248,00-248,90 м.

1.6 Архитектурные решения

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

Проектируемый 4х-этажный офисно-торговый комплекс является отдельно стоящим, односекционным. Здание в плане имеет форму прямоугольника с габаритными размерами в осях 60,000х24,000 м.

Каркас всего здания состоит из монолитных железобетонных элементов.

Наружная отделка стен здания решена:

— наружные стены с отметки уровня земли до отметки – +24.750 с помощью вентилируемого фасада с фиброцементными плитами Фасст Т 600×600×8 мм;

— низ козырьков над входами зашить металлическим сайдингом светло- серого цвета.

Заполнение оконных проемов выполнено из двухкамерных стеклопакетов, чем достигается необходимый уровень естественного освещения. Витражи выполняются из алюминиевого профиля с заполнением двухкамерным стеклопакетом. Разработку витражей осуществляют специализированные фирмы- поставщики. Для улучшения влажностного режима оконные блоки выполнены с системами самовентиляции.

Кровля – плоская с организованным внутренним водостоком.

Этажность здания – 4 этажа (с 1-го по 3-й этаж – помещения торгового зала и складирования товаров; 4-й этаж – встроенные нежилые помещения (офисы).

Высота здания от отметки ноль до верха парапета основной части – 21,62 м, от отметки ноль до верха выступающей части лестничного блока – 24,75 м.

За относительную отметку «0.000» принята отметка чистого пола первого этажа.

Первый этаж с отметкой основного уровня «0.000», второй этаж с отметкой основного уровня «+5.500» и третий этаж с отметкой основного уровня «+11.000» предназначены для размещения торгового зала, помещений обслуживающего персонала и вспомогательного назначения здания. Высота этажей – 4,0 м.

Четвёртый этаж с отметкой основного уровня «+16.500» предназначен для размещения офисов. Высота этажа – 2,6 м. Выход на кровлю осуществляется с технической надстройки лестничной клетки с отметки «+20.600».

Вертикальные коммуникации осуществляются посредством двух лестничных клеток с шириной маршей в свету 1,5 м. Также, здание оснащено тремя лифтами производства Silver Elevator Korea с размерами кабины 1000х1400х2300 и грузовым лифтом производства Silver Elevator Korea с размерами кабины 1400х2350х2300 с режимом перевозки пожарных подразделений.

Планировочное решение здание выполнено в виде четырёх функционально-планировочных компонентов, которые разделены на функциональные блоки, и скомпоновано в единый объём. На первом этаже

расположен гипермаркет, в котором осуществляется торговля промышленными сопутствующими товарами и пищевыми продуктами; на втором этаже расположены маркеты и бутики, в которых осуществляется торговля промышленными товарами; на третьем этаже расположены бутики и предприятия фаст-фуда; на четвёртом этаже расположены офисные помещения.

Структура офисно-торгового комплекса:

— первом этаже предусмотрены: торговый зал, помещение для поста охраны, помещение для хранения товара, с/у женский, с/у мужской, помещение для уборочного инвентаря, гардероб для персонала, с/у персонала, с/у для маломобильных групп населения, комната матери и ребёнка, зона безопасности для маломобильных групп населения, лифтовой холл (зона безопасности).

— на втором этаже предусмотрены: торговый зал, помещение для хранения товара, с/у женский, с/у мужской, помещение для уборочного инвентаря, гардероб для персонала, с/у персонала, с/у для маломобильных групп населения, комната матери и ребёнка, зона безопасности для маломобильных групп населения, лифтовой холл (зона безопасности).

— на третьем этаже предусмотрены: торговый зал, помещение для хранения товара, с/у женский, с/у мужской, помещение для уборочного инвентаря, гардероб для персонала, с/у персонала, с/у для маломобильных групп населения, комната матери и ребёнка, зона безопасности для маломобильных групп населения, лифтовой холл (зона безопасности).

— на четвёртом этаже предусмотрены: отдел рекламы, помещение для уборочного инвентаря, с/у женский, с/у мужской, с/у персонала, гардероб для персонала, доготовочная, моечная, комната приёма пищи, отдел IT, АТС, серверная, отдел закупок, архив, конференц-зал, зал, кабинет зам. ген. директора, комната отдыха, бухгалтерия, кабинет главного бухгалтера, отдел оптовых продаж, отдел логистики, юридический отдел, отдел кадров, кабинет начальника службы безопасности, контрольно-ревизионный отдел, кабинет зам. ген. директора по строительству, приёмная, кабинет генерального директора, зона безопасности для маломобильных групп населения, лифтовой холл (зона безопасности).

1.7 Обоснование принятых объёмно-пространственных и архитектурно-художественных решений. В том числе, в части соблюдения предельных параметров разрешённого объекта капитального строительства

Конструктивные и объёмно-планировочные решения, предусмотренные проектом, обеспечивают пожарную безопасность здания и эвакуацию людей в случае пожара. В здании предусмотрено по 2 зоны безопасности для маломобильных групп населения на каждом этаже. Пожарные отсеки не превышают допустимых площадей. Ширина коридоров удовлетворяет нормативным требованиям.

Объёмно-пространственные решения обеспечивают требуемое естественное освещение и продолжительность инсоляции, которые достигаются наличием в здании оконных блоков из ПВХ профилей, а также витражей из алюминиевого профиля с заполнением двухкамерным стеклопакетом. Обеспечиваются экологические и санитарно-эпидемиологические требования по охране здоровья людей и окружающей природной среды.

Архитектурная выразительность обеспечивается в определённом ритме в целом связанных единым композиционным решением гармонично сочетающихся друг с другом витражного остекления и вентилируемого фасада из фиброцементных плит Фасст-Т.

Художественная выразительность внутреннего оформления здания достигается за счёт сочетания навесного потолка, декоративной штукатурки.

1.8 Описание и обоснование использованных композиционных приёмов при оформлении фасадов и интерьеров объекта капитального строительства

Наружные стены выполнены из кирпича, утеплителя из минераловатных плит ТехноНИКОЛЬ ТЕХНО Т толщиной 100 мм, и вентилируемого фасада с фиброцементными плитами Фасст-Т цвета RAL Classic 4003. Со стороны главного фасада они сочетаются с витражным остеклением.

Подобранная цветовая гамма удачно гармонирует с прилегающей застройкой, создавая территориальную целостность.

Заданием на проектирование разработана разработка интерьеров не предусматривается.

1.9 Обоснование принятых архитектурных решений в части обеспечения соответствия зданий, строений и сооружений установленным требованиям энергетической эффективности (за исключением зданий, строений, сооружений, на которые требования энергетической эффективности не распространяются)

Соблюдение требований энергетической эффективности здания за счёт применения в проекте комплекса мероприятий:

использование компактной формы здания, обеспечивающее существенное снижение расхода тепловой энергии на отопление здания;

долговечность ограждающих конструкций обеспечивается применением материалов, имеющих надлежащую стойкость (морозостойкость, влагостойкость, биостойкость, стойкость к температурным воздействиям, в том числе циклическим, к другим разрушительным воздействиям окружающей среды);

применение высокоэффективных теплоизоляционных материалов;

применение высокоэффективных светоограждающих конструкций.

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

При проектировании объекта снижение шума и вибрации на пути распространения достигается комплексом строительно-акустических мероприятий: архитектурно-планировочных и акустических.

Архитектурно-планировочные - планировка помещений и конструкций зданий, при которых источники шума максимально удалены от помещений с наименьшими допустимыми уровнями шума, и граничат с такими, где менее жесткие требования к допустимым уровням шума.

Акустические мероприятия – это вибро - и звукоизоляция оборудования, применение звукопоглощающих конструкций в помещениях с источниками шума, установка глушителей шума в системах вентиляции, применение малозумного оборудования и выбор правильного (расчетного) режима его работы, и другие.

Используемые в проекте звукоизоляционные материалы – ТехноЭласт Акустик Супер – имеют соответствующие пожарные и гигиенические сертификаты.

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

Размещение офисно-торгового комплекса на территории обеспечивает нормативную инсоляцию и КЕО, в соответствии с требованиями [2].

Объёмно-планировочные решения здания предусматривают естественное освещение помещений с постоянным пребыванием людей и лестничных клеток через конструктивные световые проёмы и витражное остекление.

Уровни естественного освещения соответствуют гигиеническим требованиям к естественному освещению общественных зданий.

Территория обеспечивается инсоляцией в соответствии с гигиеническими требованиями к инсоляции и солнцезащите помещений общественных зданий.

Проектируемое здания не ухудшает показатели естественного освещения в нормируемых помещениях существующей застройки.

1.12 Описание решений по светоограждению объекта, обеспечивающих безопасность полета воздушных судов (при необходимости)

Не предусматривается.

1.13 Описание решений по декоративно-художественной и цветовой отделке интерьеров (для объектов непроизводственного назначения)

Заданием на проектирование разработка интерьеров не предусматривается.

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

Внутренняя отделка помещений выполняется с применением материалов, имеющих санитарно-эпидемиологическое заключение о соответствии гигиенических требований [3], сертификаты пожарной безопасности, с учётом выполнения требований безопасного и беспрепятственного перемещения маломобильных групп населения и инвалидов.

Тип отделки помещений и тип покрытия пола назначен в зависимости от вида помещения.

Декоративно-отделочные, облицовочные материалы и покрытия полов на путях эвакуации приняты в соответствие с [4, табл. 28]

Класс пожарной опасности материалов, предусмотренных для отделки:

стен и потолков в вестибюле, в лестничных клетках – КМ 1;
стен и потолков в общих коридорах, холлах и в фойе – КМ 2;

полов в вестибюле, в лестничных клетках – КМ 2;

полов в общих коридорах, холлах и в фойе – КМ 3.

полов, стен и потолков в лифтовых холлах – КМ 0.

Отделку помещений смотреть в таблице 1.2;

Экспликация полов приведена в таблице 1.3.

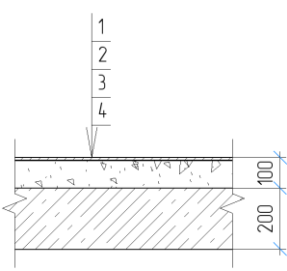
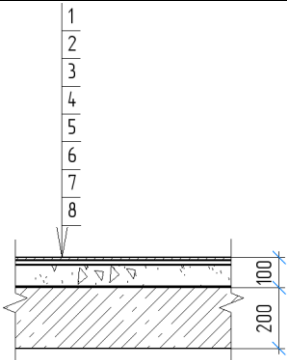
Таблица 1.2 – Ведомость отделки помещений

Наименование помещения	Вид отделки потолка	Площадь, м ²	Вид отделки стен, перегородок или колонн	Площадь, м ²
Тамбуры, помещения для инвентаря, помещения для хранения товара, помещения для поста охраны	затирка, подвесной акустический потолок Escophon Opta на подвесной системе Alaid. Размер 600x600x15 мм.	164,4	шпатлевка, грунтовка, стеклообои BratendrofB045P WA "Джинс" Aqua plus pigment	54,8
Санузлы	затирка, подвесной акустический потолок Escophon Opta на подвесной системе Alaid. Размер 600x600x15 мм.	120,9	Керамическая плитка на клею Парус белый 25*40 глянцевая Kerama marazzi S=1.8x2шт=4.0 м2	40,30

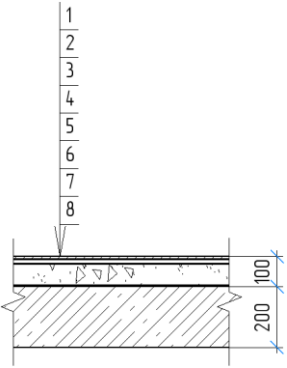
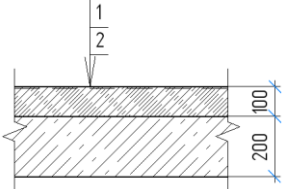
Окончание таблицы 1.2

Торговый зал, офисные помещения	затирка, подвесной потолок Реечный алюминиевый потолок Албес A100AS	4346,6	Затирка, шпатлёвка, грунтовка, окраска ВД-АК-2180 за 2 раза	1450,2
---------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------	--------	-------------------------------------------------------------------------	--------

Таблица 1.3 – Экспликация полов

Наименование помещения	Эскиз пола	Элементы пола и их толщина	Площадь, м ²
Крыльца, ступени, пандус, ступени лестничной клетки, лестничные площадки		<ol style="list-style-type: none"> 1. Керамогранит Grasarо Rust 400x400 матовый с нескользящей поверхностью – 8 мм; 2. Клей Ceresit CM 17 (ТУ 5745-015-58239148-2010) – 2 мм; 3. Стяжка из цементно-песчаного раствора М150 – 90 мм 4. Ж/б плита площадки – 200 мм 	26,38
Торговый зал, тамбуры, зоны безопасности МГН, офисные помещения		<ol style="list-style-type: none"> 1. Керамическая плитка Азори 333x333 матовая с нескользящей поверхностью – 8 мм; 2. Клей Ceresit CM 17 (ТУ 5745-015058239148-2010) – 2 мм; 3. Водно-дисперсная грунтовка Thomsit R 777 (ТУ 2316-018-58239148-2010); 4. Выравнивающая стяжка из цементно-песчаного р-ра М 150 – 13 мм; 5. Гидроизоляция - 1 слой Техноэласт БАРЬЕР ЛАЙТ с выводом на стены на 0,4 м – 2 мм; 6. Фибростяжка из цементно-песчаного р-ра М 150 - 70 мм; 7. Звукоизоляция - Техноэласт АКУСТИК-СУПЕР - 5 мм; 8. Плита перекрытия - 200 мм. 	1152,36

Окончание таблицы 1.3

<p>Санузлы, помещения для уборочного инвентаря</p>		<ol style="list-style-type: none"> 1. Керамогранит Grasaro Rust 400x400 матовый с нескользящей поверхностью – 8 мм; 2. Клей Ceresit CM 17 (ТУ 5745-015058239148-2010) – 2 мм; 3. Водно-дисперсная грунтовка Thomsit R 777 4. Выравнивающая стяжка из цементно-песчаного р-ра М 150 – 13 мм; 5. Гидроизоляция - 1 слой Техноэласт БАРЬЕР ЛАЙТ с выводом на стены на 0,4 м – 2 мм; 6. Фибростяжка из цементно-песчаного р-ра М 150 - 70 мм; 7. Звукоизоляция - Техноэласт АКУСТИК-СУПЕР - 5 мм; 8. Плита перекрытия - 200 мм. 	<p>39,51</p>
<p>Помещения для хранения товара, лестничные холлы</p>		<ol style="list-style-type: none"> 1. Покрытие из бетона класса В15 армированное сеткой 4С 5Вр1 150x150 - 100 мм 5Вр1 150x150 2. Ж/б плита см. КР – 200 мм 	<p>48,13</p>

1.15 Конструктивные решения

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

Монолитный каркас здания состоит из продольных и поперечных рам, жестко объединенных системой монолитных железобетонных перекрытий. Конструкции каркаса представляют собой монолитные железобетонные колонны сечением 500x500 мм, монолитные железобетонные балки 500x600 мм и монолитные плиты толщиной 200 мм. Стены лестничных клеток и лифтовых шахт монолитные железобетонные толщиной 200 мм. Ограждающие конструкции самонесущие кирпичные стены с навесным вентилируемым фасадом.

Отвод дождевых и талых вод с кровли выполняется с помощью организованного внутреннего водостока.

Основные конструктивные решения объекта капитального строительства представлены в таблице 1.4.

Таблица 1.4 – Основные конструктивные решения

Конструкция	Решение
Фундаменты	Столбчатый свайный фундамент с ростверками столбчатого типа под колонны и ленточного типа под стены из монолитного железобетона марки В20, F200, W4.
Колонны	Сечением 500х500 мм – из монолитного железобетона марки В25, F50, W2, продольное армирование арматурными стержнями Ø36 А500С, поперечное – Ø10 А500С
Наружные стены	Самонесущие из обыкновенного полнотелого кирпича по КР-р-по 250×120×65/1НФ/100/2,0/50/ ГОСТ 530-2012 толщиной 380 мм, утеплителя из минераловатных плит ТехноНИКОЛЬ ТЕХНО Т толщиной 100 мм, и вентилируемого фасада с фиброцементными плитами Фасст-Т.
Внутренние стены	Обыкновенный полнотелого кирпича по КР-р-по 250×120×65/1НФ/100/2,0/50/ ГОСТ 530-2012
Балки	Сечением 400х600 мм с шагом 6 м из монолитного железобетона класса В25, F50, W2 с продольным армированием арматурными стержнями Ø36 А400, поперечным – Ø10 А400
Перекрытия	Из монолитного железобетона марки В25, F50, W2 толщиной 200 мм. Нижнее (верхнее) армирование – сплошное арматурными стержнями Ø10 А500С шагом 200 мм, дополнительное армирование в пролете – Ø18 и Ø14 А500С шагом 200 мм.
Лестничные марши	Монолитные железобетонные
Стены лифтовых шахт	Монолитные железобетонные толщиной 200 мм
Кровля	Совмещенное неэксплуатируемое покрытие с внутренним водостоком
Окна	Блоки из поливинилхлоридных профилей (ГОСТ 30674-99), цвет – белый
Витражи	Из алюминиевых сплавов (ГОСТ 21519-2003)
Двери	Наружные – стальные, окрашенные порошковой краской в заводских условиях в цвет фасада (ГОСТ 31173-2016); во входной группе – стеклянные, раздвижные, витражные. Внутренние – из ПВХ (ГОСТ 475-2016). Противопожарные – производства ООО «ПОТОК» (ТУ 5262-001-57323007-2006)
Наружная отделка	- наружные стены с отметки уровня земли до отметки +24.750 с помощью вентилируемого фасада с фиброцементными плитами Фасст Т 600×600×8 мм; - низ козырьков над входами защитить металлическим сайдингом светло-серого цвета.
Внутренняя отделка	В зависимости от вида помещения
Полы	В зависимости от вида помещения

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

Участок строительства 4-х этажного офисно-торгового центра в монолитно-каркасном исполнении находится по адресу Республика Хакасия, г. Абакан, ул. Кати Перекрещенко, 18В, с кадастровым номером участка 19:01:010102:95. Категория земель: земли поселений (земли населённых пунктов), назначение – для эксплуатации и обслуживания торгово-делового центра. Площадь участка – 4568 кв. м.

В соответствии с [5] участок относится к III строительно-климатической зоне. Климат резко континентальный. Зима является продолжительной и умеренно суровой. Лето тёплое, с редкими периодами жаркой погоды.

Природно-климатические характеристики района строительства:

- климатический район – I, климатический подрайон – IV;
- средняя температура наружного воздуха, °С, для периода со среднесуточной температурой наружного воздуха не более 8°С - -7,9°С;
- продолжительность в сутках для периода со среднесуточной температурой наружного воздуха не более 8°С – 224 сут.;
- снеговой район – II, нормативная снеговая нагрузка – 100 кг/м²;
- ветровой район – III, нормативное ветровое давление 38 кг/м².

В геоморфологическом отношении изучаемая территория находится в центральной части Хакасско-Минусинской котловины. Природный рельеф рассматриваемой территории изменён при строительном освоении. Поверхность площадки практически ровная, с незначительным уклоном в южном направлении.

В качестве несущего основания свайного фундамента рассматриваются 3 инженерно-геологических элемента (ИГЭ), подстилающих слой техногенного грунта:

- ИГЭ 1 – насыпной грунт;
- ИГЭ 2 – гравийный грунт с супесчаным заполнителем, маловлажный;
- ИГЭ 3 – гравийный грунт с песчаным заполнителем, маловлажный и водонасыщенный;
- ИГЭ 4 – галечниковый грунт с песчаным заполнителем, водонасыщенный.

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

Особых природных климатических условий не обнаружено.

1.15.4 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

Несущей конструкцией 4-х этажного торгово-офисного комплекса в г. Абакан является монолитный железобетонный каркас, состоящий из колонн, монолитного ребристого перекрытия и диафрагм жёсткости.

Пространственная жесткость обеспечена совместной работой продольных и поперечных диафрагм жёсткости, выполненных в виде монолитных железобетонных стен толщиной 200 мм, монолитных железобетонных колонн и дисков перекрытий, а также жёсткой заделкой колонн в фундаменты.

Класс конструктивной пожарной опасности здания - СО; степень огнестойкости - II.

Стены – кирпичные несущие толщиной 380 мм с облицовочным слоем 120мм на гибких стеклопластиковых связях и внутренним слоем из эффективного утеплителя. Кирпич для несущих наружных и внутренних стен КР-р-по250х120х65/1НФ/125/2,0/50/ГОСТ530-2012 на растворе марки М100.

Кирпич для облицовочного слоя КР-р-пу250х120х65/1НФ/125/2,0/50/ГОСТ530- 2012 на растворе марки М100.

Перегородки из кирпича КР-р-по250х120х65/1НФ/100/2,0/35/ГОСТ530-2012 на растворе марки М50.

Перемычки - сборные железобетонные по ГОСТ 938-2016 см. табл. 1.5

Плиты перекрытия и покрытия – монолитные железобетонные ребристые.

Монолитный железобетонный каркас из бетона В25, F100, W4: колонны сечением 500х500мм, балки 500х600(h) мм, перекрытие толщиной 200мм.

Лестницы – монолитные железобетонные.

Кровля - плоская, бесчердачная рулонная.

Таблица 1.5 – Спецификация перемычек

Марка	Схема сечения	Марка	Схема сечения
ПР-1 (2шт.)		ПР-6 (8шт.)	

Окончание таблицы 1.5

ПР-2 (60шт.)		ПР-7 (24шт.)	
ПР-3 (1шт)		ПР-8 (45шт.)	
ПР-4 (3шт)		ПР-9 (9шт)	
ПР-5 (28шт)			

1.15.5 Описание конструктивных и технических решений подземной части объекта капитального строительства

В соответствии с инженерно-геологическими и гидрологическими условиями площадки и посадкой здания на генплане приняты свайные фундаменты в грунт.

Несущая способность сваи в условиях полного водонасыщения грунта 56т; расчетная нагрузка, передаваемая на сваю, 40т.

Сваи - забивные, длиной 12 м, размерами сечения 300х300 мм. Бетон свай В25, F200, W6.

Материал ростверков - бетон тяжелый конструкционный класса В25, F200, W6 [7], рабочая арматура класса А500С по [6].

Предусмотрена укладка ПСБ-С-25 под ростверки, расположенные по периметру здания выше глубины промерзания, для защиты от пучения грунтов.

1.15.6 Обоснование проектных решений и мероприятий, обеспечивающих: соблюдение требуемых теплозащитных характеристик ограждающих конструкций

Наружные ограждающие конструкции приняты в соответствии с требованиями к тепловой защите зданий для обеспечения необходимого микроклимата, надежности и долговечности конструкций, минимального расхода тепловой энергии на отопление и вентиляцию. Решения приняты в соответствии с требованиями [8] и [9].

1.16 Обоснование проектных решений и мероприятий, обеспечивающих соблюдение требуемых характеристик конструкций

1.16.1 Обеспечение требуемых теплозащитных характеристик ограждающих конструкций

Тепловая защита разработана в соответствии с требованиями [8].

Проектом предусматривается тепловая защита зданий в соответствии с теплотехническим расчётом (п.1.17).

Наружные стены: трехслойные (внутренний слой — кирпичная кладка из полнотелого глиняного кирпича на цем.-песчан. растворе толщиной 380 мм, средний слой — утеплитель ТехноНиколь ТЕХНО Т толщиной 100 и с воздушным зазором 60 мм, наружный слой — вентилируемый фасад из фиброцементных плит Фасст-Т.

Покрытие выполнено из монолитной железобетонной ребристой плиты, по которой уложена выравнивающая цементно-песчаная стяжка М100 толщиной 20 мм, по которой уложена пароизоляционная плёнка ТехноНИКОЛЬ, по которой уложен утеплитель ТЕХНОРУФ Н30 толщиной 100 мм, по которому уложен разделительный слой Пергамин (ТехноНИКОЛЬ), по которому уложена разуклонка из крупнопористого керамзито-бетона монолитной укладки (с последующим устройством молниеприёмной сетки) толщиной 40-230 мм, по которой укладывается выравнивающая цементно-песчаная стяжка М150 толщиной 40 мм, она обрабатывается грунтовкой (Праймер битумный ТехноНИКОЛЬ), затем укладывается гидроизоляция Техноэласт ЭПП толщиной 4 мм и гидроизоляция Техноэласт Пламя Стоп толщиной 4 мм.

Оконные блоки применены из поливинилхлоридных профилей с заполнением из стеклопакетов по [10]. Наружные двери двух видов: стеклянные раздвижные, металлические по [11].

1.16.2 Обеспечение снижения шума и вибраций

Основными источниками шума от офисно-торгового комплекса являются: открытые автостоянки, проезд спецавтотранспорта по доставке товаров и проезд автомобилей к въезду на разгрузочную площадку, системы приточно-вытяжной вентиляции и технологическое оборудование здания.

Для защиты от шума предусмотрена звукоизоляция в ограждающих конструкциях. Вентиляционное оборудование предусмотрено с виброизоляцией и в шумоизоляционном исполнении. Дополнительных мероприятий по защите от шума не требуется. Для снижения уровня шума от работающего

вентиляционного оборудования предусматриваются следующие мероприятия: установка шумоглушителей; подключение воздуховодов к вентиляторам с помощью гибких вставок.

Воздействие на окружающую территорию от эксплуатации офисно-торгового комплекса не будет превышать установленных санитарными нормами [12] гигиенических нормативов.

Проект санитарно-защитной зоны офисно-торгового комплекса соответствует требованиям санитарно-эпидемиологических правил и нормативов.

1.16.3 Обеспечение гидроизоляции и пароизоляции помещений

Боковые поверхности монолитных конструкций, соприкасающиеся с грунтом, обмазываются горячим битумом за 2 раза.

В полах помещений с влажным режимом предусмотрена гидроизоляция от сточных вод с заведением на стены не менее 400мм. В полу подвала предусмотрена битумная гидроизоляция от капиллярного поднятия грунтовых вод.

В покрытии под утеплителем предусмотрена прокладка пароизоляционной пленки. Утеплители стен и покрытия приняты из минераловатных гидрофобизированных плит.

Утеплитель цоколя здания оштукатурен по сетке цементно — песчаным раствором. В оконных проемах предусмотрены сливные фартуки.

1.16.4 Обеспечение снижения загазованности помещений

Воздухообмен принят согласно [13].

Для обеспечения требуемых санитарно-гигиенических норм, предъявляемых к микроклимату и воздушной среде многофункциональных комплексов, принято устройство приточно-вытяжной вентиляции с механическим и естественным побуждением.

1.16.5 Обеспечение удаления избытков тепла

Избыточного тепла в помещениях не образуется.

1.16.6 Обеспечение соблюдения безопасного уровня электромагнитных и иных излучений, соблюдение санитарно-гигиенических условий

Для соблюдения санитарно-гигиенических условий все материалы, применяемые для проектирования здания, должны иметь гигиенические сертификаты.

1.16.7 Обеспечение пожарной безопасности

Класс функциональной пожарной опасности здания Ф 3.1 — предприятия розничной торговли.

Степень огнестойкости здания- I.

Класс конструктивной пожарной опасности здания - СО.

Подъезд пожарных автомобилей обеспечен со всех сторон здания.

Для обеспечения локализации и ликвидации вероятных пожаров на стадии эксплуатации объекта должен быть разработан «План тушения пожаров».

Тушение возможного пожара и проведение спасательных работ обеспечиваются конструктивными, объемно-планировочными, инженерно-техническими и организационными мероприятиями.

Деятельность пожарных подразделений обеспечена путем устройства:

- пожарных проездов и подъездных путей к зданиям для пожарной техники, совмещенных с функциональными проездами и подъездами;
- наружного и внутреннего противопожарного водопровода;
- противоподымной защиты путей следования личного состава подразделений пожарной охраны внутри здания (системы дымоудаления, подпора воздуха при пожаре);
- средств подъёма личного состава подразделений пожарной охраны и пожарной техники на этажи и на кровлю здания.

Обеспечена возможность проезда пожарных автомобилей к зданию со всех сторон. Проезды не используются для стоянки других видов транспорта.

Расстояние от внутреннего края проездов пожарной техники до стен здания объекта предусматривается 5 - 8 м.

Доступ пожарных подразделений на кровлю обеспечивается через пожарную металлическую лестницу и через выходы с лестничных клеток.

Над каждым входом в здание устанавливается светильник, присоединенный к сети аварийного освещения.

Между маршами лестниц и между поручнями ограждений лестничных маршей предусмотрен зазор шириной не менее 75 миллиметров.

1.17 Теплотехнические расчеты

1.17.1 Теплотехнический расчет стены

Состав стены приведен на рисунке 1.1 и в таблице 1.6.

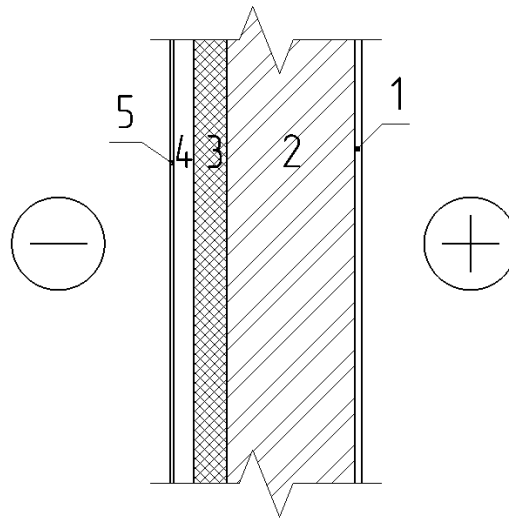


Рисунок 1 – Состав наружной стены

Таблица 1.6 – Конструкция наружной стены

Наименование слоя	Толщина слоя δ , м	Плотность материала γ , кг/м ³	λ , Вт/м ² °С
1. Внутренняя штукатурка	0,02	1800	0,93
2. Кладка из полнотелого кирпича на р-ре М150	380	1800	0,81
3. Минераловатная плита ТехноНИКОЛЬ ТЕХНО Т	х	100	0,034
4. Воздушная прослойка	0,06	-	-
5. Фиброцементная плита Фасст-Т	0,008	1650	0,22

Определим градусо-сутки отопительного периода ГСОП, °С·сут/год согласно [8, п.5.2]:

$$\text{ГСОП} = (t_{\text{в}} - t_{\text{от}}) \cdot Z_{\text{от}} = (20 - (-7,9)) \cdot 224 = 6249,6 \text{ (}^\circ\text{С} \cdot \text{сут)}, \quad (1.1)$$

где $t_{\text{в}}$ – расчётная температура внутреннего воздуха здания, °С, [14, табл.3];

$t_{\text{от}}$ – средняя температура наружного воздуха, °С, для периода со среднесуточной температурой наружного воздуха не более 8°С, принимаемая по [5];

$Z_{\text{от}}$ – продолжительность в сутках для периода со среднесуточной температурой наружного воздуха не более 8°С, принимаемая по СП 131.13330.

По формуле [8, табл. 3] определяем базовое значение требуемого сопротивления теплопередаче $R_0^{\text{ТР}}$ м²·°С/ Вт:

$$R_0^{\text{ТР}} = a \cdot \text{ГСОП} + b = 0,0003 \cdot 6249,6 + 1,2 = 3,07 \frac{\text{м}^2\text{°С}}{\text{Вт}}, \quad (1.2)$$

где a и b – коэффициенты, принимаемые по [8, табл. 3] для соответствующих групп зданий;

ГСОП – то же, что и в формуле (1.2).

Согласно [8] определим нормируемое значение приведенного сопротивления теплопередаче ограждающей конструкции:

$$R_o^{\text{норм}} = R_o^{\text{тр}} \cdot m_p = 3,07 \cdot 1 = 3,07 \frac{\text{м}^2\text{°C}}{\text{Вт}}, \quad (1.3)$$

где $R_o^{\text{тр}}$ – то же, что и в формуле (1.2);

m_p – коэффициент, учитывающий особенности региона строительства и принимаемый в соответствии с [8, п.5.2] равным 1.

Расчёт толщины утеплителя вентилируемых фасадов определяется с учётом условного сопротивления теплопередачи конструкции стены перед утеплителем согласно [8, форм. Е.6]:

$$R_o^{\text{усл}} = \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{1}{\alpha_{\text{н}}} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,02}{0,93} + \frac{0,38}{0,81} + \frac{1}{23} = 0,649 \frac{\text{м}^2\text{°C}}{\text{Вт}}, \quad (1.4)$$

где $\alpha_{\text{в}}$ – коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности ограждающей конструкции, принимаемый по [8, табл.4] равным $8,7 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2\text{°C}}$;

δ_1 – толщина внутренней штукатурки;

λ_1 – теплопроводность внутренней штукатурки;

δ_2 – толщина кирпичной кладки;

λ_2 – теплопроводность кирпичной кладки;

$\alpha_{\text{н}}$ – коэффициент теплоотдачи наружной поверхности ограждающей конструкции, принимаемый по [8, табл.6] равным $23 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2\text{°C}}$.

Толщина утеплителя x , необходимая для повышения термического сопротивления наружных стен до величины $R_o^{\text{норм}}$ определяется по формуле:

$$x = \frac{(R_o^{\text{норм}} - R_o^{\text{усл}}) \cdot \lambda_3}{r} = \frac{(3,07 - 0,649) \cdot 0,034}{0,8} = 0,1 \text{ м}, \quad (1.5)$$

где $R_o^{\text{норм}}$ – то же, что и в формуле (1.3);

$R_o^{\text{усл}}$ – то же, что и в формуле (1.4);

λ_3 – теплопроводность минераловатной плиты ТехноНИКОЛЬ ТЕХНО Т;

r – коэффициент теплотехнической однородности, характеризующий эффективность утепления конструкции.

Принимаю утеплитель ТехноНИКОЛЬ ТЕХНО Т 100 толщиной 100 мм

1.17.2 Теплотехнический расчет ограждающих конструкций покрытия

Конструкция покрытия приведена на рисунке 1.2 и в таблице 1.7.

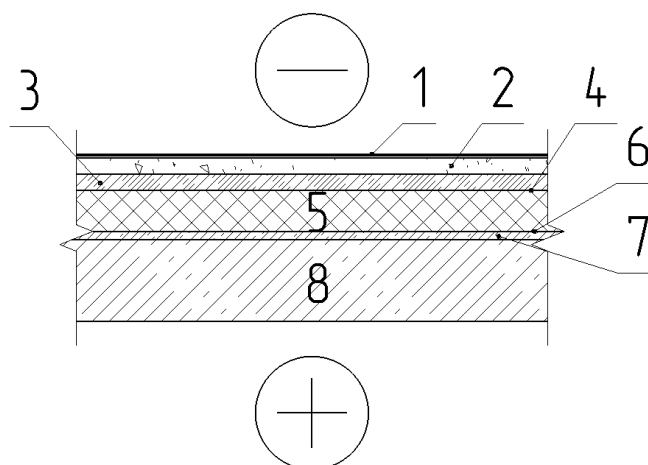


Рисунок 2 – Состав конструкции покрытия

Таблица 1.7 – Конструкция покрытия

Номер слоя	Наименование	Толщина слоя, м	Плотность, кг/м ³	Коэффициент теплопроводности, λ, Вт/(м ² °С)
1.	Гидроизоляция в два слоя: Тэноэласт ПЛАМЯ СТОП и Техноэласт ЭПП Огрунтовка Праймер битумный ТехноНИКОЛЬ	В расчёте не учитывается		
2.	Стяжка из цементно-песчаного раствора М150 армированная сеткой 4С ^{5Br I-150} 5Br I-150	0,04	1800	0,76
3.	Разуклонка из керамзитобетона	0,04	800	0,29
4.	Разделительный слой Пергамин (ТехноНИКОЛЬ)	В расчёте не учитывается		
5.	Утеплитель – ТехноРуф Н30, НГ	x	1800	0,041
6.	Пароизоляционная плёнка ТехноНИКОЛЬ	В расчёте не учитывается		
7.	Выравнивающая стяжка из цементно-песчаного раствора М100	0,02	1800	0,76
8.	Железобетонная плита перекрытия	0,20	2500	1,92

Принимаем $a = 0,0003$ и $b = 1,2$. Определяем значение требуемого сопротивления теплопередачи R_0^{TP} , м² · °С/Вт по формуле (1.6):

$$R_0^{TP} = 0,0003 \cdot 6249,6 + 1,2 = 3,07 \text{ м}^2 \cdot \text{°С/Вт}. \quad (1.6)$$

Условное сопротивление теплопередаче R_0^{np} , м² · °С/Вт, определяем по формуле (1.7):

$$R_0^{np} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,04}{0,76} + \frac{0,04}{0,29} + \frac{0,10}{0,041} + \frac{0,02}{0,76} + \frac{0,20}{1,92} + \frac{1}{23} = 3,08 \text{ м}^2 \cdot \text{°С/Вт}$$

$$= 5,82 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт}. \quad (1.7)$$

Вывод: величина приведенного сопротивления теплопередаче $R_0^{\text{пр}}$ больше требуемой $R_0^{\text{тп}}$ ($3,08 > 3,07$), следовательно, представленная ограждающая конструкция соответствует требованию по теплопередаче. Окончательно принимаем толщину утеплителя 100 мм.

1.17.3 Определение вида заполнения оконных проемов

По формуле [8, табл. 3] определяем базовое значение требуемого сопротивления теплопередаче для окон общественных зданий $R_0^{\text{тп}}$ $\text{м}^2 \cdot \text{°C/Вт}$:

$$R_0^{\text{тп}} = a \cdot \text{ГСОП} + b = 0,00005 \cdot 6249,6 + 0,2 = 0,51 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{°C}}{\text{Вт}}, \quad (1.8)$$

где a и b – коэффициенты, принимаемые по [8, табл. 3] для соответствующих групп зданий;

ГСОП – то же, что и в формуле (1.2).

Согласно [8, п.5.2] определим нормируемое значение приведенного сопротивления теплопередаче ограждающей конструкции:

$$R_0^{\text{норм}} = R_0^{\text{тп}} \cdot m_p = 3,07 \cdot 1 = 0,51 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{°C}}{\text{Вт}}, \quad (8)$$

где $R_0^{\text{тп}}$ – то же, что и в формуле (1.2);

m_p – коэффициент, учитывающий особенности региона строительства и принимаемый в соответствии с [8, п.5.2] равным 1.

Окные блоки с двухкамерными стеклопакетами и с теплоотражающим покрытием выполнены по [10] из поливинилхлоридных профилей ОП Б1(4М1-12Аг-4М1-12Аг-И4) с приведенным сопротивлением теплопередаче $R_0^{\text{пр}} = 0,72 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт}$.

$$R_0^{\text{пр}} = 0,72 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт} > R_0^{\text{тп}} = 0,51 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт}$$

Вывод: согласно расчёта тепловой защиты оконные блоки с двухкамерными стеклопакетами и с теплоотражающим покрытием выполнены по [10] из поливинилхлоридных профилей ОП Б1 (4М1-12Аг-4М1-12Аг-И4) соответствуют требованиям [8, п. 5.1 а].

2 Расчётно-конструктивный раздел

2.1 Исходные данные

Строительная система – монолитная. Конструктивная система – каркасная.

Каркас здания решён многоэтажными рамами с жёсткими узлами в поперечном и продольном направлениях и диафрагмами жёсткости. Несущие конструкции приняты в монолитном железобетоне.

Пространственная жёсткость и устойчивость обеспечиваются работой жёстких узлов рам, работой диафрагм жёсткости, жёсткой заделкой колонн в фундаментах и совместной работой дисков перекрытий с элементами каркаса. Принятый пролёт (6 м) назначен из условия возможности размещения необходимых помещений.

Район строительства г. Абакан, Красноярский край. В соответствии с [5] участок относится к III строительно-климатической зоне. Климат резко континентальный. Снеговой район – II (1 кН/м^2). Ветровой район – III ($0,38 \text{ кПа}$).

Сейсмичность принята по карте ОСР-2015-А равной 7 баллов по шкале MSK-64.

По степени ответственности здание относится к классу КС-2 [15, табл. 2]. Нормативная временная (полезная) нагрузка на перекрытии – 4 кПа [16, табл. 8.3].

Для всех элементов перекрытия принят тяжёлый бетон класса В25 с расчётными характеристиками, принимаемыми по [17, табл. 6.7 и 6.8] с учетом коэффициента условия работы, учитывающего особенности работы бетона в конструкции, $\gamma_{b1} = 0,9$ [17, п.6.1.12]: $R_b = 0,9 \cdot 14,5 = 13,05 \text{ МПа}$; $R_{bt} = 0,9 \cdot 1,05 = 0,945 \text{ МПа}$; $R_{b,ser} = 0,9 \cdot 18,5 = 16,65 \text{ МПа}$; $R_{bt,ser} = 0,9 \cdot 1,55 = 1,395 \text{ МПа}$.

2.2 Расчёт монолитного ребристого перекрытия с балочными плитами

2.2.1 Компоновка перекрытия

Для сравнения рассмотрю два варианта расположения главных и второстепенных балок:

Первый вариант:

– главные балки расположены в поперечном направлении, пролёт главных балок $l_{mb} = 6 \text{ м}$;

– второстепенные балки расположены в продольном направлении, пролёт второстепенных балок $l_{sb} = 6 \text{ м}$;

– пролёт плиты $l_s = 2 \text{ м}$.

Определяю полную расчётную нагрузку на плиту по [18, формула 7.6]:

$$q_s = \gamma_n \cdot (1,1 \cdot g_n + \gamma_f \cdot v_n) = 1 \cdot (1,1 \cdot 2 + 1,2 \cdot 4) = 7 \text{ кПа}, \quad (2.1)$$

где γ_n – коэффициент надёжности по ответственности здания, определяемый по [15, табл. 2];

g_n – нормативное значение постоянной нагрузки на перекрытие без учета нагрузки от его собственного веса, принимаю ориентировочно равным 2 кПа ;

γ_f – коэффициент надёжности по нагрузке для временной (полезной) нагрузки, определяемый по [16, п. 8.2.2];

v_n – нормативное значение временной (полезной) нагрузки на перекрытие, определённое для торгового зала по [16, табл. 8.3].

Определяю полную расчётную нагрузку на второстепенную балку по [18, формула 7.7]:

$$q_{sb} = q_s \cdot l_s + 0,04 \cdot \gamma_n \cdot l_{sb}^2 = 7 \cdot 2 + 0,04 \cdot 1 \cdot 6^2 = 15,44 \text{ кН/м}, \quad (2.2)$$

где q_s – то же, что и в формуле (2.1);

l_s – пролёт плиты;

γ_n – то же, что и в формуле (2.1);

l_{sb} – пролёт второстепенных балок.

Определяю полную расчётную нагрузку на главную балку по [18, формула 7.8]:

$$q_{mb} = q_{sb} \cdot l_{sb} + 0,07 \cdot \gamma_n \cdot l_s \cdot l_{mb}^2 = 15,44 \cdot 6 + 0,07 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 6^2 = 97,68 \text{ кН/м}, \quad (2.3)$$

где q_{sb} – то же, что и в формуле (2.2);

l_{sb} – то же, что и в формуле (2.2);

γ_n – то же, что и в формуле (2.1);

l_s – то же, что и в формуле (2.1);

l_{mb} – пролёт главных балок.

Определяю приведённую толщину плиты:

$$h_{s,red} = 8,2 \cdot l_s \cdot \sqrt{q_s} = 8,2 \cdot 2 \cdot \sqrt{7} = 43,39 \text{ мм}, \quad (2.4)$$

где l_s – то же, что и в формуле (2.1);

q_s – то же, что и в формуле (2.1).

Определяю приведённую толщину второстепенных балок:

$$h_{sb,red} = 0,54 \cdot \frac{l_{sb}}{l_s} \cdot \sqrt[3]{q_{sb}^2 \cdot l_{sb}} \cdot \frac{n_s+1}{n_s} = 0,54 \cdot \frac{6}{2} \cdot \sqrt[3]{15,44^2 \cdot 6} \cdot \frac{12+1}{12} = 16,73 \text{ мм}, \quad (2.5)$$

где l_s – то же, что и в формуле (2.1);

l_{sb} – то же, что и в формуле (2.2);

q_{sb} – то же, что и в формуле (2.2);

l_{sb} – то же, что и в формуле (2.2);

n_s – количество пролётов плиты (2.2).

Определяю приведённую толщину главных балок:

$$h_{mb,red} = \frac{1,25}{l_{sb}} \cdot \sqrt[3]{q_{mb}^2 \cdot l_{mb}^2} \cdot \frac{n_{sb}+1}{n_{sb}} = \frac{1,25}{6} \cdot \sqrt[3]{97,68^2 \cdot 6^2} \cdot \frac{10+1}{10} = 13,13 \text{ мм}, \quad (2.6)$$

где l_{sb} – то же, что и в формуле (2.2);

q_{mb} – то же, что и в формуле (2.3);

l_{mb} – то же, что и в формуле (2.3);

n_{sb} – количество пролётов второстепенных балок.

Определяю приведённую толщину колонн:

$$h_{c,red} = \frac{(n_{fl1} \cdot N_{fl1} + n_{fl2} \cdot N_{fl2}) \cdot q_{mb}}{11,5 \cdot l_s \cdot l_{sb}} \cdot \frac{(n_{mb}+1) \cdot (n_{sb}+1)}{n_{mb} \cdot n_{sb}} = \frac{(3 \cdot 5,5 + 1 \cdot 4,1) \cdot 97,68}{11,5 \cdot 2 \cdot 6} \cdot \frac{(4+1) \cdot (10+1)}{4 \cdot 10} = 9,84 \text{ мм}, \quad (2.7)$$

где n_{fl1} – количество этажей высотой 5,5 м, имеющих колонны;

N_{fl1} – высота этажей, соответствующих n_{fl1} ;

n_{fl2} – количество этажей высотой 4,1 м, имеющих колонны;

N_{fl2} – высота этажей, соответствующих n_{fl2} ;

q_{mb} – то же, что и в формуле (2.3);

l_s – то же, что и в формуле (2.1);

l_{sb} – то же, что и в формуле (2.2);

n_{mb} – количество пролётов главных балок;

n_{sb} – то же, что и в формуле (2.6).

Определяю приведённую толщину перекрытия:

$$h_{red,I} = h_{s,red} + h_{sb,red} + h_{mb,red} + h_{c,red} = 43,39 + 16,73 + 13,13 + 9,84 = 83,10 \text{ мм}, \quad (2.8)$$

где $h_{s,red}$ – то же, что и в формуле (2.4);

$h_{sb,red}$ – то же, что и в формуле (2.5);

$h_{mb,red}$ – то же, что и в формуле (2.6);

$h_{c,red}$ – то же, что и в формуле (2.7);

Второй вариант:

– главные балки расположены в продольном направлении, пролёт главных балок $l_{mb} = 6$ м;

– второстепенные балки расположены в поперечном направлении, пролёт второстепенных балок $l_{sb} = 6$ м;

– пролёт плиты $l_s = 2$ м.

Аналогично получаю $h_{red,II} = 81,82$ мм.

Принимаю к расчёту II-й вариант компоновки перекрытия, так как он является более экономичным ($h_{red,II} = 81,82$ мм < $h_{red,I} = 83,10$ мм).

Определяю требуемые размеры поперечных сечений элементов перекрытия и колонны.

Толщина плиты:

$$h_s = 26 \cdot l_s \cdot \sqrt{\frac{q_s}{R_b}} = 26 \cdot 2 \cdot \sqrt{\frac{7}{13,05}} = 38,08 \text{ мм}, \quad (2.9)$$

где l_s – пролёт плиты;

q_s – то же, что и в формуле (2.1).

R_b – расчётное сопротивление бетона сжатию, определяемое по [17, табл. 6.8 и п.6.1.12].

Высота второстепенной балки:

$$h_{sb} = 80 \cdot \sqrt[3]{\frac{q_{sb} \cdot l_{sb}^2}{R_b}} = 80 \cdot \sqrt[3]{\frac{15,44 \cdot 6^2}{13,05}} = 279,38 \text{ мм}, \quad (2.10)$$

где q_{sb} – то же, что и в формуле (2.2);

l_{sb} – пролёт второстепенных балок;

R_b – то же, что и в формуле (2.9).

Высота главной балки:

$$h_{mb} = 125 \cdot \sqrt[3]{\frac{q_{mb} \cdot l_{mb}}{R_b}} = 125 \cdot \sqrt[3]{\frac{97,68 \cdot 6}{13,05}} = 444,32 \text{ мм}, \quad (2.11)$$

где q_{mb} – то же, что и в формуле (2.3);

l_{mb} – пролёт главных балок;

R_b – то же, что и в формуле (2.9).

Сторона квадратного сечения колонны:

$$h_c = h_b = 190 \cdot \sqrt{\frac{(n_{fl1} + n_{fl2}) \cdot q_{mb} \cdot l_{mb}}{l_s \cdot (30 \cdot (R_b + 4) - \gamma_n \cdot (n_{fl1} \cdot N_{fl1} + n_{fl2} \cdot N_{fl2}))}} = 190 \cdot \sqrt{\frac{(3+1) \cdot 97,68 \cdot 6}{2 \cdot (30 \cdot (13,05 + 4) - 1 \cdot (3 \cdot 5,5 + 1 \cdot 4,1))}} = 293,60 \text{ мм}, \quad (2.12)$$

где q_{mb} – то же, что и в формуле (2.3);

l_{mb} – то же, что и в формуле (2.11).

R_b – то же, что и в формуле (2.9);

n_{fl1} – то же, что и в формуле (2.7);

n_{fl2} – то же, что и в формуле (2.7);

N_{fl1} – то же, что и в формуле (2.7);

N_{fl2} – то же, что и в формуле (2.7);

l_s – то же, что и в формуле (2.9);

γ_n – то же, что и в формуле (2.1).

Назначаю унифицированные размеры сечений:

плита – $h_s = 80$ мм; второстепенная балка – $h_{sb} = 300$ мм; $b_{sb} = 150$ мм;
главная балка – $h_{mb} = 450$ мм; $b_{mb} = 200$ мм; колонна – $h_c = h_b = 500$ мм.

2.2.2 Расчёт и конструирование плиты

При расчёте балочной плиты, нагруженной равномерно распределённой нагрузкой, вырезают полосу шириной 1 м и рассматривают её как многопролётную балку (рисунок 2.1). Нагрузки на 1 м такой полосы и на 1 м² численно равны и отличаются только размерностью.

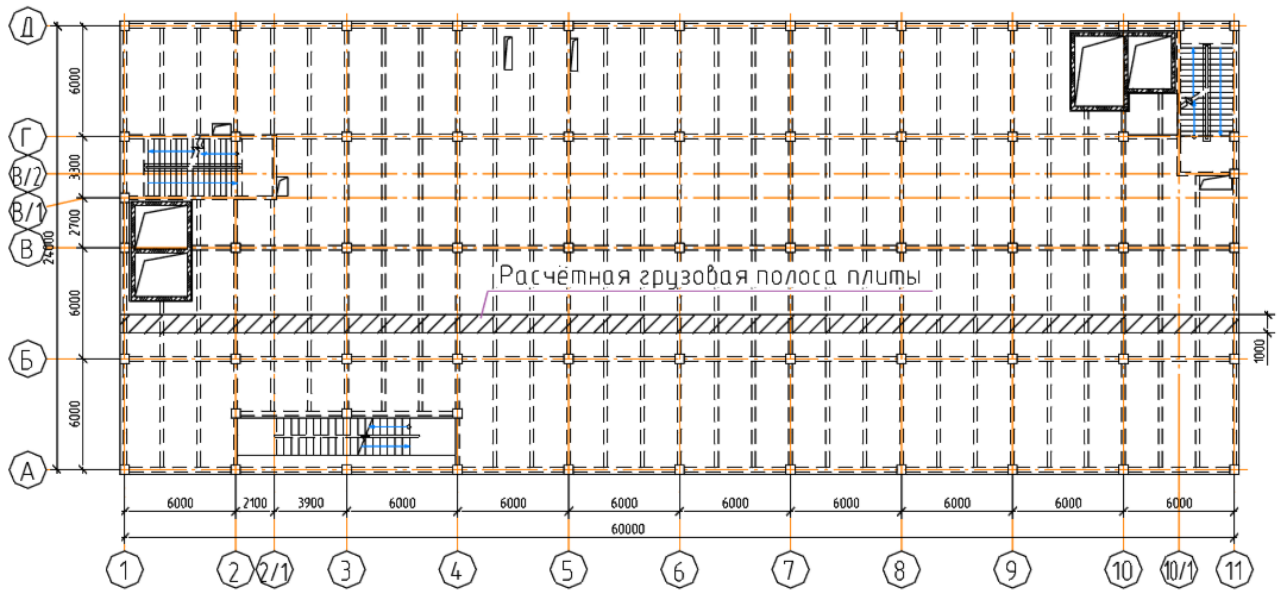


Рисунок 2.1 – Расчётная грузовая полоса плиты

Расчётные пролёты для крайних полей плиты:

$$\text{в коротком направлении} - l_{s1} = l_s - b_{sb} = 2 - 0,15 = 1,85 \text{ мм}, \quad (2.13)$$

где l_s – то же, что и в формуле (2.9);

b_{sb} – ширина второстепенной балки.

$$\text{в длинном направлении} - l_{s2} = l_{sb} - b_{mb} = 6 - 0,2 = 5,8 \text{ мм}, \quad (2.14)$$

где l_{sb} – то же, что и в формуле (2.10);

b_{mb} – ширина главной балки.

Расчётные пролёты для средних полей плиты будут аналогичны, так как нет опирания стены. Отношение $\frac{l_{s2}}{l_{s1}} = \frac{5,8}{1,85} = 3,14 > 2$.

Так как для любого пролёта $\frac{l_{s2}}{l_{s1}} > 2$, плиту рассчитываю как балочную вдоль коротких сторон. Расчётная схема плиты приведена на рисунке 2.2, сбор нагрузок приведён в табл.2.1.

Нормативное значение нагрузки на плиту перекрытия от веса временных перегородок принята по [16, п.8.2.2] равной 0,5 МПа.

Коэффициенты надёжности по нагрузке для постоянных нагрузок принимаются по [16, табл. 7.1], для временных – [16, п.8.2.2].

Таблица 2.1 – Сбор нагрузок на 1 м² плиты перекрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надёжности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м ²
<u>Постоянная</u>			
- Керамическая плитка Азори 333х333 матовая с нескользящей поверхностью, $\delta=8$ мм; $\rho = 22$ кН/м ³ ;	$0,008 \cdot 22 = 0,176$	1,2	0,211
- Клей Ceresit CM 17 (ТУ 5745-015058239148-2010), $\delta=2$ мм; $\rho=18$ кН/м ³ ;	$0,002 \cdot 18 = 0,036$	1,3	0,047
- Выравнивающая стяжка из цементно-песчаного р-ра М 150, $\delta = 13$ мм; $\rho=18$ кН/м ³ ;	$0,013 \cdot 18 = 0,234$	1,2	0,304
- Гидроизоляция - 1 слой Техноэласт БАРЬЕР ЛАЙТ, $\delta = 2$ мм; $\rho=15$ кН/м ³ ;	$0,002 \cdot 15 = 0,030$	1,3	0,036
- Фибростяжка из цементно-песчаного р-ра М 150, $\delta = 70$ мм; $\rho=17,5$ кН/м ³ ;	$0,07 \cdot 17,5 = 1,225$	1,2	1,593
- Звукоизоляция - Техноэласт АКУСТИК-СУПЕР, $\delta = 5$ мм; $\rho=1,36$ кН/м ³ ;	$0,005 \cdot 1,36 = 0,007$	1,1	0,008
- Плита перекрытия, $\delta = 80$ мм; $\rho=25$ кН/м ³	$0,080 \cdot 25 = 2,000$		2,200
Итого:	3,708		4,399

Окончание таблицы 2.1

Временная Вес перегородок:	0,5	1,3	0,650
Полезная нагрузка:	4,0	1,2	4,800
Итого:	1		5,450
Полная нагрузка:			9,85

Определию нагрузку на консольную часть плиты, длина которой составляет 0,175 м. На неё опирается кирпичная кладка с $\delta = 5300$ мм и $\rho = 18$ кН/м³. Тогда нормативная нагрузка составит $5,3 \cdot 18 = 95,4$ кН/м², а расчётная $95,4 \cdot 1,1 = 104,94$ кН/м².

Определию изгибающие моменты балочных плит с учётом перераспределения усилий вследствие пластических деформаций бетона и арматуры с учётом рекомендации по максимальному уровню перераспределения моментов (сил), равному 30%, и нагрузкой на консольные элементы в программе SCAD Арбат:

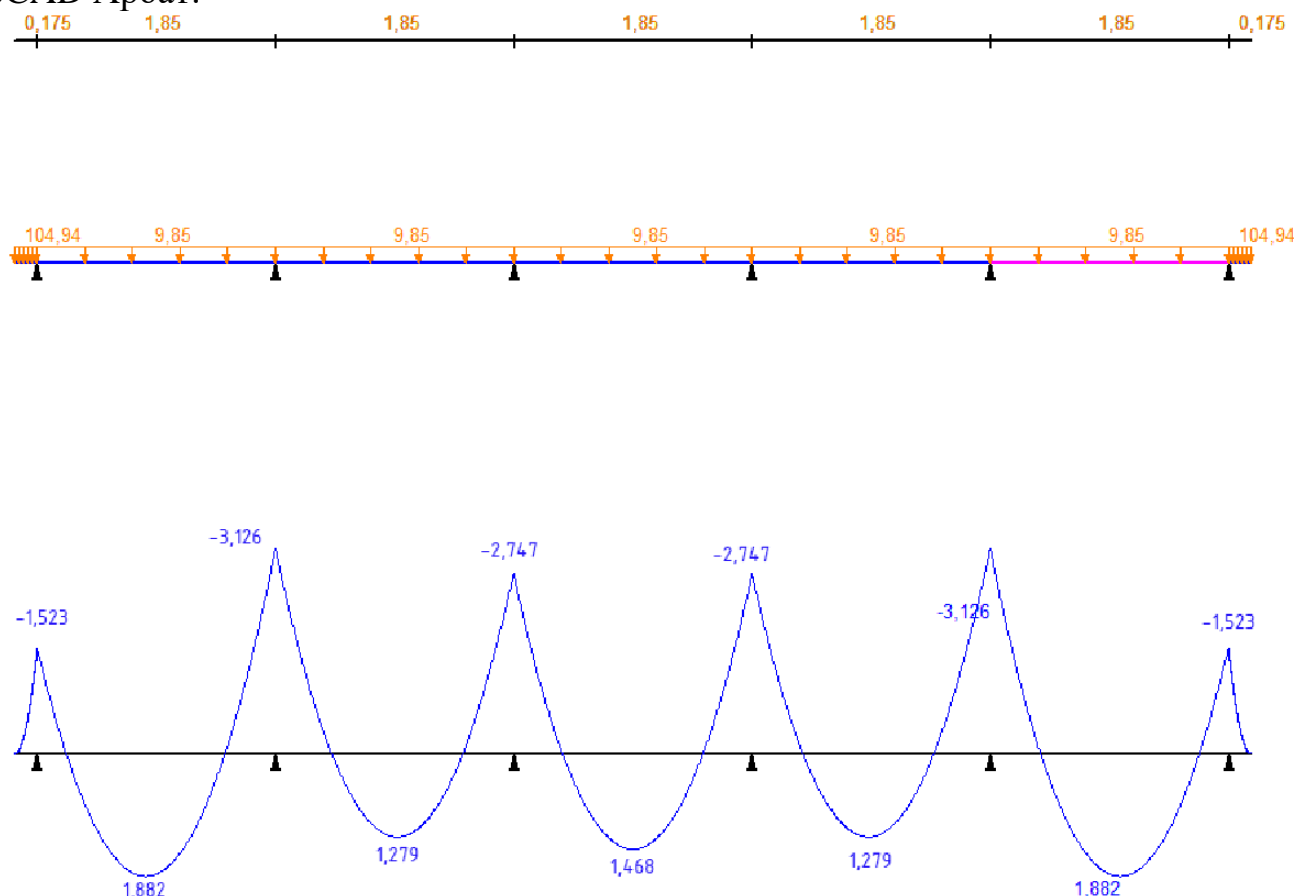


Рисунок 2.2 – Расчётная схема балочной плиты и эпюра моментов

Тогда значения моментов равняются:

в крайних пролётах:

$$M_1 = 1,88 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

на первых промежуточных опорах:

$$M_2 = 3,13 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

в среднем пролёте:

$$M_3 = 1,47 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

на средних опорах:

$$M_4 = 2,75 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

В предельном состоянии плиты (при её изломе) возникает распор, который требуется учитывать для плит, окаймлённых по всему контуру монолитно связанными с ними балками, уменьшив моменты в средних пролётах и на средних опорах на 20%:

$$M_1 = 0,8 \cdot 1,88 = 1,50 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad (2.15)$$

$$M_2 = 0,8 \cdot 3,13 = 2,50 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad (2.16)$$

$$M_3 = 0,8 \cdot 1,47 = 1,18 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad (2.17)$$

$$M_4 = 0,8 \cdot 2,75 = 2,20 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad (2.18)$$

Поперечные силы при расчёте плит, как правило, не определяются, так как в плитах перекрытий условия ($Q \leq Q_b$) обычно выполняются.

Подбор арматуры плиты

Арматура подбирается на действие пролётных и опорных моментов как для изгибаемого элемента прямоугольного сечения размером 1000x80 мм. Минимальная величина защитного слоя согласно [17, табл. 10.1] составляет 20 мм. Тогда расстояние от растянутой грани плиты до центра тяжести растянутой арматуры при защитном слое 20 мм и диаметре рабочей арматуры до 10 мм:

$$a = 20 + \frac{10}{2} = 25 \text{ мм}, \quad (2.19)$$

Тогда расстояние от сжатой грани до центра тяжести растянутой арматуры:

$$h_0 = h_s - a = 80 - 25 = 55 \text{ мм}, \quad (2.20)$$

где h – высота сечения плиты;

a – то же, что и в формуле (2.19).

В соответствии с Пособием к СП 63.13330 табл. 3.3 принимаю граничную относительную высоту сжатой зоны $\xi_R = 0,487$, а $\alpha_R = 0,368$.

Определяю требуемую площадь сечения арматуры:

в крайних пролётах:

$$\alpha_{m1} = \frac{M_1}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{1,50 \cdot 10^6}{13,05 \cdot 1000 \cdot 55^2} = 0,038 < \alpha_R = 0,368, \quad (2.21)$$

где M_1 – то же, что и в формуле (2.15);

R_b – то же, что и в формуле (2.9);

b – расчётная ширина плиты;

h_0 – то же, что и в формуле (2.20).

Так как $\alpha_{m1} < \alpha_R$, сжатая арматура по расчёту не требуется.

Найду площадь сечения растянутой арматуры:

$$A_{s1} = \frac{R_b \cdot b \cdot h_0 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_{m1}})}{R_s} = \frac{13,05 \cdot 1000 \cdot 55 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,038})}{435} = 65 \text{ мм}^2, \quad (2.22)$$

где R_b – то же, что и в формуле (2.9);

b – то же, что и в формуле (2.21);

h_0 – то же, что и в формуле (2.20);

α_{m1} – то же, что и в формуле (2.21);

R_s – расчётное сопротивление растяжению продольной арматуры А500С, принимаемое по ТСН 102-00 табл. 4*.

на первых промежуточных опорах:

$$\alpha_{m2} = \frac{M_2}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{2,50 \cdot 10^6}{13,05 \cdot 1000 \cdot 55^2} = 0,063 < \alpha_R = 0,368, \quad (2.23)$$

где M_2 – то же, что и в формуле (2.16);

R_b – то же, что и в формуле (2.9);

b – то же, что и в формуле (2.21);

h_0 – то же, что и в формуле (2.20).

Так как $\alpha_{m2} < \alpha_R$, сжатая арматура по расчёту не требуется.

Найду площадь сечения растянутой арматуры:

$$A_{s2} = \frac{R_b \cdot b \cdot h_0 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_{m2}})}{R_s} = \frac{13,05 \cdot 1000 \cdot 55 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,063})}{435} = 109 \text{ мм}^2, \quad (2.24)$$

где R_b – то же, что и в формуле (2.9);

b – то же, что и в формуле (2.21);

h_0 – то же, что и в формуле (2.20);

α_{m2} – то же, что и в формуле (2.23);

R_s – то же, что и в формуле (2.22);

в среднем пролёте:

$$\alpha_{m3} = \frac{M_3}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{1,18 \cdot 10^6}{13,05 \cdot 1000 \cdot 55^2} = 0,030 < \alpha_R = 0,368, \quad (2.25)$$

где M_3 – то же, что и в формуле (2.16);

R_b – то же, что и в формуле (2.9);

b – то же, что и в формуле (2.21);

h_0 – то же, что и в формуле (2.20).

Так как $\alpha_{m3} < \alpha_R$, сжатая арматура по расчёту не требуется.

Найду площадь сечения растянутой арматуры:

$$A_{s3} = \frac{R_b \cdot b \cdot h_0 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_{m3}})}{R_s} = \frac{13,05 \cdot 1000 \cdot 55 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,030})}{435} = 50 \text{ мм}^2, \quad (2.26)$$

где R_b – то же, что и в формуле (2.9);

b – то же, что и в формуле (2.21);

h_0 – то же, что и в формуле (2.20);

α_{m3} – то же, что и в формуле (2.25);

R_s – то же, что и в формуле (2.22);

на средних опорах:

$$\alpha_{m4} = \frac{M_4}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{1,18 \cdot 10^6}{13,05 \cdot 1000 \cdot 55^2} = 0,056 < \alpha_R = 0,368, \quad (2.27)$$

где M_4 – то же, что и в формуле (2.16);

R_b – то же, что и в формуле (2.9);

b – то же, что и в формуле (2.21);

h_0 – то же, что и в формуле (2.20).

Так как $\alpha_{m4} < \alpha_R$, сжатая арматура по расчёту не требуется.

Найду площадь сечения растянутой арматуры:

$$A_{s4} = \frac{R_b \cdot b \cdot h_0 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_{m4}})}{R_s} = \frac{13,05 \cdot 1000 \cdot 55 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,056})}{435} = 95 \text{ мм}^2, \quad (2.28)$$

где R_b – то же, что и в формуле (2.9);
 b – то же, что и в формуле (2.21);
 h_0 – то же, что и в формуле (2.20);
 α_{m4} – то же, что и в формуле (2.27);
 R_s – то же, что и в формуле (2.22);

Армирование балочной плиты выполню сварными рулонными сетками с поперечным расположением рабочих и продольным расположением распределительных стержней. Номинальная длина сеток равна шагу главных балок.

Сварные сетки конструируются согласно [20].

Для армирования плиты принимаю сварные рулонные стержни с поперечными рабочими стержнями $\varnothing 6$ А500С и распределительными продольными стержнями $\varnothing 5$ В500С.

В пролётах сетки раскатываются по низу плиты, ширина сеток равна расстоянию между гранями второстепенных балок, длина – расстоянию между гранями главных балок с учётом запуска свободных концов распределительных стержней за грани балок на 10-20 мм [20, табл. 1].

Над опорами плитки сетки раскатывают по верху вдоль второстепенных балок, ширина сеток принимается не менее половины пролёта плиты, длина – как у нижних сеток.

В крайних и средних пролётах плит принимаю сетку 1С с рабочими стержнями $\varnothing 6$ А500С с шагом 200 мм ($A_s = 141 \text{ мм}^2 > A_{s1} = 65 \text{ мм}^2 > A_{s3} = 50 \text{ мм}^2$).

и распределительными стержнями $\varnothing 3$ Вр-I с шагом 300 мм. Маркировка сетки 1С:

$$1С \frac{6A500C-200}{3Вр-I-300} 188 \times 584$$

На промежуточных опорах принимаю сетку 2С с такими же стержнями с шагом 200 мм ($A_s = 141 \text{ мм}^2 > A_{s2} = 109 \text{ мм}^2 > A_{s4} = 95 \text{ мм}^2$) и шириной 0,9 м, что составляет половину пролёта плиты. Маркировка сетки 2С:

$$2С \frac{6A500C-200}{3Вр-I-300} 100 \times 584$$

В промежуточной опоре между крайними плитами и консоли возникают отрицательные моменты, поэтому необходимо устанавливать верхние сетки 3С. Принимаю сетку с рабочими стержнями $\varnothing 6$ А500С с шагом 200 мм ($A_s = 141 \text{ мм}^2$) и распределительными стержнями $\varnothing 3$ Вр-I с шагом 300 мм. Маркировка сетки 3С:

$$3С \frac{6A500C-200}{3Вр-I-300} 65 \times 584$$

2.2.3 Расчёт и конструирование второстепенной балки

Второстепенная балка рассчитывается как многопролётная неразрезная, опорами которой являются главные балки (рисунок 2.3). При числе пролётов более пяти второстепенная балка рассчитывается по пятипролётной схеме.

Расчётные пролёты и нагрузки

Для пролётов за расчётный принимается расстояние между гранями главных балок:

$$l = l_{sb} - b_{mb} = 6 - 0,2 = 5,8 \text{ м}, \quad (2.29)$$

где l_{sb} – то же, что и в формуле (2.10);

b_{mb} – то же, что и в формуле (2.14).

Нагрузки на второстепенную балку собирают с грузовой полосы, равной шагу второстепенных балок 2 м, а также учитывают собственный вес ребра балки.

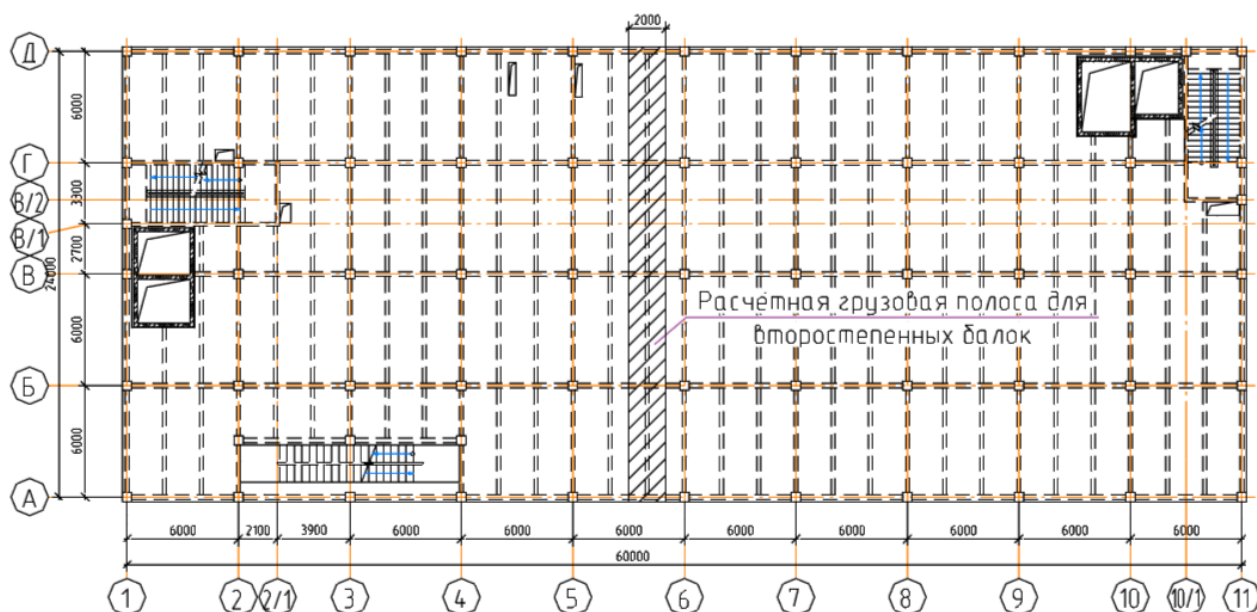


Рисунок 2.3 – Расчётная грузовая полоса для второстепенной балки

В одном пролёте балки находится помещение торгового склада с типом пола, отличающимся от остальных пролётов, поэтому для начала соберу нагрузку на 1 м^2 плиты в том пролёте аналогично тому, как это делалось в расчёте плиты.

Полезная нагрузка в торговых складах согласно [16, табл. 8.1] равняется не менее $5,0 \text{ кПа}$. Также, согласно [16, п.8.1.3], необходимо учитывать вертикальную нагрузку от оборудования. По проекту принята нагрузка от стационарного оборудования на расстоянии 2 м от первой второй опоры, равная $6,0 \text{ кН}$.

Согласно [16] коэффициент надёжности по нагрузке γ_f для складированных материалов равен $1,2$, а коэффициент надёжности для стационарного оборудования равен $1,05$.

Сбор нагрузок на 1 м^2 плиты приведён в табл. 2.2.

Таблица 2.2 – Сбор нагрузок на 1 м² плиты перекрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м ²
<u>Постоянная</u> - . Покрытие из бетона класса В15 армированное сеткой $\delta=100$ мм; $\rho = 14$ кН/м ³ ;	$0,1 \cdot 14 = 1,4$	1,3	1,820
- Плита перекрытия, $\delta = 80$ мм; $\rho=25$ кН/м ³	$0,080 \cdot 25 = 2,000$	1,1	2,200
Итого:	3,400		4,020
<u>Временная</u> Вес перегородок:	0,5	1,3	0,650
Полезная нагрузка:	5,0	1,2	6,000
Итого:	5,500		6,650
Полная нагрузка:	10,67		

Расчётное значение сосредоточенной нагрузки:

$$P = P_c \cdot \gamma_f = 6 \cdot 1,05 = 6,3 \text{ кН}, \quad (2.30)$$

где P_c – сосредоточенная сила;

γ_f – коэффициент надёжности по нагрузке для стационарного оборудования.

Расчётные распределённые нагрузки для первого пролёта:

постоянная:

$$g_1 = b_{sb} \cdot (h_{sb} - h_s) \cdot 1 \cdot 25 \cdot \gamma_f + q_{р.пл.1} \cdot l_s = 0,15 \cdot (0,3 - 0,08) \cdot 1 \cdot 25 \cdot 1,1 + 4,02 \cdot 2 = 8,95 \text{ кН/м}, \quad (2.31)$$

где b_{sb} – ширина второстепенной балки;

h_{sb} – высота второстепенной балки;

h_s – то же, что и в формуле (2.20);

γ_f – коэффициент условия работы для железобетонных конструкций;

$q_{р.пл.1}$ – расчётное значение постоянной нагрузки от конструкции пола и от веса плиты для первого пролёта;

l_s – шаг второстепенных балок.

временная:

$$v_1 = q_{вр.пл.1} \cdot l_s = 6,65 \cdot 2 = 13,30 \text{ кН/м}, \quad (2.32)$$

где $q_{вр.пл.1}$ – расчётное значение временной нагрузки;

l_s – то же, что и в формуле (2.31).

полная:

$$q_1 = g_1 + v_1 = 8,95 + 13,30 = 22,25 \text{ кН/м}, \quad (2.33)$$

где g_1 – то же, что и в формуле (2.31);

v_1 – то же, что и в формуле (2.32).

Расчётные распределённые нагрузки для остальных пролётов:

постоянная:

$$g_2 = b_{sb} \cdot (h_{sb} - h_s) \cdot 1 \cdot 25 \cdot \gamma_f + q_{р.пл.2} \cdot l_s = 0,15 \cdot (0,3 - 0,08) \cdot 1 \cdot 25 \cdot 1,1 + 4,40 \cdot 2 = 9,71 \text{ кН/м}, \quad (2.34)$$

где b_{sb} – ширина второстепенной балки;

h_{sb} – высота второстепенной балки;

h_s – то же, что и в формуле (2.20);

γ_f – коэффициент условия работы для железобетонных конструкций;

$q_{р.пл.2}$ – расчётное значение постоянной нагрузки от конструкции пола и от веса плиты для остальных пролётов;

временная:

$$v_2 = q_{вр.пл.2} \cdot l_s = 5,45 \cdot 2 = 10,90 \text{ кН/м}, \quad (2.35)$$

где $q_{вр.пл.}$ – расчётное значение временной нагрузки;

l_s – то же, что и в формуле (2.31).

полная:

$$q_2 = g_2 + v_2 = 9,71 + 10,90 = 20,61 \text{ кН/м}, \quad (2.33)$$

где g_2 – то же, что и в формуле (2.34);

v_2 – то же, что и в формуле (2.35).

Определение расчётных усилий

Проведу расчёт усилий с учётом перераспределения усилий вследствие пластических деформаций бетона и арматуры с учётом рекомендации по максимальному уровню перераспределения моментов (сил), равному 30%, в программе SCAD Арбат для трёх сочетаний нагрузок: когда временная нагрузка приложена на все пролёты; когда временная нагрузка приложена только на нечётные пролёты; когда временная нагрузка приложена только на чётные пролёты.

Когда временная нагрузка приложена на все пролёты:

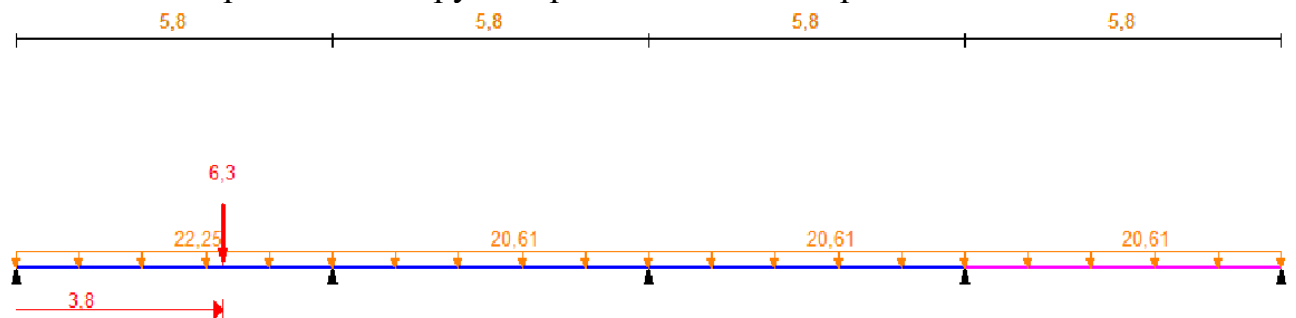


Рисунок 2.4 – Расчётная схема приложения нагрузки

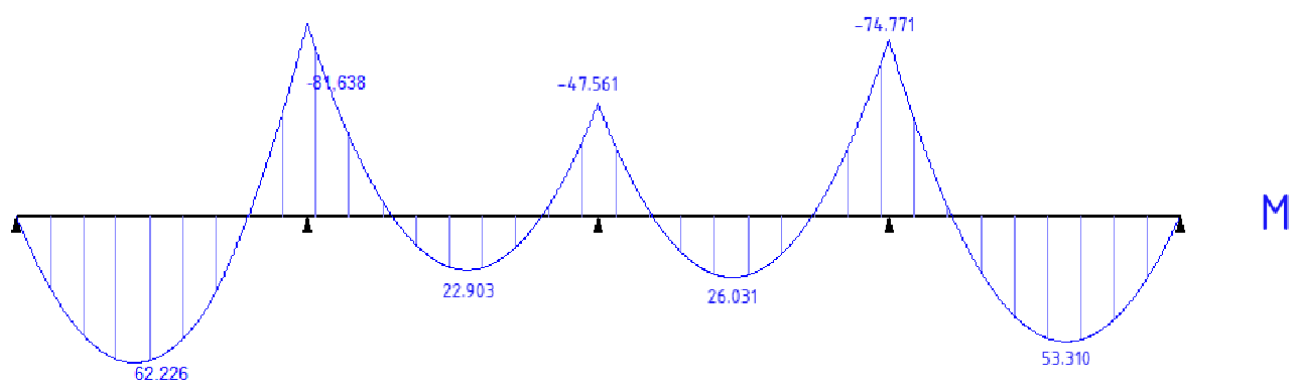


Рисунок 2.5 – Эпюра моментов при временной нагрузке, приложенной ко всем пролётам

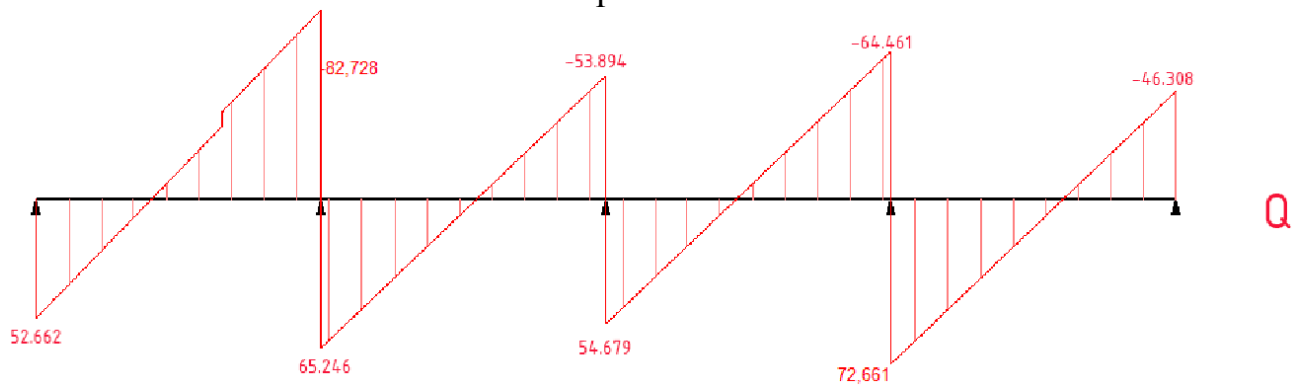


Рисунок 2.6 – Эпюра поперечных сил при временной нагрузке, приложенной ко всем пролётам

Когда временная нагрузка приложена только на нечётные пролёты:

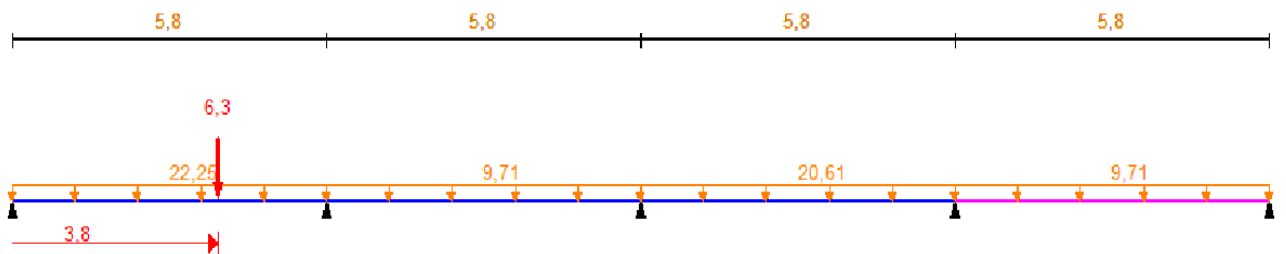


Рисунок 2.7 – Расчётная схема приложения нагрузки

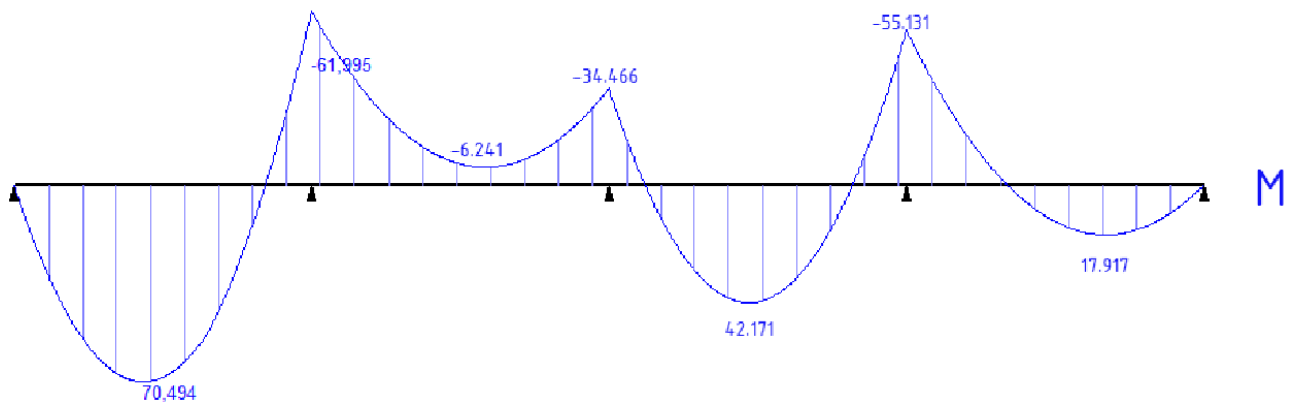


Рисунок 2.8 – Эпюра моментов при временной нагрузке, приложенной к нечётным пролётам

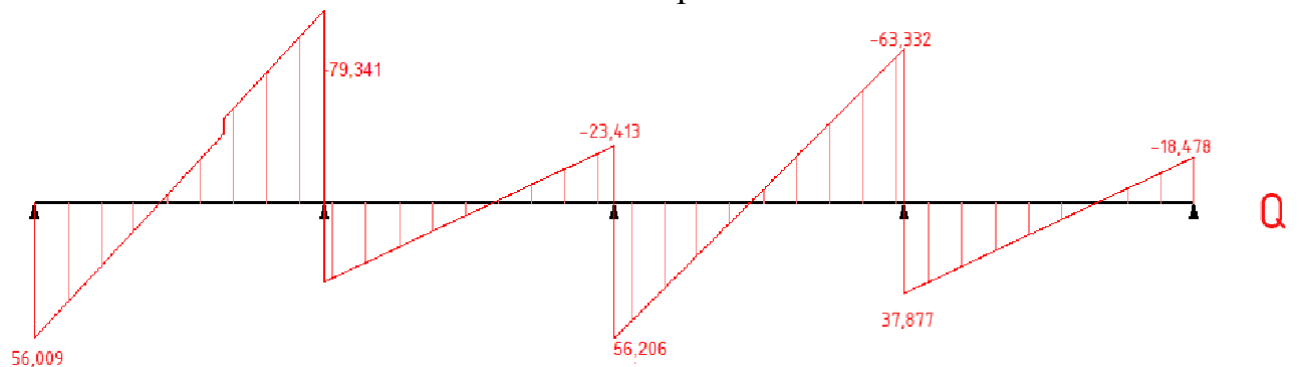


Рисунок 2.9 – Эпюры поперечных сил при временной нагрузке, приложенной к нечётным пролётам

Когда временная нагрузка приложена только на чётные пролёты:

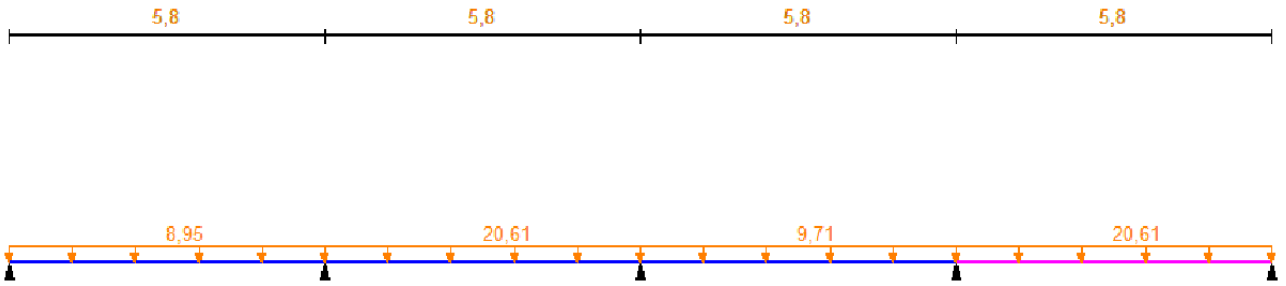


Рисунок 2.10 – Расчётная схема приложения нагрузки

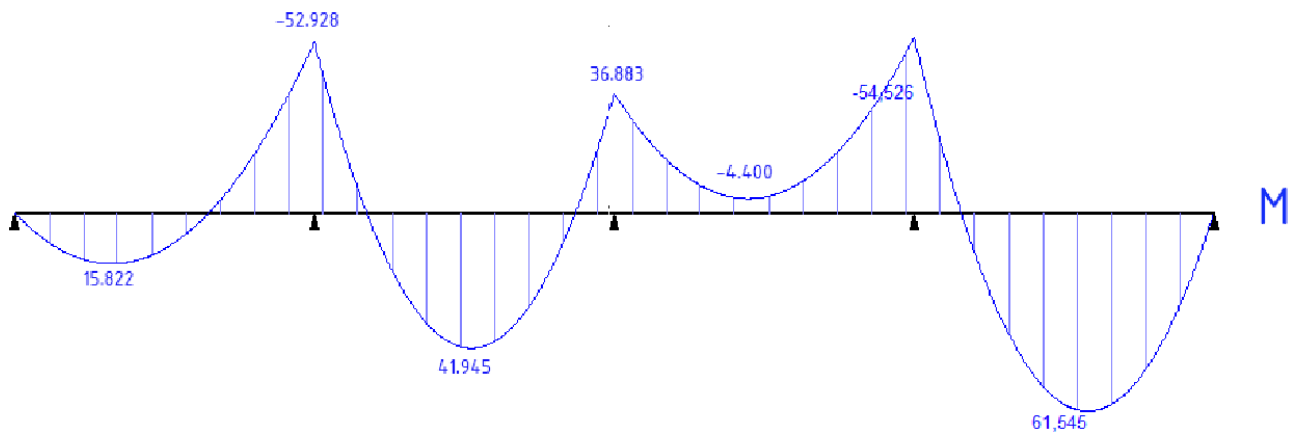


Рисунок 2.11 – Эпюры моментов при временной нагрузке, приложенной к чётным пролётам

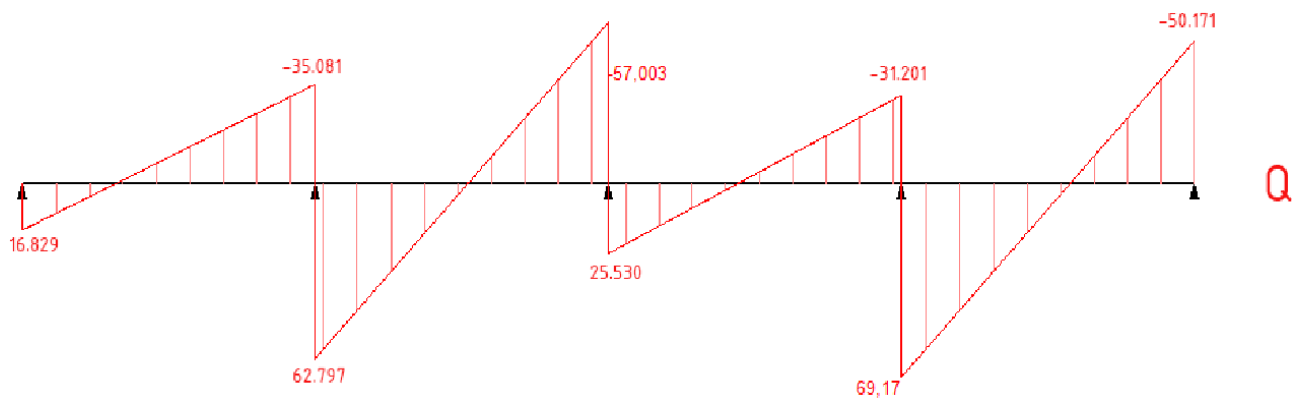


Рисунок 2.12 – Эпюры поперечных сил при временной нагрузке, приложенной к нечётным пролётам

Используя полученные эпюры, построю огибающую эпюру моментов.

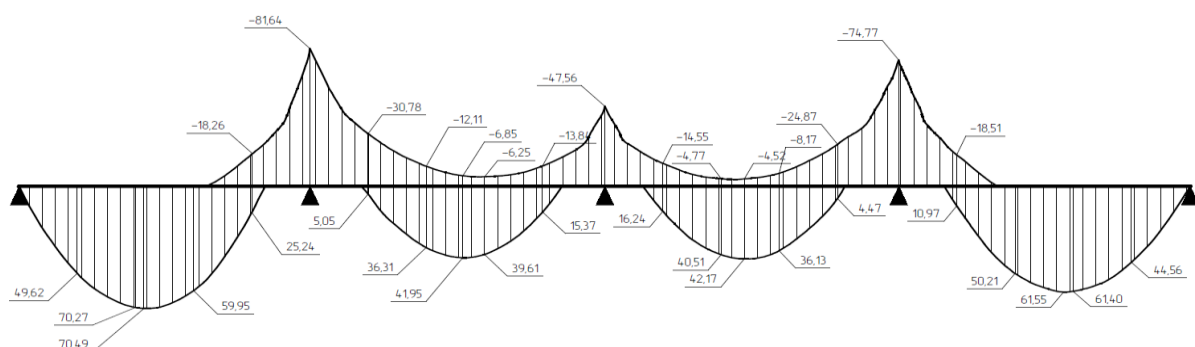


Рисунок 2.13 – Огибающая эпюра изгибающих моментов второстепенной балки

Как видно из огибающей эпюры моментов, во многих сечениях балки могут действовать изгибающие моменты обоих знаков. Поэтому при расчёте второстепенных балок недостаточно определить изгибающие моменты только для основных пролётных и опорных сечений, а следует вычислить величины положительных и отрицательных изгибающих моментов для сечений через $0,2l$.

Определённые расчётные изгибающие моменты представлены на огибающей эпюры и в таблице 2.3.

Таблица 2.3 – Изгибающие моменты в сечениях второстепенной балки

Номер пролёта	Расстояние от левой опоры до сечения в долях пролёта	Расстояние от левой опоры до сечения	Изгибающие моменты, кН*м	
			М _{макс}	М _{мин}
I	0,2	1,16	49,62	-
	0,4	2,32	70,27	-
	0,436	2,529	70,49	-
	0,6	3,480	59,95	-
	0,8	4,640	25,24	-18,26
	1	5,800	-	-81,64
II	0,2	1,160	5,05	-30,78
	0,4	2,320	36,31	-12,11
	0,526	3,051	41,95	-6,85
	0,6	3,480	39,61	-6,25
	0,8	4,640	15,37	-13,84
	1	5,800	-	-47,56
III	0,2	1,160	16,24	-14,55
	0,4	2,320	40,51	-4,77
	0,474	2,749	42,17	-4,52
	0,6	3,480	36,13	-8,17
	0,8	4,640	4,47	-24,87
	1	5,800	-	-74,77
IV	0,2	1,160	10,97	-18,51
	0,4	2,320	50,21	-
	0,583	3,381	61,55	-
	0,6	3,480	61,4	-
	0,8	4,640	44,56	-
	1	5,800	-	-

При расчёте второстепенной балки необходимо ввести в расчёт ширину полки таврового сечения в пролёте балки на действие положительных моментов $b_f' = 1800 \text{ мм} < \frac{l}{3} = \frac{5800}{3} = 1933,33 \text{ мм}$, что соответствует требованиям [17, п.8.1.11]. На действие отрицательных моментов сечение принимается прямоугольное размерами 150x300.

Предварительно задавшись диаметром нижней арматуры 20 мм с защитным слоем 20 мм, определю рабочую высоту сечений балки: $h_0 = 300 - 20 - \frac{20}{2} = 270 \text{ мм}$.

Определю предельный изгибающий момент, который может быть воспринят сечением балки:

$$M_f = R_b \cdot b_f' \cdot h_f' \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h_f') = 13,05 \cdot 1,8 \cdot 0,08 \cdot (0,27 - 0,5 \cdot 0,08) = 357,05 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad (2.34)$$

где R_b – то же, что и в формуле (2.9);

b_f' – ширина полки таврового сечения;

h_f' – высота полки таврового сечения;

h_0 – рабочая высота сечения балки;

Наибольшая величина положительного момента находится на первом пролёте, и для него $M = 70,49 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_f = 357,05 \text{ кН} \cdot \text{м}$, следовательно нейтральная ось пересекает полку и пролётное сечение балки должно рассматриваться как прямоугольное - $b_f' \times h$.

Расчёт нижней продольной арматуры:

Определение площади сечения нижней рабочей продольной арматуры в первом пролёте балки:

$$\alpha_{m1 \text{ низ}} = \frac{M_1}{R_b \cdot b_f' \cdot h_0^2} = \frac{70,49 \cdot 10^6}{13,05 \cdot 1800 \cdot 270^2} = 0,041 < \alpha_R = 0,368, \quad (2.35)$$

где M_1 – максимальный положительный момент в первом пролёте;

R_b – то же, что и в формуле (2.9);

b_f' – то же, что и в формуле (2.34);

h_0 – то же, что и в формуле (2.34).

Так как $\alpha_{m1} < \alpha_R$, сжатая арматура по расчёту не требуется.

Найду площадь сечения растянутой арматуры:

$$A_{s1 \text{ низ}} = \frac{R_b \cdot b_f' \cdot h_0 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_{m1}})}{R_s} = \frac{13,05 \cdot 1800 \cdot 270 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,041})}{435} = 613,06 \text{ мм}^2, \quad (2.36)$$

где R_b – то же, что и в формуле (2.9);

b_f' – то же, что и в формуле (2.34);

h_0 – то же, что и в формуле (2.34);

α_{m1} – то же, что и в формуле (2.35);

R_s – то же, что и в формуле (2.21).

Аналогично получу для остальных пролётов: $\alpha_{m2}^{\text{низ}} = 0,024$, $A_{s2}^{\text{низ}} = 361,66 \text{ мм}^2$; $\alpha_{m3}^{\text{низ}} = 0,025$, $A_{s3}^{\text{низ}} = 363,58 \text{ мм}^2$; $\alpha_{m4}^{\text{низ}} = 0,036$, $A_{s4}^{\text{низ}} = 533,83 \text{ мм}^2$.

Расчёт верхней продольной арматуры:

В сечениях, в которых действуют отрицательные изгибающие моменты, плита находится в растянутой зоне, следовательно сечение должно рассматриваться как прямоугольное с шириной, равной ширине ребра $b = 150 \text{ мм}$.

Над первой промежуточной опорой:

$$\alpha_{m1}^{\text{верх}} = \frac{M_1}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{81,64 \cdot 10^6}{13,05 \cdot 150 \cdot 270^2} = 0,572 > \alpha_R = 0,368, \quad (2.37)$$

где M_1 – момент над первой промежуточной опорой;

R_b – то же, что и в формуле (2.9);

b – то же, что и в формуле (2.34);

h_0 – то же, что и в формуле (2.34).

Так как $\alpha_{m1}^{\text{верх}} > \alpha_R$, в соответствии с пособием к СП 63.13330. п.3.2.8 требуется увеличить сечение, повысить класс бетона или установить сжатую арматуру. Принимаю новое сечение второстепенной балки $200 \times 350 \text{ мм}$. Тогда рабочая высота сечения $h_0 = 350 - 20 - \frac{20}{2} = 320 \text{ мм}$. Разницей в величине усилий за счёт изменённого собственного веса балки можно пренебречь.

$$\alpha_{m1}^{\text{верх}} = \frac{M_1}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{81,64 \cdot 10^6}{13,05 \cdot 200 \cdot 320^2} = 0,305 < \alpha_R = 0,368, \quad (2.38)$$

где M_1 – момент над первой промежуточной опорой;

R_b – то же, что и в формуле (2.9);

b – то же, что и в формуле (2.34);

h_0 – то же, что и в формуле (2.34).

Найду площадь сечения растянутой арматуры:

$$A_{s1}^{\text{верх}} = \frac{R_b \cdot b \cdot h_0 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_{m1}})}{R_s} = \frac{13,05 \cdot 200 \cdot 320 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,305})}{435} = 722,39 \text{ мм}^2, \quad (2.39)$$

где R_b – то же, что и в формуле (2.9);

b – новая ширина сечения балки;

h_0 – новая рабочая высота сечения балки;

$\alpha_{m1}^{\text{верх}}$ – то же, что и в формуле (2.39);

R_s – то же, что и в формуле (2.21).

Аналогично получу для остальных пролётов: $\alpha_{m2}^{\text{верх}} = 0,024$, $A_{s2}^{\text{верх}} = 361,66 \text{ мм}^2$; $\alpha_{m3}^{\text{верх}} = 0,025$, $A_{s3}^{\text{верх}} = 363,58 \text{ мм}^2$.

Пересчитаю значения нижней рабочей продольной арматуры с учётом нового сечения второстепенной балки: $\alpha_{m1}^{\text{низ}} = 0,029$, $A_{s1}^{\text{низ}} = 514,04 \text{ мм}^2$; $\alpha_{m2}^{\text{низ}} = 0,017$, $A_{s2}^{\text{низ}} = 304,04 \text{ мм}^2$; $\alpha_{m3}^{\text{низ}} = 0,018$, $A_{s3}^{\text{низ}} = 305,65 \text{ мм}^2$; $\alpha_{m4}^{\text{низ}} = 0,026$, $A_{s4}^{\text{низ}} = 447,98 \text{ мм}^2$.

Диаметр и количество стержней установлю при конструировании.

Расчёт поперечной арматуры

Принимаю хомуты из арматуры класса А500С с расчётным значением сопротивления поперечной арматуры растяжению $R_{sw} = 300$ МПа (ТСН 102-00* табл. 4). Прочность бетона В25 на осевое растяжение согласно СП 63.13330.2018 табл. 6.8 равняется $R_{bt} = 1,05$ МПа. Максимальное значение поперечной силы $Q_{max} = 82,73$ кН.

Определяю M_b :

$$M_b = \varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 = 1,5 \cdot 1,05 \cdot 200 \cdot 320^2 = 32,26 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad (2.40)$$

где φ_{b2} – коэффициент, принимаемый равным 1,5 согласно СП 63.13330.2018 п.8.1.33;

R_{bt} – прочность бетона на осевое растяжение;

b – то же, что и в формуле (2.39);

h_0 – то же, что и в формуле (2.39).

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении:

$$Q_{bl} = 2 \cdot \sqrt{M_b \cdot q_1} = 2 \cdot \sqrt{32,26 \cdot 22,25} = 54,59 \text{ кН}, \quad (2.41)$$

где M_b – то же, что и в формуле (2.40);

q_1 – то же, что и в формуле (2.33).

Найду значение выражения:

$$\frac{2 \cdot M_b}{h_0} - Q_{max} = \frac{2 \cdot 32,26}{0,32} - 82,73 = 118,87 \text{ кН} > Q_{bl} = 54,59 \text{ кН}, \quad (2.42)$$

где M_b – то же, что и в формуле (2.40);

h_0 – то же, что и в формуле (2.39);

Q_{max} – наибольшее поперечное усилие.

Так как $\frac{2 \cdot M_b}{h_0} - Q_{max} > Q_{bl}$, и $Q_{bl} = 54,59 \text{ кН} < R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 1050 \cdot 0,2 \cdot 0,32 = 67,2 \text{ кН}$ определяю требуемую интенсивность хомутов q_{sw} по формуле:

$$q_{sw} = \frac{Q_{max} - 0,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 - 3 \cdot h_0 \cdot q_1}{1,5 \cdot h_0} = \frac{82,73 - 0,5 \cdot 1050 \cdot 0,2 \cdot 0,32 - 3 \cdot 0,32 \cdot 22,25}{1,5 \cdot 0,32} = 56,15 \text{ кН/}$$

м, (2.43)

где Q_{max} – то же, что и в формуле (2.42);

h_0 – то же, что и в формуле (2.39);

R_{bt} – то же, что и в формуле (2.39);

b – то же, что и в формуле (2.39);

q_1 – то же, что и в формуле (2.33).

Условие $q_{sw} = 56,15 \text{ кН/м} > 0,25 \cdot R_{bt} \cdot b = 0,25 \cdot 1050 \cdot 0,2 = 52,5 \text{ кН/м}$ выполняется.

Согласно СП 63.13330.2018 п.10.3.13 шаг хомутов у опоры должен быть не более $\frac{h_0}{2} = \frac{320}{2} = 160$ мм и не более 300 мм, а в пролёте - $0,75 \cdot h_0 = 240$ мм и не 500 мм. Согласно СП 63.13330.2018 п.8.1.33 максимально допустимый шаг у опоры равен:

$$S_{w,max} = \frac{R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{Q_{max}} = \frac{1050 \cdot 0,2 \cdot 0,32^2}{82,73} = 0,260 \text{ м} = 260 \text{ мм}, \quad (2.44)$$

где Q_{max} – то же, что и в формуле (2.42);

h_0 – то же, что и в формуле (2.39);

R_{bt} – то же, что и в формуле (2.39);

b – то же, что и в формуле (2.39);

Принимаю шаг хомутов у опоры $s_{w1} = 150$ мм, а в пролёте $s_{w2} = 200$ мм.

Отсюда требуемая площадь поперечного сечения:

$$A_{sw} = \frac{q_{sw} \cdot s_{w1}}{R_{sw}} = \frac{56,15 \cdot 150}{300} = 28,08 \text{ мм}^2, \quad (2.45)$$

где q_{sw} – то же, что и в формуле (2.43);

s_{w1} – шаг хомутов у опоры;

R_{sw} – расчётное значение сопротивления поперечной арматуры растяжению.

Принимаю в поперечном сечении хомут $2\emptyset 6$ А500С ($A_{sw} = 57 \text{ мм}^2$).

Таким образом, принятая интенсивность хомутов у опор и в пролётах соответственно равны:

$$q_{sw1} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s_{w1}} = \frac{300 \cdot 57}{150} = 114 \text{ кН/м}, \quad (2.46)$$

где R_{sw} – то же, что и в формуле (2.45);

A_{sw} – принятая площадь поперечного сечения хомута;

s_{w1} – принятый шаг хомутов у опоры;

$$q_{sw2} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s_{w2}} = \frac{300 \cdot 57}{200} = 85,5 \text{ кН/м}, \quad (2.47)$$

где R_{sw} – то же, что и в формуле (2.45);

A_{sw} – то же, что и в формуле (2.46);

s_{w2} – принятый шаг хомутов у опоры;

Условия $q_{sw1} = 114 \text{ кН/м} > 0,25 \cdot R_{bt} \cdot b = 0,25 \cdot 1050 \cdot 0,2 = 52,5 \text{ кН/м}$
и $q_{sw2} = 85,5 \text{ кН/м} > 0,25 \cdot R_{bt} \cdot b = 0,25 \cdot 1050 \cdot 0,2 = 52,5 \text{ кН/м}$
выполняются. Следовательно значения q_{sw1} и q_{sw2} корректировать не требуется.

Определяю длину участка l_1 с интенсивностью хомутов q_{sw1} .

$$\Delta q_{sw} = \varphi_{sw} \cdot (q_{sw1} - q_{sw2}) = 0,75 \cdot (114 - 85,5) = 21,38 \frac{\text{кН}}{\text{м}} < q_1 = 22,25 \text{ кН/м}, \quad (2.48)$$

где φ_{sw} – коэффициент, принимаемый равным 0,75 согласно СП 63.13330.2018 п.8.1.33;

q_{sw1} – то же, что и в формуле (2.46);

q_{sw2} – то же, что и в формуле (2.46);

Проверю условие:

$$\sqrt{\frac{M_b}{q_1 - \Delta q_{sw}}} = \sqrt{\frac{32,26}{22,25 - 21,38}} = 4,32 > \frac{2 \cdot h_0}{1 - 0,5 \cdot \frac{q_{sw1}}{R_{bt} \cdot b}} = \frac{2 \cdot 0,32}{1 - 0,5 \cdot \frac{114}{1050 \cdot 0,2}} = 0,88, \quad (2.49)$$

где M_b – то же, что и в формуле (2.40);

q_1 – то же, что и в формуле (2.33);

Δq_{sw} – то же, что и в формуле (2.48);

h_0 – то же, что и в формуле (2.39);

q_{sw1} – то же, что и в формуле (2.46);

R_{bt} – то же, что и в формуле (2.39);

b – то же, что и в формуле (2.39).

Условие выполняется, а это означает, что:

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1 - \Delta q_{sw}}} = \sqrt{\frac{32,26}{22,25 - 21,38}} = 4,32, \quad (2.50)$$

где M_b – то же, что и в формуле (2.40);

q_1 – то же, что и в формуле (2.33);

Δq_{sw} – то же, что и в формуле (2.48).

Тогда вследствие неравенства (2.48) длина участка с интенсивностью хомутов q_{sw1} должна быть не менее:

$$l_1 = c - \frac{\frac{M_b}{c} + \varphi_{sw} \cdot q_{sw1} \cdot c_0 - Q_{max} + q_1 \cdot c}{\Delta q_{sw}} = 4,32 - \frac{\frac{32,26}{4,32} + 0,75 \cdot 114 \cdot 0,64 - 82,73 + 22,25 \cdot 4,32}{21,38} = 0,61 \text{ м}, \quad (2.51)$$

где M_b – то же, что и в формуле (2.40);

q_1 – то же, что и в формуле (2.33);

c – то же, что и в формуле (2.50);

φ_{sw} – то же, что и в формуле (2.48);

q_{sw1} – то же, что и в формуле (2.46);

Q_{max} – то же, что и в формуле (2.42);

Δq_{sw} – то же, что и в формуле (2.48);

c_0 – длина проекции наклонной трещины, принимаемая равной c , но не менее $h_0 = 0,32$ м и не более $2 \cdot h_0 = 0,64$ м;

Принимаю длину участка с шагом хомутов $s_{w1} = 150$ мм конструктивно равной $\frac{l}{4} = \frac{5,8}{4} \approx 1,5$ м.

Конструирование балки

Принимаю армирование балки отдельными стержнями.

1-й пролёт:

Принимаю два нижних рабочих стержня $2\emptyset 12$ А500С ($A_{s12} = 2,26$ см²) на всю расчётную длину пролёта с заведением за внутренние грани главных балок на величину $5d = 5 \cdot 12 = 60$ мм согласно СП 63.13330.2018 п.10.3.27, и два дополнительных стержня $2\emptyset 14$ А500С ($A_{s14} = 3,08$ см²), обрываемых в пролёте. Площадь армирования в пиковой точке достаточна, ведь:

$$A_{s12} + A_{s14} = 2,26 + 3,08 = 5,34 \text{ см}^2 > A_{s1}^{\text{низ}} = 5,14 \text{ см}^2, \quad (2.52)$$

где A_{s12} – площадь поперечного сечения $2\emptyset 12$ А500С;

A_{s14} – площадь поперечного сечения $2\emptyset 14$ А500С;

$A_{s1}^{\text{низ}}$ – требуемая площадь нижнего армирования в первом пролёте.

Для того, чтобы обеспечивалась прочность наклонных сечений на действие момента в элементах с постоянной высотой сечения с хомутами продольные растянутые стержни, обрываемые в пролёте, должны заводиться за точку теоретического обрыва. Так как $\frac{Q_1}{2 \cdot q_{sw2}} = \frac{46,22}{2 \cdot 85,5} = 0,27 \text{ м} < h_0 = 0,32 \text{ м}$, требуемую длину, на которую стержни необходимо заводить за точки теоретического обрыва, найду по формуле:

$$\omega_1 = \frac{Q_1}{2 \cdot q_{sw2}} + 5 \cdot d = \frac{46,22}{2 \cdot 85,5} + 5 \cdot 0,014 = 0,340 \text{ м}, \quad (2.53)$$

где Q_1 – поперечная сила в нормальном сечении, проходящем через точку теоретического обрыва, определяется по эпюре поперечных сил;

q_{sw2} – то же, что и в формуле (2.46);

d – диаметр обрываемого стержня;

Таким образом длина дополнительных стержней будет равна $3700+340+340=4380$ мм.

Принимаю два верхних рабочих стержня $2\emptyset 16$ А500С ($A_{s16} = 4,02$ см²) на всю расчётную длину пролёта с заведением за внутренние грани главных балок на величину $5d = 5 \cdot 16 = 80$ мм согласно СП 63.13330.2018 п.10.3.27, и два дополнительных стержня над первой опорой $2\emptyset 16$ А500С ($A_{s16} = 4,02$ см²), обрываемых в пролётах.

Так как $\frac{Q_2}{2 \cdot q_{sw2}} = \frac{74,13}{2 \cdot 85,5} = 0,434$ м $> h_0 = 0,32$ м, требуемую длину, на которую стержни необходимо заводить за точки теоретического обрыва, найду по формуле:

$$\omega_2 = 2 \cdot h_0 \cdot \left(1 - \frac{q_{sw2} \cdot h_0}{Q_2}\right) + 5 \cdot d = 2 \cdot 0,32 \cdot \left(1 - \frac{85,5 \cdot 0,32}{74,13}\right) + 5 \cdot 0,016 = 0,484 \text{ м}, \quad (2.54)$$

где Q_2 – поперечная сила в нормальном сечении, проходящем через точку теоретического обрыва, определяется по эпюре поперечных сил;

q_{sw2} – то же, что и в формуле (2.46);

d – диаметр обрываемого стержня;

h_0 – то же, что и в формуле (2.39);

Таким образом длина дополнительных стержней будет равна $960+484+484 \approx 1930$ мм.

Площадь армирования в пиковой точке достаточна, ведь:

$$A_{s16} + A_{s16} = 4,02 + 4,02 = 8,04 \text{ см}^2 > A_{s1}^{\text{верх}} = 7,22 \text{ см}^2, \quad (2.55)$$

где A_{s16} – площадь поперечного сечения $2\emptyset 16$ А500С;

$A_{s1}^{\text{верх}}$ – требуемая площадь верхнего армирования над первой опорой.

2-й пролёт:

Принимаю два нижних рабочих стержня $2\emptyset 12$ А500С ($A_{s12} = 2,26$ см²) на всю расчётную длину пролёта с заведением за внутренние грани главных балок на величину $5d = 5 \cdot 12 = 60$ мм согласно СП 63.13330.2018 п.10.3.27, и два дополнительных стержня $2\emptyset 8$ А500С ($A_{s8} = 1,01$ см²), обрываемых в пролёте.

Площадь армирования в пиковой точке достаточна, ведь:

$$A_{s12} + A_{s8} = 2,26 + 1,01 = 3,27 \text{ см}^2 > A_{s2}^{\text{низ}} = 3,04 \text{ см}^2, \quad (2.56)$$

где A_{s12} – то же, что и в формуле (2.52);

A_{s8} – площадь поперечного сечения $2\emptyset 8$ А500С;

$A_{s2}^{\text{низ}}$ – требуемая площадь нижнего армирования во втором пролёте.

Так как $\frac{Q_3}{2 \cdot q_{sw2}} = \frac{20,22}{2 \cdot 85,5} = 0,12$ м $< h_0 = 0,32$ м, требуемую длину, на которую стержни необходимо заводить за точки теоретического обрыва, найду по формуле:

$$\omega_3 = \frac{Q_3}{2 \cdot q_{sw2}} + 5 \cdot d = \frac{20,22}{2 \cdot 85,5} + 5 \cdot 0,008 = 0,158 \text{ м}, \quad (2.57)$$

где Q_3 – поперечная сила в нормальном сечении, проходящем через точку теоретического обрыва, определяется по эпюре поперечных сил;

q_{sw2} – то же, что и в формуле (2.46);

d – диаметр обрываемого стержня;

Таким образом длина дополнительных стержней будет равна $1960+158+158 \approx 2280$ мм.

Принимаю два верхних рабочих стержня $2\emptyset 16$ А500С ($A_{s16} = 4,02$ см²) на всю расчётную длину пролёта с заведением за внутренние грани главных балок на величину $5d = 5 \cdot 16 = 80$ мм согласно СП 63.13330.2018 п.10.3.27.

Площадь армирования в пиковой точке достаточна, ведь:

$$A_{s16} = 4,02 \text{ см}^2 > A_{s2}^{\text{верх}} = 3,79 \text{ см}^2, \quad (2.58)$$

где A_{s16} – площадь поперечного сечения $2\emptyset 16$ А500С;

$A_{s2}^{\text{верх}}$ – требуемая площадь верхнего армирования над второй опорой.

3-й пролёт:

Принимаю два нижних рабочих стержня $2\emptyset 12$ А500С ($A_{s12} = 2,26$ см²) на всю расчётную длину пролёта с заведением за внутренние грани главных балок на величину $5d = 5 \cdot 12 = 60$ мм согласно СП 63.13330.2018 п.10.3.27, и два дополнительных стержня $2\emptyset 8$ А500С ($A_{s8} = 1,01$ см²), обрываемых в пролёте. Площадь армирования в пиковой точке достаточна, ведь:

$$A_{s12} + A_{s8} = 2,26 + 1,01 = 3,27 \text{ см}^2 > A_{s3}^{\text{низ}} = 3,06 \text{ см}^2, \quad (2.59)$$

где A_{s12} – то же, что и в формуле (2.52);

A_{s8} – то же, что и в формуле (2.56);

$A_{s3}^{\text{низ}}$ – требуемая площадь нижнего армирования в третьем пролёте.

Так как $\frac{Q_4}{2 \cdot q_{sw2}} = \frac{21,89}{2 \cdot 85,5} = 0,13 \text{ м} < h_0 = 0,32 \text{ м}$, требуемую длину, на которую стержни необходимо заводить за точки теоретического обрыва, найду по формуле:

$$\omega_4 = \frac{Q_4}{2 \cdot q_{sw2}} + 5 \cdot d = \frac{21,89}{2 \cdot 85,5} + 5 \cdot 0,008 = 0,168 \text{ м}, \quad (2.60)$$

где Q_4 – поперечная сила в нормальном сечении, проходящем через точку теоретического обрыва, определяется по эпюре поперечных сил;

q_{sw2} – то же, что и в формуле (2.46);

d – диаметр обрываемого стержня;

Таким образом длина дополнительных стержней будет равна $2040+168+168 \approx 2380$ мм.

Принимаю два верхних рабочих стержня $2\emptyset 16$ А500С ($A_{s16} = 4,02$ см²) на всю расчётную длину пролёта с заведением за внутренние грани главных балок на величину $5d = 5 \cdot 16 = 80$ мм согласно СП 63.13330.2018 п.10.3.27, и два дополнительных стержня над первой опорой $2\emptyset 14$ А500С ($A_{s14} = 3,08$ см²), обрываемых в пролётах.

Так как $\frac{Q_5}{2 \cdot q_{sw2}} = \frac{64,69}{2 \cdot 85,5} = 0,379 \text{ м} > h_0 = 0,32 \text{ м}$, требуемую длину, на которую стержни необходимо заводить за точки теоретического обрыва, найду по формуле:

$$\omega_5 = 2 \cdot h_0 \cdot \left(1 - \frac{q_{sw2} \cdot h_0}{Q_5}\right) + 5 \cdot d = 2 \cdot 0,32 \cdot \left(1 - \frac{85,5 \cdot 0,32}{64,69}\right) + 5 \cdot 0,014 = 0,440 \text{ м}, \quad (2.61)$$

где Q_5 – поперечная сила в нормальном сечении, проходящем через точку теоретического обрыва, определяется по эпюре поперечных сил;

q_{sw2} – то же, что и в формуле (2.46);

d – диаметр обрываемого стержня;

h_0 – то же, что и в формуле (2.39);

Таким образом длина дополнительных стержней будет равна $800+440+440=1680$ мм.

Площадь армирования в пиковой точке достаточна, ведь:

$$A_{s16} + A_{s14} = 4,02 + 3,08 = 7,10 \text{ см}^2 > A_{s3}^{\text{верх}} = 6,46 \text{ см}^2, \quad (2.62)$$

где A_{s16} – площадь поперечного сечения $2\emptyset 16$ А500С;

A_{s14} – площадь поперечного сечения $2\emptyset 14$ А500С;

$A_{s3}^{\text{верх}}$ – требуемая площадь верхнего армирования над третьей опорой.

4-й пролёт:

Принимаю два нижних рабочих стержня $2\emptyset 12$ А500С ($A_{s12} = 2,26 \text{ см}^2$) на всю расчётную длину пролёта с заведением за внутренние грани главных балок на величину $5d = 5 \cdot 12 = 60$ мм согласно СП 63.13330.2018 п.10.3.27, и два дополнительных стержня $2\emptyset 12$ А500С ($A_{s12} = 2,26 \text{ см}^2$), обрываемых в пролёте.

Площадь армирования в пиковой точке достаточна, ведь:

$$A_{s12} + A_{s12} = 2,26 + 2,26 = 4,52 \text{ см}^2 > A_{s4}^{\text{низ}} = 4,48 \text{ см}^2, \quad (2.59)$$

где A_{s12} – то же, что и в формуле (2.52);

$A_{s4}^{\text{низ}}$ – требуемая площадь нижнего армирования в третьем пролёте.

Так как $\frac{Q_6}{2 \cdot q_{sw2}} = \frac{35,63}{2 \cdot 85,5} = 0,21 \text{ м} < h_0 = 0,32 \text{ м}$, требуемую длину, на

которую стержни необходимо заводить за точки теоретического обрыва, найду по формуле:

$$\omega_6 = \frac{Q_6}{2 \cdot q_{sw2}} + 5 \cdot d = \frac{35,63}{2 \cdot 85,5} + 5 \cdot 0,012 = 0,268 \text{ м}, \quad (2.60)$$

где Q_6 – поперечная сила в нормальном сечении, проходящем через точку теоретического обрыва, определяется по эпюре поперечных сил;

q_{sw2} – то же, что и в формуле (2.46);

d – диаметр обрываемого стержня.

Таким образом длина дополнительных стержней будет равна $3430+268+268 \approx 3970$ мм.

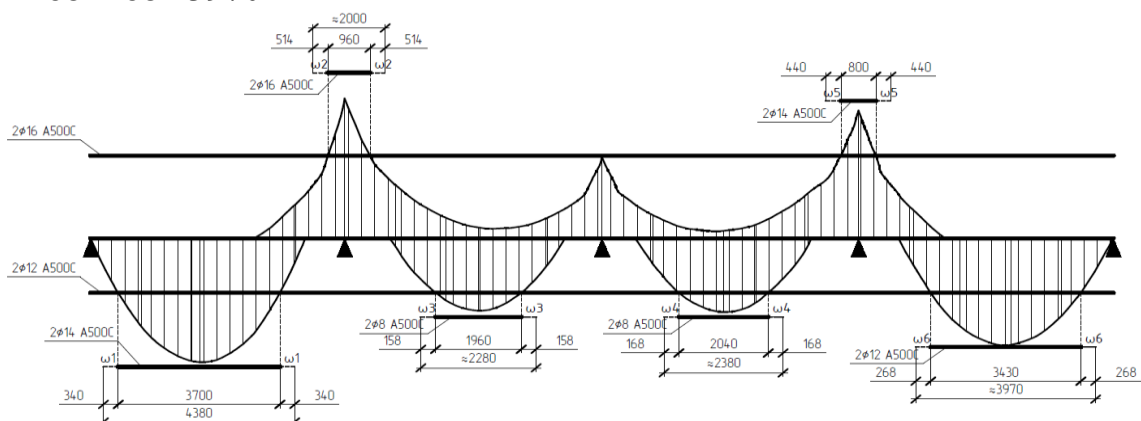


Рисунок 2.14 – Назначение армирования в соответствии с эпюрой огибающих моментов

2.2.4 Расчёт и конструирование главной балки

Главная балка рассчитывается как многопролётная неразрезная, опорами которой являются колонны. При числе пролётов более пяти главная балка рассчитывается по пятипролётной схеме.

Расчётные пролёты и нагрузки

Расчётные величины пролётов принимаются равными расстоянию между осями опор, то есть осями колонн: $l = 6$ м.

Нагрузки, передаваемые второстепенными балками на главную, учитываются в виде сосредоточенных сил и определяются без учёта неразрезности второстепенных балок. Нагрузка от собственного веса главной балки фактически является равномерно распределённой. Для упрощения расчёта нагрузку от собственного веса ребра балки буду собирать с участка между осями примыкающих пролётов плиты и добавлять к сосредоточенным силам, передающимся от второстепенных балок.

Расчётная нагрузка от собственного веса ребра балки на участке длиной 2,0 м:

$$G_{mb} = (h_{mb} - h_s) \cdot b_{mb} \cdot 2 \cdot 25 \cdot \gamma_f = (0,45 - 0,08) \cdot 0,2 \cdot 2 \cdot 25 \cdot 1,1 = 4,07 \text{ кН}, \quad (2.61)$$

где h_{mb} – высота главной балки;

h_s – то же, что и в формуле (2.20);

γ_f – то же, что и в формуле (2.31);

b_{mb} – то же, что и в формуле (2.14).

Расчётная постоянная нагрузка, передающаяся от второстепенной балки:

$$G_{sb} = g_2 \cdot l_{гр} = 9,71 \cdot 6 = 63,35 \text{ кН}, \quad (2.62)$$

где g_2 – то же, что и в формуле (2.34);

$l_{гр}$ – ширина грузовой площади, равная пролёту второстепенных балок.

Итого, расчётная постоянная нагрузка:

$$G = G_{mb} + G_{sb} = 4,07 + 63,35 = 67,42 \text{ кН}, \quad (2.63)$$

где G_{mb} – то же, что и в формуле (2.61);

G_{sb} – то же, что и в формуле (2.62).

Расчётная временная нагрузка, передающаяся от второстепенной балки:

$$V = v_2 \cdot l_{гр} = 10,90 \cdot 6 = 65,4 \text{ кН}, \quad (2.64)$$

где v_2 – то же, что и в формуле (2.35);

$l_{гр}$ – то же, что и в формуле (2.62).

Определение расчётных усилий

Проведу расчёт усилий с учётом перераспределения усилий вследствие пластических деформаций бетона и арматуры с учётом рекомендации по максимальному уровню перераспределения моментов (сил), равному 30%, в программе SCAD Арбат для нескольких сочетаний нагрузок

Когда временная временная нагрузка приложена на все пролёты:

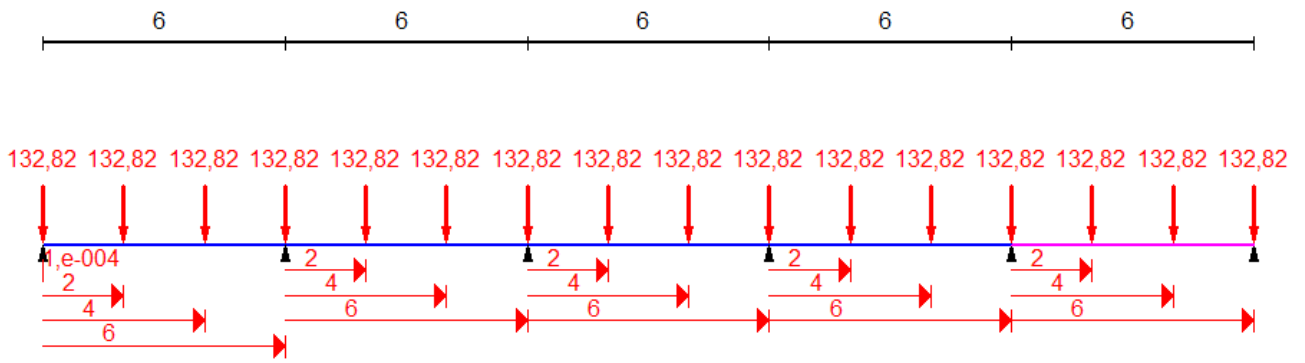


Рисунок 2.15 – Расчётная схема главной балки, когда временная нагрузка приложена на все пролёты

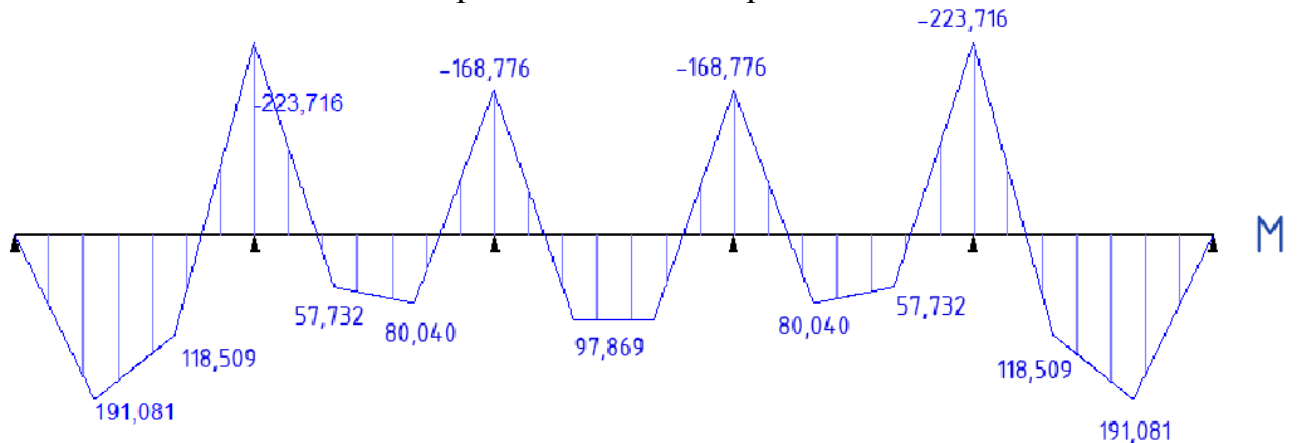


Рисунок 2.16 – Эпюра моментов главной балки, когда временная нагрузка приложена ко всем пролётам

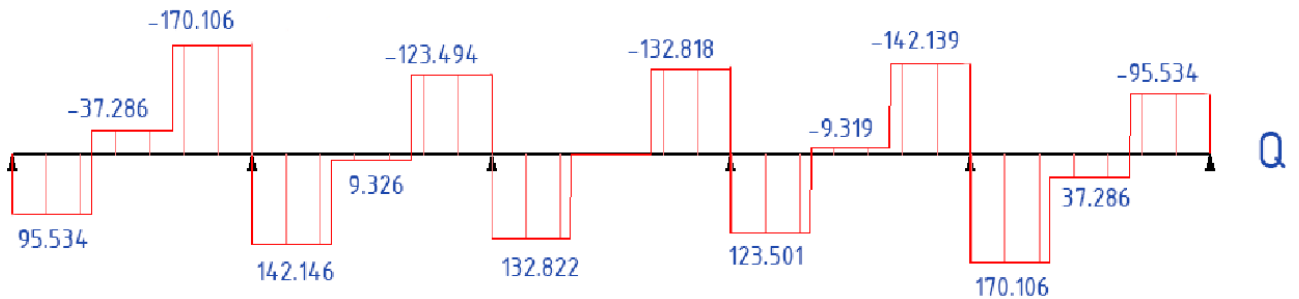


Рисунок 2.17 – Эпюра поперечных сил главной балки, когда временная нагрузка приложена ко всем пролётам

Когда временная временная нагрузка приложена на все нечётные пролёты:

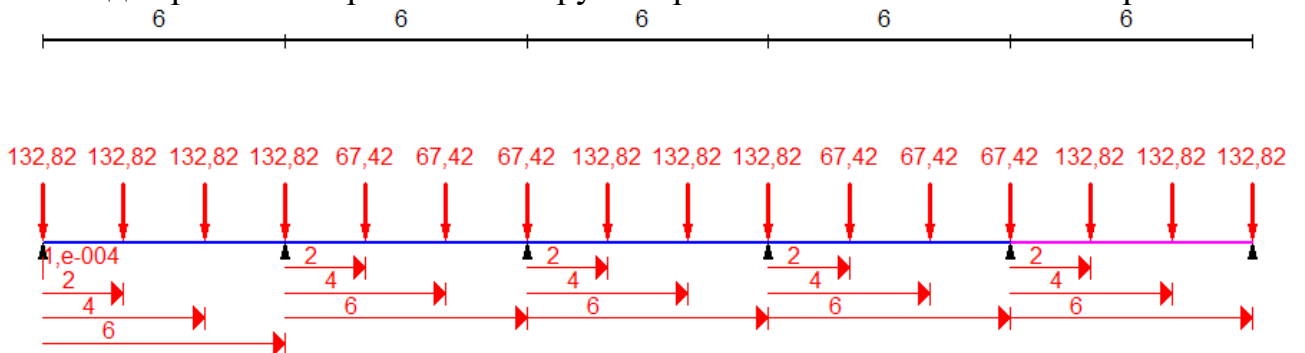


Рисунок 2.18 – Расчётная схема главной балки, когда временная нагрузка приложена на нечётные пролёты

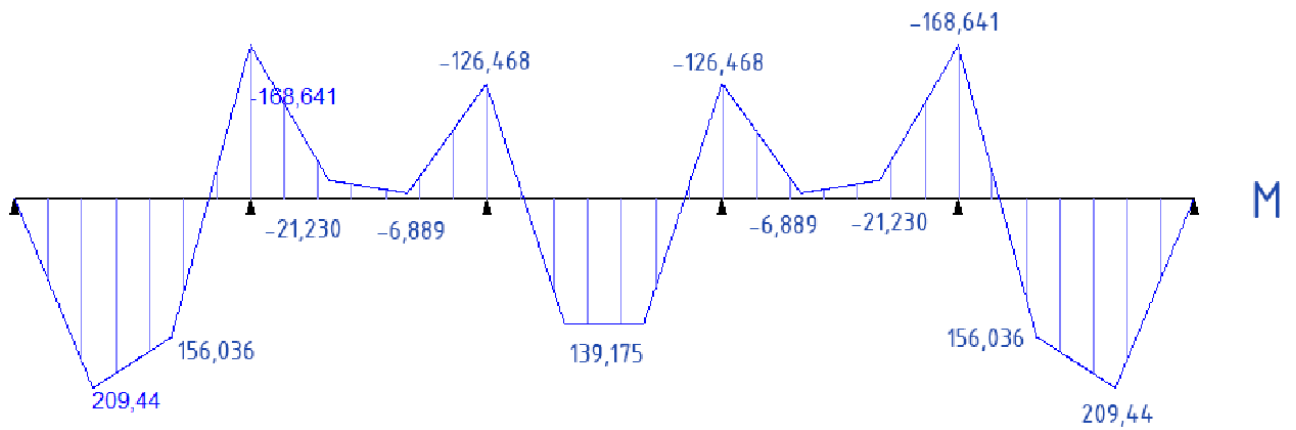


Рисунок 2.18 – Эпюра моментов главной балки, когда временная нагрузка приложена к нечётным пролётам

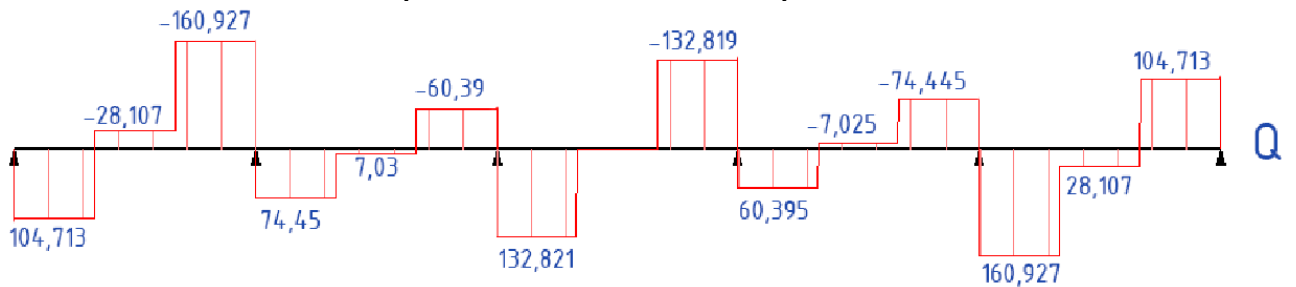


Рисунок 2.19 – Эпюра поперечных сил главной балки, когда временная нагрузка приложена к нечётным пролётам

Когда временная временная нагрузка приложена на все чётные пролёты:

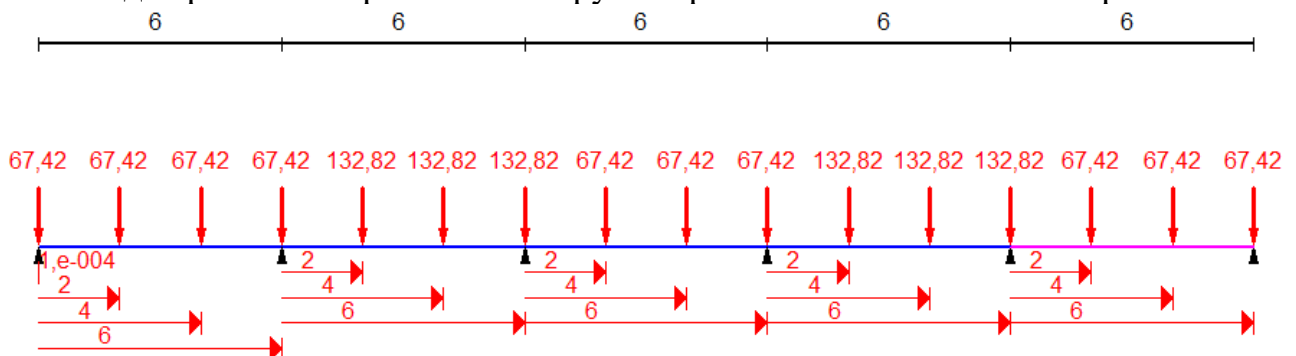


Рисунок 2.20 – Расчётная схема главной балки, когда временная нагрузка приложена на чётные пролёты

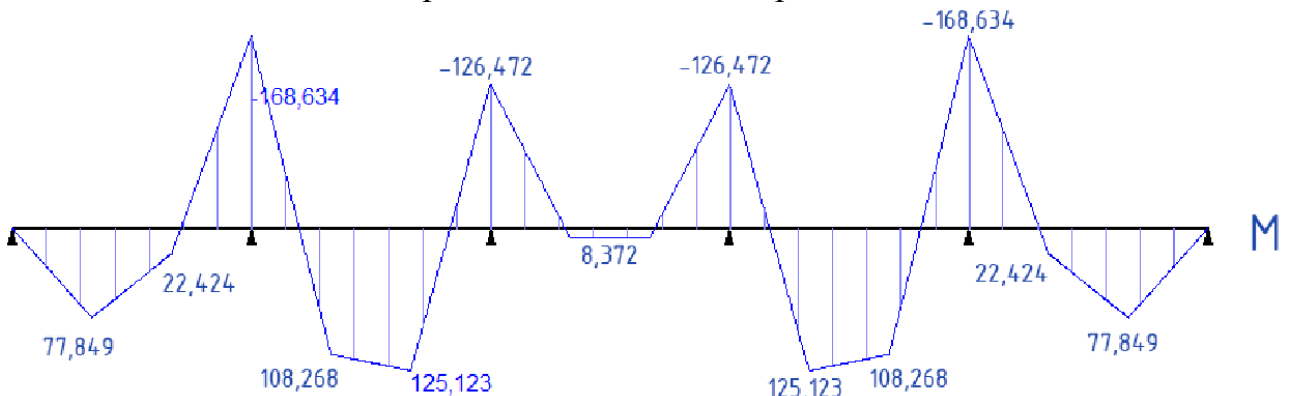


Рисунок 2.21 – Эпюра моментов главной балки, когда временная нагрузка приложена к чётным пролётам

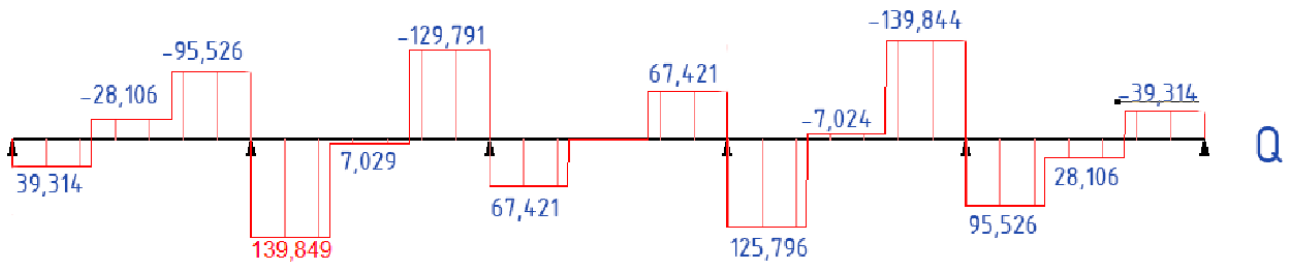


Рисунок 2.22 – Эпюра поперечных сил главной балки, когда временная нагрузка приложена к чётным пролётам
 Когда временная нагрузка приложена на два крайних пролёта с каждой стороны:

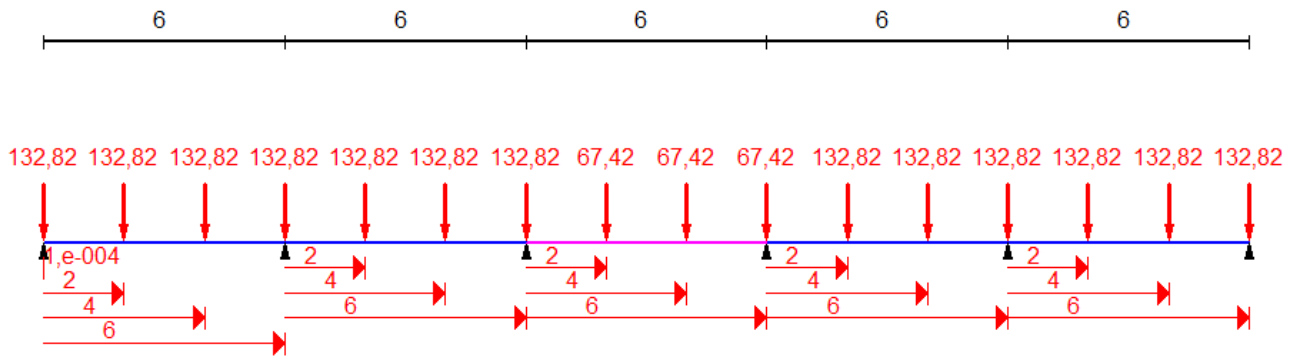


Рисунок 2.23 – Расчётная схема главной балки, когда временная нагрузка приложена на два крайних пролёта с каждой стороны

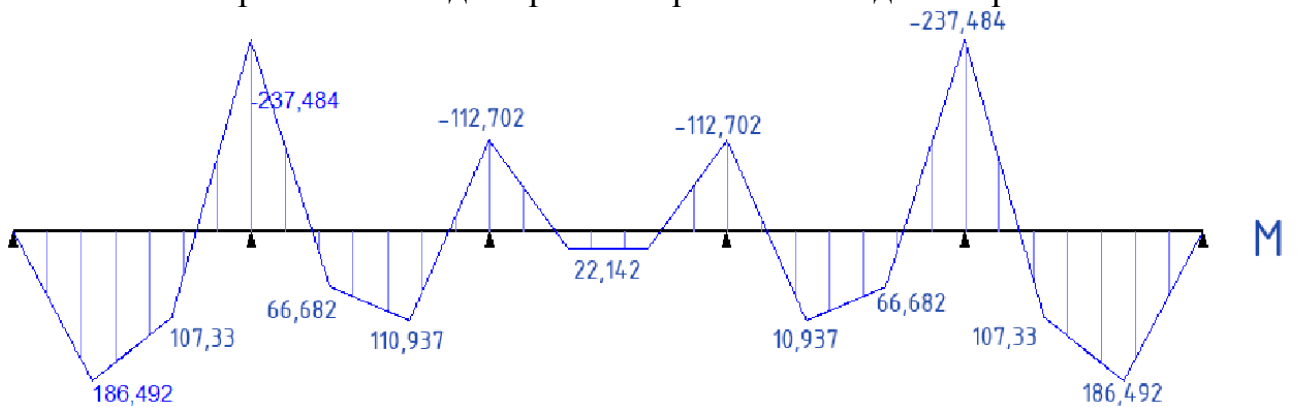


Рисунок 2.24 – Эпюра моментов главной балки, когда временная нагрузка приложена на два крайних пролёта с каждой стороны

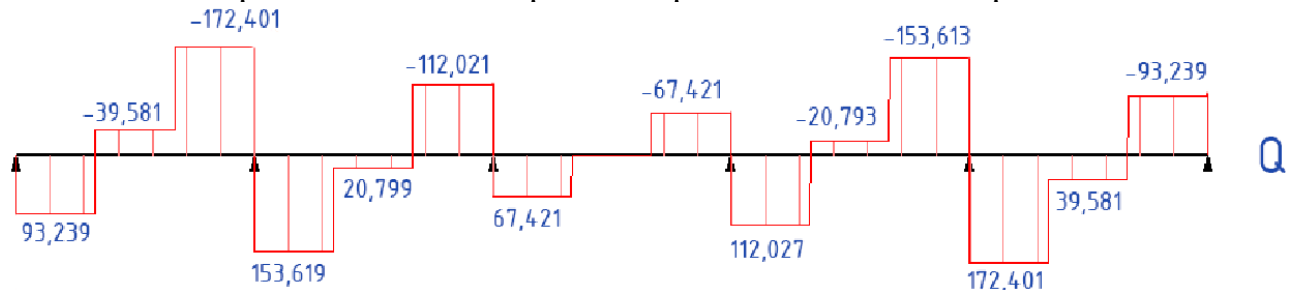


Рисунок 2.25 – Эпюра поперечных сил главной балки, когда временная нагрузка приложена на два крайних пролёта с каждой стороны
 Используя полученные эпюры, построю огибающую эпюру моментов.

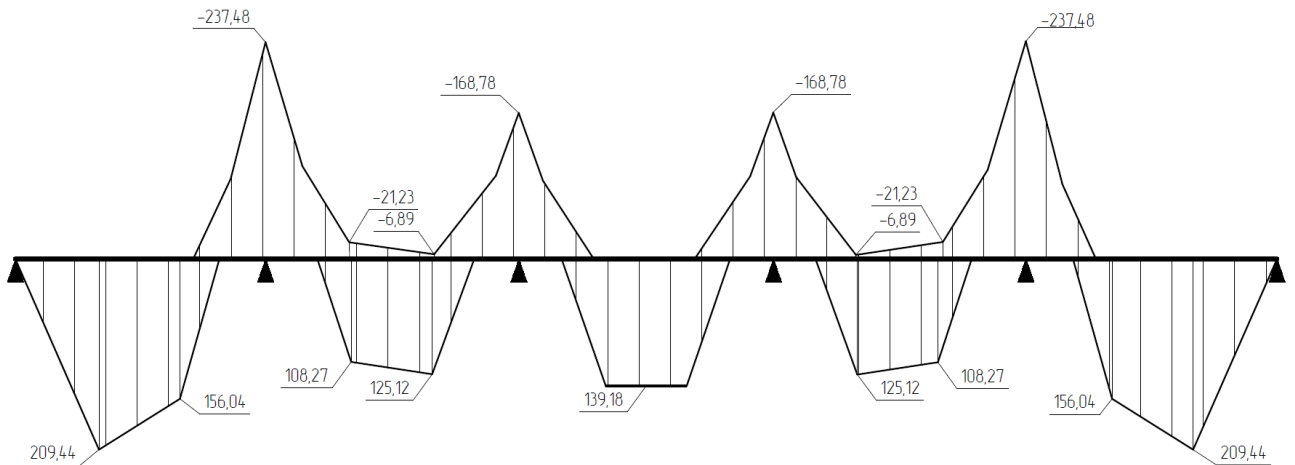


Рисунок 2.26 – Огибающая эпюра моментов главной балки

Принимаю сечение главной балки тавровым с шириной полки $b_f' = 1900$ мм $< \frac{l}{3} = \frac{6000}{3} = 2000$ мм, что соответствует требованиям [18] п.8.1.11. На действие отрицательных моментов сечение принимается прямоугольное размерами 200x450.

Рабочую высоту сечения определяю исходя из толщины защитного слоя 20 мм и в предположении расположения арматуры. Величину a можно принять одинаковой и в пролёте, и в опорных сечениях, и равной 50 мм. Тогда для всех сечений: $h_0 = 450 - 50 = 400$ мм.

Определяю предельный изгибающий момент, который может быть воспринят сечением балки:

$$M_f = R_b \cdot b_f' \cdot h_f' \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h_f') = 13,05 \cdot 1,9 \cdot 0,08 \cdot (0,4 - 0,5 \cdot 0,08) = 714,10 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad (2.65)$$

где R_b – то же, что и в формуле (2.9);

b_f' – ширина полки таврового сечения;

h_f' – высота полки таврового сечения;

h_0 – рабочая высота сечения балки;

Наибольшая величина положительного момента находится в крайних пролётах, и для них $M = 209,44 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_f = 714,10 \text{ кН} \cdot \text{м}$, следовательно нейтральная ось пересекает полку и пролётное сечение балки должно рассматриваться как прямоугольное - $b_f' \times h_0$.

Расчёт нижней продольной арматуры:

Определение площади сечения нижней рабочей продольной арматуры в крайних пролётах балки:

$$\alpha_{m1}^{\text{низ}} = \frac{M_1}{R_b \cdot b_f' \cdot h_0^2} = \frac{209,44 \cdot 10^6}{13,05 \cdot 1900 \cdot 400^2} = 0,053 < \alpha_R = 0,368, \quad (2.66)$$

где M_1 – максимальный положительный момент в первом пролёте;

R_b – то же, что и в формуле (2.9);

b_f' – площадь полки таврового сечения;

h_0 – рабочая высота сечения балки.

Так как $\alpha_{m1}^{\text{низ}} < \alpha_R$, сжатая арматура по расчёту не требуется.

Найду площадь сечения растянутой арматуры:

$$A_{s1}^{\text{низ}} = \frac{R_b \cdot b_f' \cdot h_0 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_{m1}^{\text{низ}}})}{R_s} = \frac{13,05 \cdot 1900 \cdot 400 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,053})}{435} = 1237,25 \text{ мм}^2, \quad (2.67)$$

где R_b – то же, что и в формуле (2.9);

b_f' – то же, что и в формуле (2.66);

h_0 – то же, что и в формуле (2.66);

$\alpha_{m1}^{\text{низ}}$ – то же, что и в формуле (2.66);

R_s – то же, что и в формуле (2.21).

Аналогично получу для второго и предпоследнего пролётов: $\alpha_{m2}^{\text{низ}} = 0,032$, $A_{s2}^{\text{низ}} = 730,79 \text{ мм}^2$. Для средних пролётов: $\alpha_{m3}^{\text{низ}} = 0,035$, $A_{s3}^{\text{низ}} = 814,43 \text{ мм}^2$.

Расчёт верхней продольной арматуры:

В сечениях, в которых действуют отрицательные изгибающие моменты, плита находится в растянутой зоне, следовательно сечение должно рассматриваться как прямоугольное с шириной, равной ширине балки $b = 200 \text{ мм}$.

Над первой и последней промежуточными опорами:

$$\alpha_{m1}^{\text{верх}} = \frac{M_1}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{237,48 \cdot 10^6}{13,05 \cdot 200 \cdot 400^2} = 0,569 > \alpha_R = 0,368, \quad (2.68)$$

где M_1 – момент над первой и последней промежуточными опорами;

R_b – то же, что и в формуле (2.9);

b – ширина главной балки;

h_0 – то же, что и в формуле (2.66).

Так как $\alpha_{m1}^{\text{верх}} > \alpha_R$, в соответствии с пособием к СП 63.13330. п.3.2.8 требуется увеличить сечение, повысить класс бетона или установить сжатую арматуру. Принимаю новое сечение главной балки $250 \times 500 \text{ мм}$. Тогда рабочая высота сечения $h_0 = 500 - 50 = 450 \text{ мм}$. Разницей в величине усилий за счёт изменённого собственного веса балки можно пренебречь.

$$\alpha_{m1}^{\text{верх}} = \frac{M_1}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{237,48 \cdot 10^6}{13,05 \cdot 250 \cdot 450^2} = 0,359 < \alpha_R = 0,368, \quad (2.69)$$

где M_1 – момент над первой и последней промежуточными опорами;

R_b – то же, что и в формуле (2.9);

b – новая ширина главной балки;

h_0 – рабочая высота нового сечения балки.

Найду площадь сечения растянутой арматуры:

$$A_{s1}^{\text{верх}} = \frac{R_b \cdot b \cdot h_0 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_{m1}^{\text{верх}}})}{R_s} = \frac{13,05 \cdot 250 \cdot 450 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,359})}{435} = 1585,68 \text{ мм}^2, \quad (2.70)$$

где R_b – то же, что и в формуле (2.9);

b – новая ширина сечения балки;

h_0 – новая рабочая высота сечения балки;

$\alpha_{m1}^{\text{верх}}$ – то же, что и в формуле (2.69);

R_s – то же, что и в формуле (2.21).

Аналогично для средних промежуточных опор: $\alpha_{m2}^{\text{верх}} = 0,255$, $A_{s2}^{\text{верх}} = 1014,78 \text{ мм}^2$.

Пересчитаю значения нижней рабочей продольной арматуры с учётом нового сечения второстепенной балки: $\alpha_{m1}^{\text{низ}} = 0,042$, $A_{s1}^{\text{низ}} = 1093,23 \text{ мм}^2$; $\alpha_{m2}^{\text{низ}} = 0,025$, $A_{s2}^{\text{низ}} = 647,35 \text{ мм}^2$; $\alpha_{m3}^{\text{низ}} = 0,028$, $A_{s3}^{\text{низ}} = 721,15 \text{ мм}^2$.

Диаметр и количество стержней установлю при конструировании.

Расчёт поперечной арматуры

Принимаю хомуты из арматуры класса А500С с расчётным значением сопротивления поперечной арматуры растяжению $R_{sw} = 300 \text{ МПа}$ (ТСН 102-00* табл. 4). Прочность бетона В25 на осевое растяжение согласно [18] табл. 6.8 равняется $R_{bt} = 1,05 \text{ МПа}$.

Определяю требуемую интенсивность хомутов q_{sw} согласно Пособию к СП 63.13330 п.3.2.20, принимая длину проекции сечения c равной расстоянию от опоры до точки приложения первой сосредоточенной силы - $c_1 = 2000 \text{ мм}$.

Тогда:

$$\alpha_1 = \frac{c_1}{h_0} = \frac{2000}{450} = 4,44, \quad (2.71)$$

где c_1 – расстоянию от опоры до точки приложения первой сосредоточенной силы;

h_0 – то же, что и в формуле (2.70).

Принимаю $\alpha_1 = 3$. Так как $\alpha_1 = 3 > 2$ принимаю $\alpha_{01} = 2$.

Тогда:

$$\varepsilon_{гр1} = \frac{1,5}{\alpha_1} + 0,1875 \cdot \alpha_{01} = \frac{1,5}{3} + 0,1875 \cdot 2 = 0,875, \quad (2.72)$$

где α_1 – то же, что и в формуле (2.71);

α_{01} – меньшее из значений α_1 и 2.

Согласно эпюрам поперечных сил, наибольшая поперечная сила, находящаяся на расстоянии c_1 от какой либо опоры равняется $Q_1 = 172,40 \text{ кН}$.

Тогда:

$$\varepsilon_1 = \frac{Q_1}{R_{bt} \cdot b \cdot h_0} = \frac{172400}{1,05 \cdot 250 \cdot 450} = 1,46 > \varepsilon_{гр1} = 0,875, \quad (2.73)$$

где Q_1 – наибольшая поперечная сила, находящаяся на расстоянии c_1 от какой либо опоры;

R_{bt} – то же, что и в формуле (2.39);

b – то же, что и в формуле (2.70);

h_0 – то же, что и в формуле (2.70).

Следовательно q_{sw} определяю по формуле:

$$q_{sw} = R_{bt} \cdot b \cdot \frac{\varepsilon_1 - \frac{1,5}{\alpha_1}}{0,75 \cdot \alpha_{01}} = 1,05 \cdot 250 \cdot \frac{1,46 - \frac{1,5}{3}}{0,75 \cdot 2} = 167,91 \text{ Н/мм}, \quad (2.74)$$

где ε_1 – то же, что и в формуле (2.73);

R_{bt} – то же, что и в формуле (2.39);

b – то же, что и в формуле (2.70);

α_1 – то же, что и в формуле (2.71);

α_{01} – то же, что и в формуле (2.72).

Поскольку очевидно, что полученное значение интенсивности будет максимальным, принимаю $q_{sw} = 167,91$ Н/мм для дальнейших расчётов.

С учётом того, что для восприятия наибольших моментов будет задействована арматура $\emptyset 25$ А500С, принимаю диаметр хомутов из условия сварки $\emptyset 8$ А500С ($A_{sw} = 50,3$ мм²). Тогда максимально допустимый шаг хомутов на приопорном участке равен:

$$s_{w1} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{q_{sw}} = \frac{300 \cdot 50,3}{167,91} = 89,87 \text{ м}, \quad (2.75)$$

где R_{sw} – то же, что и в формуле (2.45);

A_{sw} – диаметр хомутов;

q_{sw} – интенсивность хомутов.

Увеличу диаметр хомутов. Принимаю $\emptyset 10$ А500С ($A_{sw} = 78,5$ мм²).

$$s_{w1} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{q_{sw}} = \frac{300 \cdot 78,5}{167,91} = 140,26 \text{ м}, \quad (2.76)$$

где R_{sw} – то же, что и в формуле (2.45);

A_{sw} – диаметр хомутов;

q_{sw} – то же, что и в формуле (2.75).

Принимаю $s_{w1} = 100$ мм. Назначаю шаг хомутов в пролёте равным $s_{w2} = 200$ мм. Тогда интенсивность приопорного участка:

$$q_{sw1} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s_{w1}} = \frac{300 \cdot 78,5}{100} = 235,5 \text{ Н/мм}, \quad (2.77)$$

где R_{sw} – то же, что и в формуле (2.45);

A_{sw} – то же, что и в формуле (2.76);

s_{w1} – принятый шаг хомутов в приопорном участке.

A пролётного участка:

$$q_{sw2} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s_{w2}} = \frac{300 \cdot 78,5}{200} = 117,75 \text{ Н/мм}, \quad (2.78)$$

где R_{sw} – то же, что и в формуле (2.45);

A_{sw} – то же, что и в формуле (2.76);

s_{w2} – принятый шаг хомутов в пролётном участке.

Задам длину участка с шагом хомутов s_{w1} конструктивно равной $l_1 = \frac{l}{4} = \frac{6}{4} = 1,5$ м и проверю условие (8.56) [18] при значении c , равном расстоянию от опоры до второй сосредоточенной силы - $c = 4000$ мм. Но поскольку $3 \cdot h_0 = 3 \cdot 450 = 1350$ мм $< c$, принимаю $c = 1350$ мм.

Так как $2 \cdot h_0 + l_1 = 2 \cdot 0,45 + 1,5 = 2,4$ м $> c = 1,35$ м, значение Q_{sw} определю по формуле:

и $c = 1,35$ м $> 2 \cdot h_0 = 2 \cdot 0,45 = 0,9$ м

$$Q_{sw} = 0,75 \cdot (q_{sw1} \cdot c_0 - (q_{sw1} - q_{sw2}) \cdot (c - l_1)) = 0,75 \cdot (235,5 \cdot 0,9 - (235,5 - 117,75) \cdot (1,35 - 1,5)) = 172,21 \text{ кН}, \quad (2.79)$$

где q_{sw1} – то же, что и в формуле (2.77);

q_{sw2} – то же, что и в формуле (2.78);

c – значение, равное расстоянию от опоры до второй сосредоточенной силы, но не более $3 \cdot h_0$;

l_1 – длина участка с шагом хомутов s_{w1} ;

c_0 – длина проекции наклонной трещины, принимаемая равной c , но не менее h_0 и не более $2 \cdot h_0$ (так как $c = 1,35 \text{ м} > 2 \cdot h_0 = 2 \cdot 0,45 = 0,9 \text{ м}$ принимаю $c_0 = 2 \cdot h_0 = 0,9 \text{ м}$;

При $c = 3 \cdot h_0$:

$$Q_b = Q_{bmin} = 0,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,5 \cdot 1,05 \cdot 250 \cdot 450 = 59062,5 \text{ Н} = 59,06 \text{ кН}, \quad (2.80)$$

где R_{bt} – то же, что и в формуле (2.39);

b – то же, что и в формуле (2.70);

h_0 – то же, что и в формуле (2.70).

Поперечная сила на расстоянии $c = 1,35 \text{ м}$ от опоры равна $Q = 172,4 \text{ кН}$.

Проверяю условие (8.56) СП 63.13330.2018:

$$Q_b + Q_{sw} = 59,06 + 172,21 = 231,27 \text{ кН} > Q = 172,4 \text{ кН}, \quad (2.81)$$

где Q_b – то же, что и в формуле (2.80);

Q_{sw} – то же, что и в формуле (2.79);

Q – поперечная сила на расстоянии $c = 1,35 \text{ м}$ от опоры.

Условие выполняется. Прочность наклонного сечения обеспечена.

Большее значение c не рассматриваю, поскольку при этом поперечная сила резко уменьшается.

Таким образом, длину участка с шагом хомутов $s_{w1} = 100 \text{ мм}$ принимаю равной $1,5 \text{ м}$.

Конструирование балки

Принимаю армирование балки отдельными стержнями.

Крайние пролёты:

Принимаю два нижних рабочих стержня $2\emptyset 22 \text{ A500C}$ ($A_{s2 \times 22} = 7,6 \text{ см}^2$) на всю расчётную длину пролёта с заведением за внутренние грани колонн на величину $5d = 5 \cdot 22 = 110 \text{ мм}$ согласно СП 63.13330.2018 п.10.3.27, и один дополнительный стержень $\emptyset 22 \text{ A500C}$ ($A_{s22} = 3,8 \text{ см}^2$), обрываемый в пролёте. Площадь армирования в пиковой точке достаточна, ведь:

$$A_{s2 \times 22} + A_{s22} = 7,6 + 3,8 = 11,4 \text{ см}^2 > A_{s1}^{\text{низ}} = 10,93 \text{ см}^2, \quad (2.82)$$

где $A_{s2 \times 22}$ – площадь поперечного сечения $2\emptyset 22 \text{ A500C}$;

A_{s22} – площадь поперечного сечения $\emptyset 22 \text{ A500C}$;

$A_{s1}^{\text{низ}}$ – требуемая площадь нижнего армирования в крайних пролётах.

Для того, чтобы обеспечивалась прочность наклонных сечений на действие момента в элементах с постоянной высотой сечения с хомутами продольные растянутые стержни, обрываемые в пролёте, должны заводиться за точку теоретического обрыва. Так как $\frac{Q_1}{2 \cdot q_{sw2}} = \frac{104,71}{2 \cdot 117,75} = 0,445 \text{ м} < h_0 = 0,45 \text{ м}$, требуемую длину, на которую стержни необходимо заводить за точки теоретического обрыва, найду по формуле:

$$\omega_1 = \frac{Q_1}{2 \cdot q_{sw2}} + 5 \cdot d = \frac{104,71}{2 \cdot 117,75} + 5 \cdot 0,022 = 0,555 \text{ м}, \quad (2.83)$$

где Q_1 – поперечная сила в нормальном сечении, проходящем через точку теоретического обрыва, определяется по эпюре поперечных сил;

q_{sw2} – то же, что и в формуле (2.78);

d – диаметр обрываемого стержня;

Таким образом длина дополнительных стержней будет равна $2610+555+555=3720$ мм.

Принимаю два верхних рабочих стержня $2\emptyset 28$ А500С ($A_{s2 \times 28} = 12,32$ см²) на всю расчётную длину пролёта с заведением за внутренние грани колонн на величину $5d = 5 \cdot 28 = 140$ мм согласно СП 63.13330.2018 п.10.3.27, и один дополнительный стержень над крайней опорой $\emptyset 22$ А500С ($A_{s22} = 3,8$ см²), обрываемый в пролётах.

Так как $\frac{Q_2}{2 \cdot q_{sw2}} = \frac{172,40}{2 \cdot 117,75} = 0,732$ м $> h_0 = 0,45$ м, требуемую длину, на которую стержни необходимо заводить за точки теоретического обрыва, найду по формуле:

$$\omega_2 = 2 \cdot h_0 \cdot \left(1 - \frac{q_{sw2} \cdot h_0}{Q_2}\right) + 5 \cdot d = 2 \cdot 0,45 \cdot \left(1 - \frac{117,75 \cdot 0,45}{172,40}\right) + 5 \cdot 0,022 = 0,733 \text{ м}, \quad (2.84)$$

где Q_2 – поперечная сила в нормальном сечении, проходящем через точку теоретического обрыва, определяется по эпюре поперечных сил;

q_{sw2} – то же, что и в формуле (2.78);

d – диаметр обрываемого стержня;

h_0 – то же, что и в формуле (2.70);

Таким образом длина дополнительных стержней будет равна $640+733+733 \approx 2110$ мм.

Площадь армирования в пиковой точке достаточна, ведь:

$$A_{s2 \times 28} + A_{s22} = 12,32 + 3,8 = 16,12 \text{ см}^2 > A_{s1}^{\text{верх}} = 15,86 \text{ см}^2, \quad (2.85)$$

где $A_{s2 \times 28}$ – площадь поперечного сечения $2\emptyset 28$ А500С;

A_{s22} – площадь поперечного сечения $\emptyset 22$ А500С;

$A_{s1}^{\text{верх}}$ – требуемая площадь верхнего армирования над первой промежуточной и последней промежуточной опорами.

Остальные пролёты:

Принимаю два нижних рабочих стержня $2\emptyset 22$ А500С ($A_{s2 \times 22} = 7,6$ см²) на всю расчётную длину пролёта с заведением за внутренние грани колонн на величину $5d = 5 \cdot 22 = 110$ мм согласно СП 63.13330.2018 п.10.3.27.

Площадь армирования в пиковых точках достаточна, ведь:

$$A_{s2 \times 22} = 7,6 \text{ см}^2 > A_{s3}^{\text{низ}} = 7,21 \text{ см}^2 > A_{s2}^{\text{низ}} = 6,47 \text{ см}^2, \quad (2.86)$$

где $A_{s2 \times 22}$ – площадь поперечного сечения $2\emptyset 22$ А500С;

$A_{s3}^{\text{низ}}$ – требуемая площадь нижнего армирования в средних пролётах;

$A_{s2}^{\text{низ}}$ – требуемая площадь нижнего армирования во втором и предпоследнем пролётах.

Принимаю два верхних рабочих стержня $2\emptyset 28$ А500С ($A_{s2 \times 28} = 12,32$ см²) на всю расчётную длину пролёта с заведением за внутренние грани колонн на величину $5d = 5 \cdot 28 = 140$ мм согласно СП 63.13330.2018 п.10.3.27.

Площадь армирования в пиковых точках достаточна, ведь:

$$A_{s2 \times 28} = 12,32 \text{ см}^2 > A_{s2}^{\text{верх}} = 10,15 \text{ см}^2, \quad (2.87)$$

где $A_{s2 \times 28}$ – то же, что и в формуле (2.85);

$A_{s2}^{\text{верх}}$ – требуемая площадь верхнего армирования на средних промежуточных опорах.

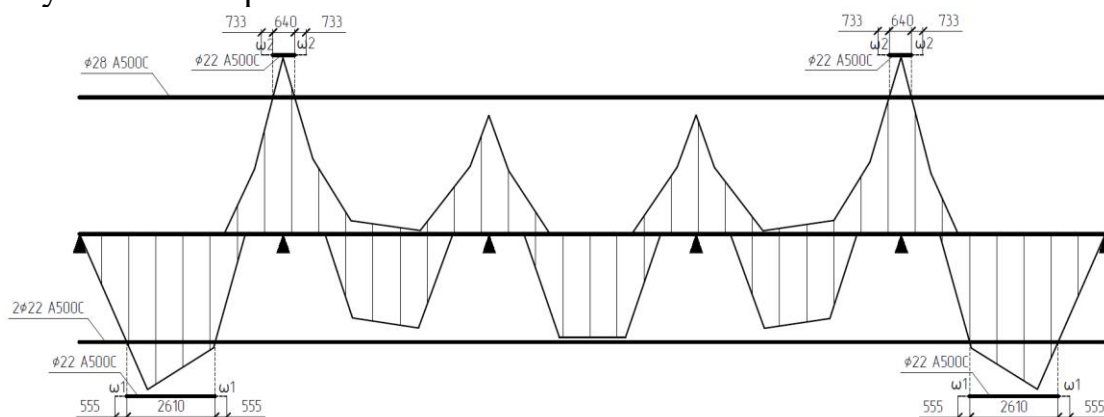


Рисунок 2.27 – Назначение армирования в соответствии с эпюрой огибающих моментов

3. Проектирование свайного фундамента

3.1 Исходные данные

В качестве рассматриваемых вариантов фундамента выбираю забивные и буронабивные сваи.

Объект строительства – 4-х этажный офисно-торговый комплекс в монолитно-каркасном исполнении, г. Абакан. Здание отапливаемое.

Конструктивная глубина заложения находится для фундамента под монолитную железобетонную колонну сечением 500x500 мм офисно-торгового комплекса.

Исходя из конструктивных требований глубина заложения фундамента должна прорезать слабые грунты. В соответствии с СП 22.13330.2016 п.5.5.5 глубина заложения внутренних фундамента отапливаемых сооружений по условиям недопущения морозного пучения грунтов основания не зависит от расчетной глубины промерзания грунтов.

Инженерно-геологический разрез грунтов в основании фундамента представлен на рисунке 3.1. Физико-механические характеристики грунтов представлены в таблице 3.1.

Согласно материалам инженерно-геологических изысканий, подземные воды в пределах строительной площадки на период инженерных изысканий до глубины 17,9 м обнаружены на глубине 2,5 м. По степени агрессивного воздействия на бетон и железобетон всех марок грунты не обладают агрессивной активностью.

Из расчетной схемы определяем нагрузки, действующие на фундамент:
 $N = 991$ кН; $M = 54$ кН·м; $Q = 33$ кН.

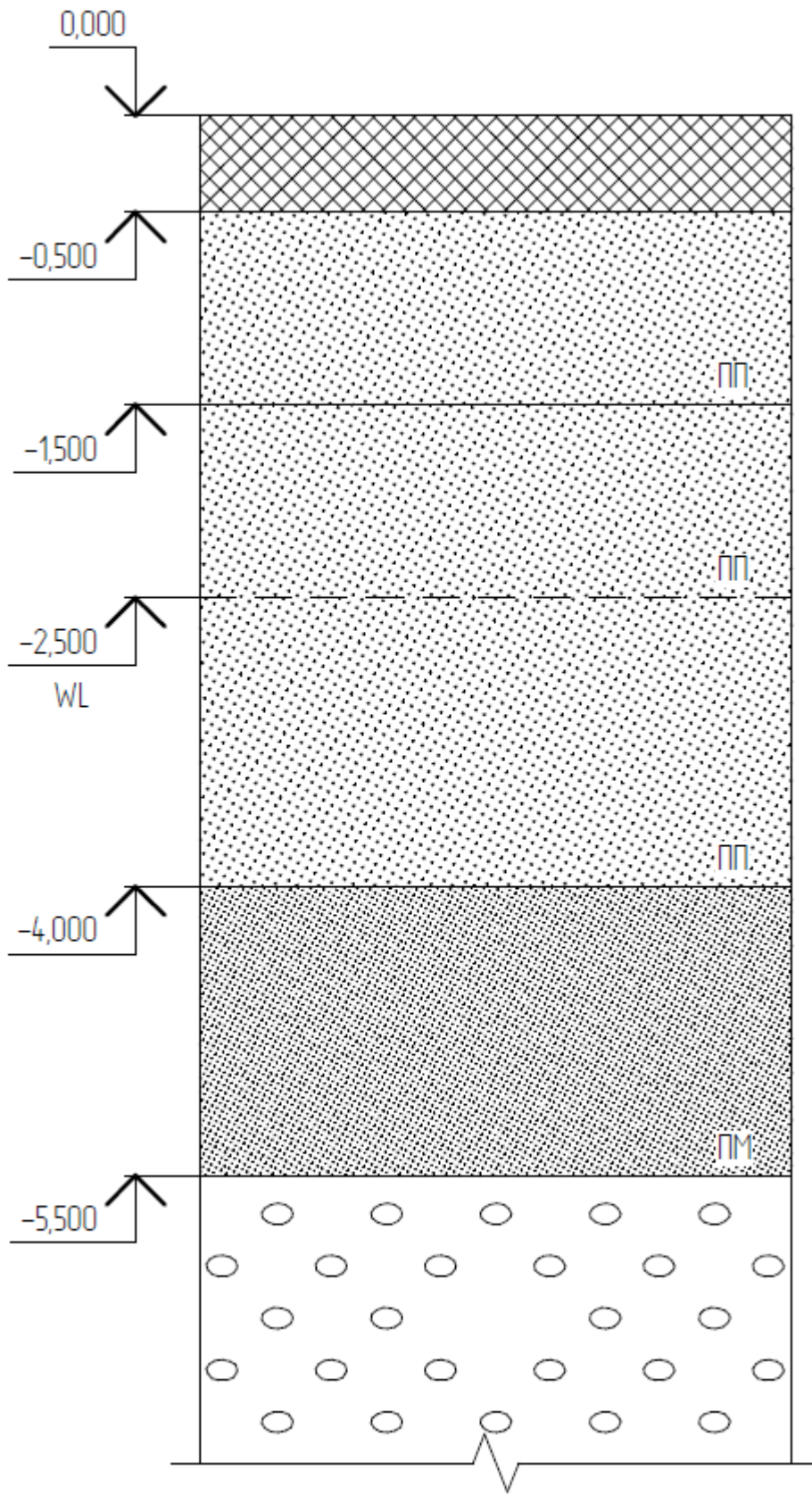


Рисунок 3.1 – Инженерно-геологический разрез

Таблица 3.1 – Физико-механические характеристики грунтов

№	Полное наименование грунта	m	Влажность, д.е.			e	Плотность, т/м ³			(γ _{sb}), кН/м ³	L, д.е.	P, д.е.	r, д.е.	Расчетные характеристики			R ₀ , кПа
			L	P			s	d						п, град	п,к Па	γ, МПа	
1	Насыпной грунт	0,5															-
2	Песок пылеватый средней плотности, средней степени водонасыщения	1	,17			,66	,88	,66	,61	8,80			,69	9,6	,8	7,3	50 ¹
3	Песок пылеватый средней плотности, малой степени водонасыщения	1	,1			,66	,76	,66	,60	7,60			,40	9,6	,8	7,3	50 ²
4	Песок пылеватый средней плотности, водонасыщенный	1,5	,25			,71	,94	,66	,55	,69			,00	7,6	,8	3,8	00 ¹
5	Песок мелкий средней плотности, водонасыщенный	1,5	,26			,70	,66	,66	,31	,77			,00	8		4,5	00 ²
6	Галечниковый грунт с песчаным заполнителем	н.п.	,23			,60	,29	,66	,87	3,48			,00	3		7	00 ⁶

3.2 Проектирование забивных свай

3.2.1 Определение параметров свай

Назначение глубины заложения ростверка

Предварительно принимаем высоту ростверка 750 мм.

Так как нагрузка $N_{max} = 991 \text{ кН} < 2000 \text{ кН}$, глубину заложения ростверка принимаю $d_p = 0,1 + 0,2 + 0,75 = 1,05 \text{ м}$ (0,1 – толщина конструкции пола, 0,2 – толщина перекрытия, 0,75 – высота ростверка).

Длина свай

Длина свай зависит от инженерно-геологических условий и глубины заложения подошвы ростверка. Отметка низа ростверка равна -1,050.

Забивные железобетонные сваи применяют в любых сжимаемых грунтах, кроме насыпных с твердыми включениями, препятствующими погружению свай, или прослоями и линзами мерзлого грунта. Не допускается опирание нижних концов свай на сильно сжимаемые грунты типа ила, торфа и пылевато-глинистые грунты с текуче пластичной и текучей консистенцией. Необходимо предусмотреть их прорезку свайей.

Отметка головы свай на 0,3 м выше отметки подошвы ростверка с последующей срубкой.

Предварительно принимаю отметку острия свай -5,5 метра. Таким образом длина свай:

$$L = 5,5 - 1,05 + 0,3 = 4,75 \text{ м.}$$

При полученных грунтовых условиях принимаю сваи-стойки, которые будут работать за счёт опирания на малосжимаемый грунт. Галечниковый грунт с песчаным заполнителем. Из сортамента принимаю сваю С60.30.

Несущая способность забивной сваи-стойки определяется по формуле:

$$F_d = \gamma_c \cdot \gamma_{cR} \cdot R \cdot A = 1 \cdot 1 \cdot 20000 \cdot 0,09 = 1800 \text{ кН}, \quad (3.2)$$

где γ_c – коэффициент условий работы свай в грунте, $\gamma_c = 1$;

γ_{cR} – коэффициент условия работы соответственно под нижним концом, учитывающий способ погружения и принимаемый $\gamma_{cR} = 1$;

R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом свай, принимаемый $R = 20000 \text{ кПа}$;

A – площадь поперечного сечения свай, равная $0,09 \text{ м}^2$

Расчетная нагрузка, допускаемая на сваю, определяется по формуле

$$N_{св} \leq \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{1800}{1,4} = 1285,71 \text{ кН}, \quad (3.3)$$

где F_d – то же, что и в формуле (3.2);

γ_k – коэффициент надежности, зависит от способа определения несущей способности свай, принимается равным 1,4.

Допускаемая нагрузка на сваю согласно расчету, составит:

По опыту строительства нагрузку, допускаемую на сваю, принимаем равной 600 кН.

3.2.3 Определение числа свай в фундаменте и эскизное конструирование ростверка

Количество свай определяется по формуле

$$n = \frac{N_{0I}}{\frac{F_d}{\gamma_k} - A \cdot d_p \cdot \gamma_{mt}} = \frac{991}{600 - 0,9 \cdot 1,05 \cdot 20} \approx 3 \text{ шт}, \quad (3.4)$$

где N_{0I} – максимальная сумма расчетных вертикальных нагрузок, действующих на обрез ростверка, кН;

A – площадь ростверка, приходящаяся на одну сваю, $0,9 \text{ м}^2$;

γ_k – то же, что и в формуле (3.3);

d_p – глубина заложения ростверка;

γ_{mt} – усредненный удельный вес ростверка и грунта на его обрезах, 20 кН/м^3 .

Принимаю 3 сваи. Расстояние между сваями принимать согласно схеме размещения свай в кусте (рисунок 3.2). Размеры ростверка в плане составят, учитывая свесы его за наружные грани свай 150 мм, $1500 \times 1500 \text{ мм}$. Высота ростверка 750 мм.

Ориентировочно вес ростверка, кН, определяется по формуле

$$G_p = b_p \cdot l_p \cdot d_p \cdot \gamma_{mt} = 1,5 \cdot 1,5 \cdot 0,75 \cdot 24 = 40,5 \text{ кН}, \quad (3.5)$$

где l_p и b_p – размеры ростверка в плане, м;

d_p – высота ростверка, м;

γ_{mt} – среднее значение его удельного веса и грунта при плитном ростверке, 24 кН/м^3 , при ступенчатом 22 кН/м^3 .

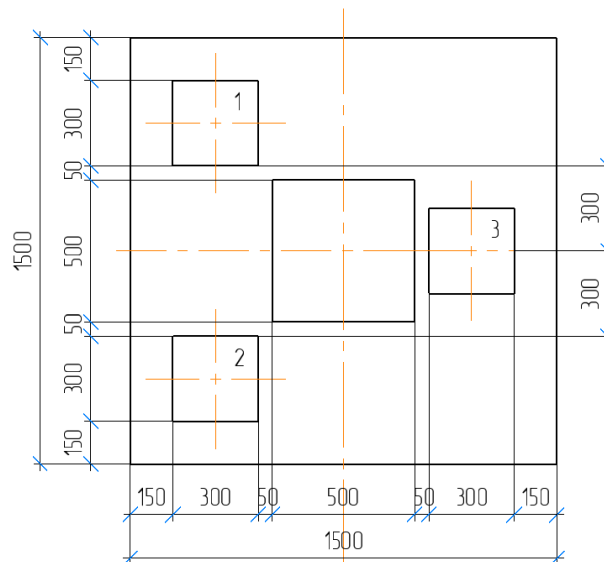


Рисунок 3.2 – Схема размещения свай в кусте

3.2.4 Расчет свайного фундамента по несущей способности грунта основания

Нагрузка на сваю определяется по формуле

$$N_{ci} = \frac{N'}{n} \pm \frac{M' \cdot x}{\sum x_i^2} + 1,1 \cdot 10 \cdot m_{св}, \quad (3.6)$$

где N' и M' – расчетные усилия в неблагоприятных сочетаниях и комбинациях, при которых расчетное усилие в сваи наибольшее;

n – число свай в ростверке;

x – расстояние в плоскости действия момента от главной оси до сваи, усилие в которой определяется;

x_i – расстояние от главной оси до каждой из свай;

$m_{св}$ – масса сваи, для С60.30 она составляет 1,38 т.

Приведенное продольное усилие определяется по формуле

$$N' = N_k + N_p, \quad (3.7)$$

где N_p – нагрузка от веса ростверка;

N_k – нагрузка от колонны.

Приведенный изгибающий момент определяется по формуле:

$$M' = M_k + Q_k \cdot d_p, \quad (3.8)$$

где M_k – изгибающий момент, передающийся от колонны;

Q_k – поперечная сила, передающаяся с колонны;

d_p – то же, что и в формуле (3.4);

Нагрузка от веса ростверка определяется по формуле

$$N_p = 1,1 \cdot d_p \cdot b_p \cdot l_p \cdot \gamma_{ср} = 1,1 \cdot 0,75 \cdot 1,5 \cdot 1,5 \cdot 20 = 37,13 \text{ кН}, \quad (3.9)$$

где 1,1 – коэффициент надежности по нагрузке;

l_p и b_p – то же, что и в формуле (3.5);

d_p – то же, что и в формуле (3.5);

$\gamma_{ср}$ – усредненный удельный вес ростверка и грунта на его обрезах, 20 кН/м³.

Тогда:

$$N' = 991 + 37,13 = 1028,13 \text{ кН.}$$

$$M' = 54 + 33 \cdot 1,05 = 88,65 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Усилия в сваях сведены в таблицу 3.3.

Таблица 3.3 – Усилия $N_{св}$ в сваях

№ сваи	Усилие
1	593,01
2	496,01
3	494,51

Основное условие проектирования свайных фундаментов предполагает возможность превышения $\frac{F_d}{\gamma_k}$ на 20% для крайних свай в кусте. Проверяем условие:

$$N_{св} \leq \frac{F_d}{\gamma_k} \cdot 1,2; \quad (3.10)$$

$593,01 \leq 720$ – условие выполняется.

3.2.5 Выбор сваебойного оборудования. Назначение расчетного отказа

Предварительно принимаем штанговый дизель - молот С-330.

Расчетный отказ устанавливается по формуле

$$S_a = \frac{E_d \cdot \eta \cdot A}{F_d \cdot (F_d + \eta \cdot A)} \cdot \frac{m_1 + 0,2 \cdot (m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3}, \quad (3.11)$$

где η – коэффициент для железобетонной сваи, принимается равным 1500 кН/м;

A – то же, что и в формуле (3.2);

F_d – то же, что и в формуле (3.2);

m_3 – масса наголовника, $m_3 = 0,2$ т;

E_d – энергия удара, $E_d = 22$ кДж;

m_1 – полная масса молота, $m_1 = 4,5$ т;

m_2 – масса сваи, $m_2 = 1,38$ т;

m_3 – масса наголовника, $m_3 = 0,2$ т;

m_4 – масса ударной части, $m_4 = 2,5$ т.

$$S_a = \frac{22 \cdot 1500 \cdot 0,09}{840 \cdot (840 + 1500 \cdot 0,09)} \cdot \frac{4,5 + 0,2 \cdot (1,38 + 0,2)}{4,5 + 1,38 + 0,2} = 0,0029 \text{ м} = 0,29 \text{ см} > 0,2 \text{ см.}$$

Расчетный отказ 0,29 см соответствует требуемому. Сваебойное оборудование подобрано верно.

3.2.6 Расчеты плиты ростверка на продавливание колонной

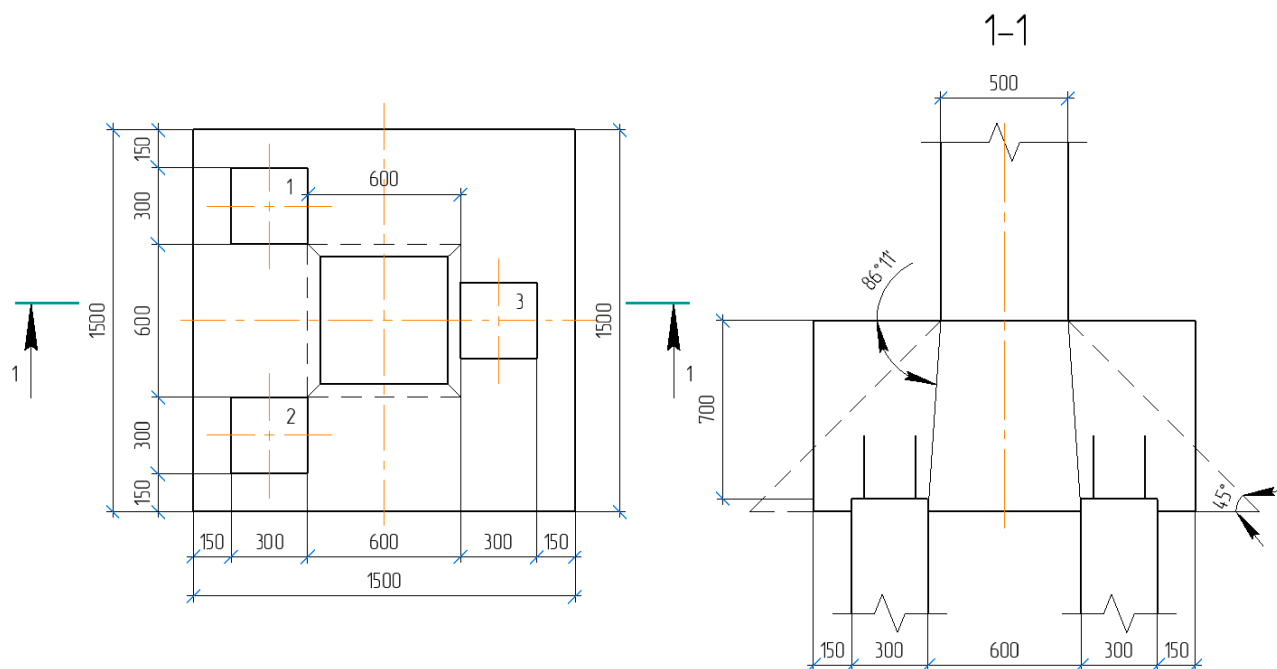


Рисунок 3.3 – Схема образования пирамиды продавливания

Т.к. продавливание происходит по поверхности пирамиды с углом наклона боковых граней более 45 градусов, расчет на продавливание колонной производится по формуле:

$$F \leq \alpha \cdot R_{bt} \cdot h_{op} \cdot u_m, \quad (3.12)$$

где F – это продавливающая сила;

$R_{bt} = 945$ кПа – расчетное сопротивление растяжению бетона класса В25 согласно СП 63.13330.2018 [25, табл.6.8];

h_{op} – рабочая высота ступени ростверка над сваей;

α – коэффициент, учитывающий частичную передачу продольной силы N , принимаю значение $\alpha = 1$;

u_m – среднеарифметическое значений периметров верхнего и нижнего оснований пирамиды, образующейся при продавливании.

Ростверк опирается на сваи, отпор грунта под ростверком не учитывается, и продавливающая сила для нашего расчета равна нагрузке от колонны $F = N_k = 991$ кН.

Определяю периметры оснований пирамиды:

$4 \cdot 0,4 = 1,6$ м – периметр меньшего основания;

$4 \cdot 1 = 4$ м – периметр большего основания.

Найдем среднеарифметическое значение периметров:

$$u_m = (1,6 + 4)/2 = 2,8 \text{ м.}$$

Рабочая ступень ростверка равна:

$$h_{op} = 0,75 - 0,05 = 0,7 \text{ м.}$$

Проверка условия продавливания

$$991 \text{ кН} \leq 1 \cdot 945 \cdot 0,7 \cdot 2,8 = 1852,2 \text{ кН.}$$

Условие выполняется, продавливание не происходит

3.2.7 Конструирование свайного фундамента. Армирование плиты ростверка

Расчет плиты ростверка на изгиб и определение сечения арматуры производят аналогично столбчатому фундаменту с той разницей, что к плите ростверка прикладывается не распределенная, а сосредоточенная нагрузка в местах опирания на сваи. Моменты в сечении ростверка определяются по формуле

$$M_i = \sum N_{св} \cdot y_i(x_i), \quad (3.13)$$

где $y_i(x_i)$ – расстояние от центра каждой сваи в пределах изгибаемой консоли до рассматриваемого сечения;

$N_{св}$ – то же, что и в формуле (3.6).

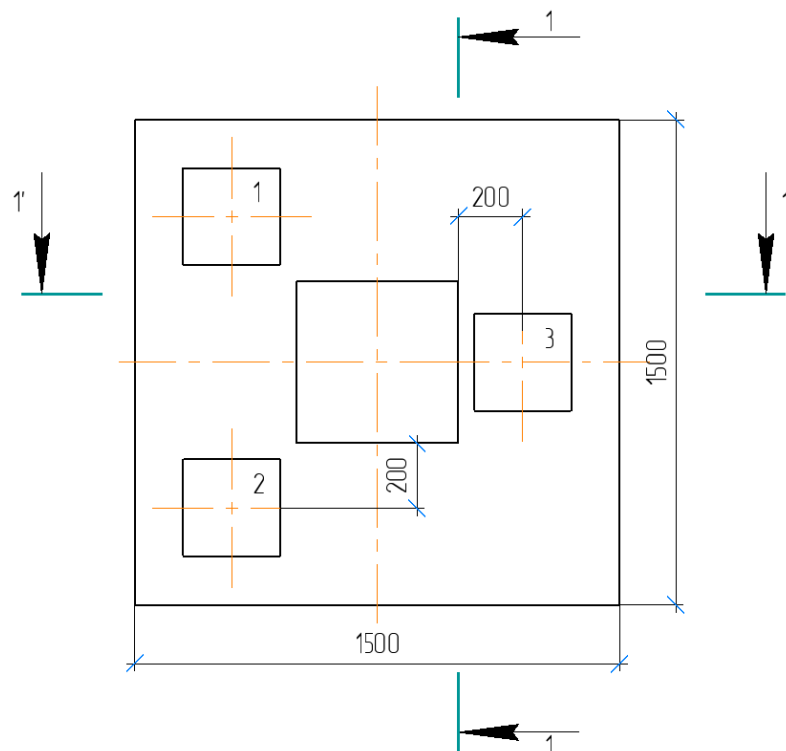


Рисунок 3.4 – Схема к расчету ростверка на изгиб

Площадь рабочей арматуры определяется по формуле

$$A_{si} = \frac{M_i}{\xi \cdot h_{0i} \cdot R_s}, \quad (3.14)$$

где M_i – величина момента в сечении;

ξ – коэффициент, зависящий от α_m ;

h_{0i} – рабочая высота каждого сечения;

R_s – расчетное сопротивление арматуры.

Коэффициент α_m определяется по формуле

$$\alpha_m = \frac{M_i}{b_i \cdot h_{0i}^2 \cdot R_b}, \quad (3.15)$$

где b_i – ширина сжатой зоны сечения;

M_i – то же, что и в формуле (3.14);

h_{0i} – то же, что и в формуле (3.14);

R_b – расчетное сопротивление сжатию, для В25 $R_b = 13,05$ МПа.

Расчеты сводим в таблицу 3.4.

Таблица 3.4 – Расчет сечения арматуры

Сечения	b_i , м	Расстояние x_i, y_i , м	Момент, кН·м	α_m	ξ	h_{0i} , м	A_s , см ²
1 – 1	1,5	0,20	118,60	0,012	0,994	0,7	3,91
1' – 1'	1,5	0,20	98,90	0,010	0,995	0,7	3,26

Конструируем сетку С–1.

Шаг арматуры в обоих направлениях принимаем 200 мм, т. е. сетка С–1 имеет по 7 стержней, в каждом направлении. Диаметр арматуры в направлении b принимаем по сортаменту – 10 мм (для 7Ø10 А500С– $A_s = 5,5$ см², что больше 2,85 см²), в направлении l – 10 мм (для 7Ø10 А500С– $A_s = 5,5$ см² > 3,9 см²). Длины стержней принимаем равные 1450 мм.

Выпуски арматуры для колонны состоят из рабочей продольной арматуры, назначенной конструктивно (Ø12А400) и поперечной (Ø6А500С) с шагом 250 мм.

3.2.8 Расчет Техничко-экономический показателей свайного фундамента

Таблица 3.5 – Расчет стоимости и трудоемкости возведения свайного фундамента

Шифр	Наименование работ	Ед. изм.	Кол-во	Расценка, руб.	Стоимость, руб.	Трудоемкость, чел.-час	
						Ед.	Всего
Земляные работы							
1-168	1. Разработка грунта 1-ой группы экскаватором	1000 м ³	0,004	91,2	0,36	8,33	0,03

1-368	2.Транспортировка грунта в отвал на расстояние до 3 км	т	0,005	0,39	0,002	-	-
1-278	3. Ручная разработка грунта под подошвой фундамента	м ³	0,63	0,69	0,43	1,25	0,79
1-321	4. Обратная засыпка грунта слоями с уплотнением	1000 м ³	0,004	14,90	0,06	-	-
1-368	5.Транспортировка грунта для обратной засыпки	т	0,005	0,39	0,002	-	-
Свайные работы							
5-9	1. Погружение в грунт 1-ой группы свай	м ³	1,54	14,5	22,33	3,21	4,94
5-31	2. Срубка свай	свая	3	1,19	3,57	0,96	2,88
Ценник	3. Стоимость свай до 8 м	м	18	7,35	132,3	-	-
Бетонные работы							
6-6	1. Устройство ростверка объёмом до 5 м ²	м ³	1,69	40,94	69,19	5,17	8,74
6-72	2. Устройство опалубки (снизу при воздушной прослойке)	м ²	3,24	2,34	7,58	0,93	3,01
Ценник	Арматура стержневая А500С	т	0,031	240,00	7,44	-	-
Итого:					246,91		20,43

3.3 Проектирование буронабивных свай.

3.3.1 Определение параметров свай

3.2.2 Определение несущей способности буронабивной свай

Буронабивные сваи диаметром 320 мм с заглублением в песок мелкий. Принимаем сваи длиной 6,0 м. Отметка конца сваи составит -6,55 м. Сваи без уширения под нижним концом.

По характеру работы в грунте свая с данными условиями опирания является стойкой.

Несущая способность свай определяется по формуле:

$$F_d = \gamma_c \cdot \gamma_{cR} \cdot R \cdot A = 1 \cdot 1 \cdot 3175,71 \cdot 0,08 = 254,06 \text{ кН}, \quad (3.2)$$

где γ_c - коэффициент условий работы сваи в грунте, $\gamma_c = 1$;
 γ_{cR} - коэффициент условий работы грунта под нижним концом сваи,
 $\gamma_{cR}=1$;
 R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи. $R = 1053,46$
кПа;
 A – площадь поперечного сечения сваи, $0,08 \text{ м}^2$.

Расчетное сопротивление R грунта под нижним концом сваи следует принимать для буронабивных свай, погружаемых с полным удалением грунтового ядра по формуле 12 СНиП 2.02.03-85:

$$R = 0,75 \cdot \alpha_4 (\alpha_1 \cdot d \cdot \gamma' + \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \gamma \cdot h) = 0,75 \cdot 0,22 \cdot (163 \cdot 0,32 \cdot 13,48 + 260 \cdot 0,78 \cdot 13,96 \cdot 6,55) = 3175,71. \quad (3.3)$$

где $\alpha_4, \alpha_3, \alpha_2, \alpha_1$ – безразмерные коэффициенты, принимаемые по табл. 6 СП 24.13330.2011 в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения грунта основания, определенного в соответствии с указанием п. 3.5 СП 24.13330.2011;

γ' – расчетное значение удельного веса грунта, кН/м^3 , в основании сваи
 γ – осредненное (по слоям) расчетное значение удельного веса грунтов, расположенных выше нижнего конца сваи;

d – диаметр свай;

h – глубина заложения, м, нижнего конца сваи, отсчитываемая от природного рельефа или уровня планировки

Расчетная нагрузка, допускаемая на сваю, определяется по формуле:

$$N_{св} \leq F_d / \gamma_k, \quad (3.4)$$

где $N_{св}$ – расчетная нагрузка на сваю от здания;

F_d – несущая способность свай;

γ_k – коэффициент надежности, зависит от способа определения несущей способности сваи, принимается равным 1,4.

Допускаемая нагрузка на сваю согласно расчету, составит:

$$N_{св} = 254,06 / 1,4 = 181,47 \text{ кН}.$$

3.2.3 Определение числа свай в фундаменте и эскизное конструирование ростверка

Количество свай определяется по формуле

$$n = \frac{N_{0I}}{\frac{F_d - A \cdot d_p \cdot \gamma_{mt}}{\gamma_k}}, \quad (3.5)$$

где N_{0I} – максимальная сумма расчетных вертикальных нагрузок, действующих на обрез ростверка, кН;

A – площадь ростверка, приходящаяся на одну сваю, 1 м^2 ;

γ_k – коэффициент надежности;
 d_p – глубина заложения ростверка;
 γ_{mt} – усредненный удельный вес ростверка и грунта на его обрезах, 20 кН/м³.

Количество свай:

$$n = \frac{991}{181,47 - 1 \cdot 1,05 \cdot 20} = 6,17 \text{ шт.}$$

Принимаю 7 свай. Сваи размещаем в три ряда. Размеры ростверка в плане составят, учитывая свесы его за наружные грани свай, 2600 x 1600 мм. Высота ростверка 750 мм.

3.2.4 Расчет Техничко-экономический показателей свайного фундамента

Таблица 3.7 – Расчет стоимости и трудоемкости возведения свайного фундамента

Шифр	Наименование работ	Ед. изм.	Кол-во	Расценка, руб.	Стоимость, руб.	Трудоемкость, чел.-час	
						Ед.	Всего
Земляные работы							
1-168	1. Разработка грунта 1-ой группы экскаватором	1000 м ³	0,017	91,20	1,53	8,33	0,14
1-368	2. Транспортировка грунта в отвал на расстояние до 3 км	т	31,47	0,39	12,27	-	-
1-278	3. Ручная разработка грунта под подошвой фундамента	м ³	0,86	0,69	0,59	1,25	1,08
1-321	4. Обратная засыпка грунта слоями с уплотнением	1000 м ³	0,014	14,90	0,20	-	-
1-368	5. Транспортировка грунта для обратной засыпки	т	25,61	0,39	9,99	-	-
Свайные работы							
5-92а	1. Устройство буронабивной свай	м ³	3,66	86	314,54	11,2	40,96
	Бетон	т	7,34	44,74	328,17		
	Стоимость арматуры	т	0,17	240,0	40,78		
Бетонные работы							

6-6	1. Устройство ростверка объёмом до 5 м ²	м ³	3,12	40,94	127,73	5,17	16,13
6-72	2. Устройство опалубки (снизу при воздушной прослойке)	м ²	4,16	2,34	9,73	0,93	9,05
Ценник	Арматура стержневая А500С	т	0,025	240,00	6,00	-	-
Итого:					851,53		67,36

По результатам технико-экономического сравнения более экономичным вариантом является устройство фундамента на забивных сваях.

4 Технология строительного производства

4.1 Условия осуществления строительства

4.1.1 Природно-климатические условия строительства

Участок строительства 4-х этажного офисно-торгового центра в монолитно-каркасном исполнении находится по адресу Республика Хакасия, г. Абакан, ул. Кати Перекрещенко, 18В, с кадастровым номером участка 19:01:010102:95. Категория земель: земли поселений (земли населённых пунктов), назначение – для эксплуатации и обслуживания торгово-делового центра. Площадь участка – 4568 кв. м.

В соответствии с СП 131.13330.2020 «Строительная климатология» участок относится к III строительно-климатической зоне. Климат резко континентальный. Зима является продолжительной и умеренно суровой. Лето тёплое, с редкими периодами жаркой погоды.

Природно-климатические характеристики района строительства:

- климатический район – I, климатический подрайон – IV;
- средняя температура наружного воздуха, °С, для периода со среднесуточной температурой наружного воздуха не более 8°С - -7,9°С;
- продолжительность в сутках для периода со среднесуточной температурой наружного воздуха не более 8°С – 224 сут.;
- снеговой район – II, нормативная снеговая нагрузка – 100 кг/м²;
- ветровой район – III, нормативное ветровое давление 38 кг/м².

4.1.2 Нормативный срок строительства

Нормативная продолжительность строительства торгово-офисного комплекса в г. Абакан определяется по [28].

Продолжительность строительства согласно четырёхэтажных орговых центров с торговой площадью $S \square 4500 \text{ м}^2$ - 21 месяцев В рассматриваемом варианте торговая площадь 1 очереди здания составляет $S \square 3036,86 \text{ м}^2$.

Продолжительность строительства определим методом экстраполяции.

Уменьшение площади составит:

$$\frac{4500-3036,86}{4500} = 32,51\% \quad (4.1)$$

Уменьшение нормы продолжительности строительства равно:

$$32,51 \cdot 0,3 = 9,75\% \quad (4.2)$$

Продолжительность строительства с учетом экстраполяции будет равна:

$$21 \cdot \frac{100-9,75}{100} = 18,95 \text{ мес.} \quad (4.3)$$

Коэффициент, учитывающий местонахождение строительной площадки (г. Абакан) – 1,2. Коэффициент, учитывающий сейсмичность района 7 баллов – 1,1.

Тогда общая продолжительность строительства:

$$T = 18,95 \cdot 1,2 \cdot 1,1 = 25,02 \text{ мес.} \quad (4.4)$$

С учётом подготовительного периода в 2 месяца, общая продолжительность строительства составит 27 месяцев.

4.1.3 Сведения об условиях обеспечения материалами и конструкциями, о расстояниях для их доставки, видах транспорта, о необходимых запасах материалов

Проектируемый объект располагается в районе развитой транспортной инфраструктуры (автомобильный и железнодорожный транспорт) г. Боготола - подъезды построечному транспорту обеспечены.

Проектом предусмотрено для доставки изделий, материалов, оборудования и пр. на территорию строительной площадки использовать только автомобильный транспорт.

Доставка изделий, материалов, оборудования и пр. осуществляется с промышленного района г. Абакан.

Движение осуществляется по существующей улично-дорожной сети г. Абакана. Доставка материалов осуществляется самосвалами, автобетоносмесителями по трассе Р257 с последующим заездом на улицы города.

Проектируемая территория обеспечена возможностью подъезда с улицы Торговая.

4.1.4 Источник обеспечения строительной площадки водой, электроэнергией, сжатым воздухом и т.д.

Проектом организации строительства предусмотрено устройство бытового городка, оснащенного временными мобильными зданиями и

сооружениями, предназначенными для кратковременного отдыха, обогрева и приема пищи. Полный набор санитарно-бытовых средств располагается на основной базе предприятия подрядчика.

Снабжение строительных площадок предусмотрено:

- электроэнергией – от существующей эл. опоры, согласовав подключение при разработке ППР, передвижных электростанций;
- сжатым воздухом – от передвижных компрессоров;
- водой – привозная – питьевая, для технологических нужд и пожаротушения от существующих источников (проектируемых ПГ, которые необходимо обустроить до начала строительства);
- теплом – от электропечей, установленных в инвентарных зданиях, а также от передвижных теплогенераторов;
- кислородом – автотранспортом, с соответствующих баз;
- ГСМ – на строительной площадке не предусмотрено размещение склада ГСМ. Строительная техника на автоходу и автотранспорт производит заправку на ближайшей заправочной станции, а стационарная техника (компрессоры, электростанция и т.п.) заправляется из автомобильных заправщиков, оборудованных исправными заправочными пистолетами. При заправке используются специальные поддоны, исключая попадание горючего и масел в грунт.

4.1.5 Состав участников строительства

Заказчиком-застройщиком данного инвестиционно-строительного проекта выступает Общество с ограниченной ответственностью «Лекс» (660133, Красноярский Край, г. Красноярск, ул. Партизана Железняка, д.46, дата регистрации: 6 ноября 2003 года, ОГРН 1032402972975, ИНН 2466113042, КПП 246501001).

Генеральным подрядчиком является Общество с ограниченной ответственностью «ПМ И К МАНЖУЛА» (655017, Республика Хакасия, город Абакан, ул. Кирова, д. 101, помещение 46 н, дата регистрации: 5 ноября 2001 года, ОГРН 1021900532147, ИНН 1901052630, КПП 190101001).

В качестве проектировщика выступает Общество с ограниченной ответственностью «ЦЕНТР ПРОЕКТИРОВАНИЯ» (655017, Республика Хакасия, город Абакан, пр-кт Ленина, д. 88. Дата регистрации: 22 января 2015 года, ОГРН 1151901000151, ИНН 1901122736, КПП 190101001)

4.1.6 Данные о потребности строительной площадки в инвентарных временных зданиях и сооружениях производственного и жилищно-бытового назначения

Предусмотрено использование местных строительных материалов, подвозимых с соответствующих предприятий, расположенных на территории г.

Абакан и ближайших населенных пунктов, с учетом подвозки на расстояние 20 км.

Расчетный текущий запас основных строительных материалов, складываемых на временной складской площадке, должен составлять не более чем на 7-15 дня.

Геометрия временных складских площадок определена зоной действия монтажных кранов.

В проекте производства работ для обеспечения бесперебойной работы, исходя из местных условий строительства, помимо текущего запаса необходимо предусмотреть страховой и сезонный запас, с учетом коэффициента неравномерности потребления материалов ($K = 1,3$) и неравномерности поступления материалов на склады ($K = 1,1$).

В соответствии с [29, п.5.1 и п.5.6] – все используемые типы строительных материалов (песок, гравий, цемент, бетон, лакокрасочные материалы и др.) и строительные конструкции должны иметь санитарноэпидемиологическое заключение и должны поступать на строительный объект в готовом для использования виде.

Проектом не предусмотрено размещения на строительной площадке пунктов социально-бытового обслуживания и помещений для постоянного проживания персонала (жилья), участвующего в строительстве.

Расчет произведен в соответствии с требованиями [30], [31], и [32].

Бытовой городок оборудуется только временными мобильными зданиями и сооружениями, предназначенными для кратковременного отдыха, обогрева и приема пищи. Проживание работников в бытовых зданиях на строительной площадке проектом не предусмотрено.

Требуемые на период строительства временные помещения:

- гардеробная с помещением для отдыха;
- столовая или комната для приема пищи;
 - умывальная, душевая и туалет;
 - прорабская;
- диспетчерская;
 - пункт мойки колес автотранспорта;
 - КПП.

Все временные бытовые помещения подключены к временным инженерным сетям. Точки подключения временных сетей указать в ППР.

Место расположения зданий и сооружений бытового городка смотреть лист строительного генерального плана данного проекта. Привязку конкретных марок и типов зданий и сооружений осуществить в ППР.

4.2 Работы подготовительного периода

На площадке строительства перед началом выполнения работ устанавливается временное ограждение площадки строительства инвентарным, сборно-разборным ограждением. Въезд и выезд с площадки строительства обозначается соответствующей, предупреждающей об опасности, табличкой – указателем, а также знаком о действующем ограничении скорости. на выезде с площадки строительства необходимо предусмотреть оборудование площадки для мойки колес автотранспорта.

Временные дороги и площадки выполнить из грунта обратной засыпкой в местах устройства постоянных дорог и проездов, без устройства верхнего покрытия. По краям временных дорог предусмотреть дренарующие каналы.

Необходимо обеспечить строительную площадку временным электричеством, водоснабжением и канализацией. Временное электроснабжение выполнить от трансформаторной подстанции СКТП-100-6/0,4. Обеспечение стройки водой для бытовых и производственных нужд, пожаротушения – от существующих сетей водопровода.

Для противопожарных и производственных нужд, питьевой воды использовать проектируемые сети водопровода. Все рабочие должны быть обеспечены пригодной для питьевых нужд водой.

Инженерная подготовка территории включает в себя:

- сдачу-приемку геодезической разбивочной основы для строительства;
- освобождение строительной площадки для производства строительномонтажных работ (расчистка территории, снос строений и др.);
- планировку территории;
- искусственное понижение (в необходимых случаях) уровня грунтовых вод;
- перекладку существующих и прокладку новых сетей инженерно-технического обеспечения;
- устройство постоянных и временных дорог;
- устройство инвентарных временных ограждений строительной площадки с организацией в необходимых случаях контрольно-пропускного режима;
- размещение мобильных (инвентарных) зданий и сооружений;
- устройство складских площадок;
- организацию связи для оперативно-диспетчерского управления производством работ;
- обеспечение строительной площадки противопожарным водоснабжением и инвентарем, освещением и средствами сигнализации.

4.3 Технологическая карта на устройство монолитного каркаса здания

4.3.1 Область применения

Технологическая карта разработана на устройство монолитного каркаса 4-х этажного офисно-торгового комплекса в монолитно-каркасном исполнении, г. Абакан.

При устройстве монолитных бетонных и железобетонных конструкций необходимо руководствоваться строительными нормами и правилами и требованиями проекта производства работ. Качество выполнения опалубочных, арматурных и бетонных работ определяют общий технический уровень возведения конструкций, его надежность и долговечность. Использование прогрессивной технологии и организаций труда, средств комплексной механизации способствуют повышению качества работ и сокращению сроков возведения конструкций. Определяющее влияние на интенсивность возведения монолитных конструкций оказывает комплексный подход в обеспечении технологичности всех переделов и оснащении производства экономичными средствами комплексной механизации работ. Особое внимание при возведении монолитных конструкций отводится интенсификации процессов твердения бетона. Повышение качества конструкций непосредственно связано с соблюдением норм точности на все операции монолитного строительства: - геодезические и монтажные работы, учет известных допусков на изготовление элементов и деталей, определяющих на данном этапе эксплуатации оснастки; - монтаж арматуры и точность фиксации положения рабочих стержней; - послойную укладку и уплотнение смеси; - режимы тепловой обработки и выдерживания бетона. Повышение качества монолитных конструкций связано с соблюдением точности технологического процесса возведения элементов и характеристиками качества контроля.

Работы будут выполняться в две смены, время работы- летнее.

Данная технологическая карта разработана для конкретного объекта и конкретных условий производства работ: объемы работ подсчитаны и собраны в таблицу, проанализирована потребность в трудовых и материально-технических ресурсах.

4.3.2 Организация и технология выполнения работ

Бетонную смесь следует укладывать Производство строительномонтажных работ выполнять в соответствии с действующими СНиПами: [33] – [36]. Строительство осуществляется в два периода: подготовительный и основной.

Подготовительный период

До начала устройства монолитного железобетонного каркаса должны быть выполнены следующие работы:

- устроены подъездные пути и автодороги;
- обозначены пути движения механизмов, места складирования, укрупнения элементов опалубки, подготовлена монтажная оснастка и приспособления;
- завезены арматурные сетки, комплекты опалубки в количестве, обеспечивающем бесперебойную работу не менее, чем в течение двух смен;
- составлены акты приемки в соответствии с требованиями нормативных документов;
- произведена геодезическая разбивка осей и разметка положения стен в соответствии с проектом;
- выполнены работы по устройству колонн. Работы выполняются в 2 смены.

В состав работ, рассматриваемых картой, входят:

- вспомогательные (разгрузка, складирование, сортировка арматурных изделий и комплектов опалубки);
- арматурные;
- опалубочные;
- бетонные.

Разгрузку, сортировку, раскладку арматурных сеток, элементов опалубки, монтаж, сеток и укрупненных панелей опалубки, а также демонтаж опалубки выполняют с помощью автомобильного крана КМК4070 KRUPP.

Арматурные сетки поступают на стройплощадку в собранном виде.

Опалубочная система состоит из: телескопических стоек, треног, «падающей» и съёмной вилки, продольные и поперечные балки, влагостойкой фанеры с ламинированным покрытием, кронштейн. Укрепительная сборка опалубки происходит непосредственно на её рабочем месте, образуя тем самым палубу

Разбивку основных осей здания выполняют с выноса в натуру двух крайних точек, определяющих положение наиболее длинной продольной оси здания. На разбивочном чертеже указывают все расстояния между осями, привязку конструкций. Оси здания на обноску переносят с помощью теодолита. На случай повреждения обноски главные оси закрепляют на местности.

Для этого в их створе на расстоянии 5-10 м. от будущего здания устанавливают временные, выносные контрольные знаки с осевыми рисками. Для вертикальной разбивки вблизи от строящегося здания устраивают рабочий репер. Отметку такого репера определяют от ближайших реперов государственной нивелирной сети.

Чтобы упростить вычисление отметок, отсчеты высот ведут от условной нулевой отметки – уровня пола первого этажа. Зная абсолютную отметку рабочего репера, определяют абсолютную отметку уровня пола первого этажа.

До начала монтажа конструкций надземной части на монтажный горизонт цоколя выносят базовые оси и выполняют детальные разбивочные работы.

Основные работы

1. Перед бетонированием колонн:

- фундаментная плита возведена до верха проектной отметки и бетон должен набрать прочность не ниже 70%;
- установлена и принята заказчиком опалубка колонн;
- смонтированы и установлен в опалубку арматурный каркас колонны; □ на поверхности закреплены строительные оси.

2. Перед бетонированием колонн должны быть:

- выполнена и принята фундаментная плита;
- установлена опалубка колонн на требуемый ярус бетонирования;
- смонтированы в опалубку арматурный каркас колонны, закладные детали;
- произведена геодезическая разбивка осей и разметка положения колонн.

3. Перед укладкой бетонной смеси должны быть проверены и приняты все конструкции и их элементы, закрываемые в процессе последующего производства работ, с составлением акта на скрытые работы.

Колонны бетонируются 2-мя уровнями:

- 1-ый уровень бетонирования включает в себя заливку бетона до 3-го яруса установки опалубки (до 4,5м). Подача бетона осуществляется через подводящий желоб. После заливки, осуществляется виброуплотнение бетона и установка с закреплением 4-го щита опалубки 3-го яруса. Установка осуществляется за промежуток времени равный 45-60 мин.

- 2-ой уровень бетонирования (до проектной отметки) выполняется с автобетононасоса. Бетонирование 2-го уровня, а осуществляется после виброуплотнения 1-го и установки 4-ой панели опалубки 3-го яруса.

2. Контроль качества укладываемой бетонной смеси должен осуществляться путем проверки ее подвижности у места укладки не реже двух раз в смену.

в бетонируемую конструкцию горизонтальными слоями одинаковой толщины без разрывов, с последовательным направлением укладки в одну сторону. Высота укладываемого слоя при использовании ручных глубинных вибраторов не должна превышать 1,25 длины рабочей части вибратора, или не более 400мм. Укладка следующего слоя бетонной смеси допускается до начала схватывания бетона предыдущего слоя. Продолжительность перерыва между укладкой смежных слоев бетонной смеси не должна превышать 30 минут, время перекрытия слоев бетонирования в среднем составляет от 0,75 до 1,0 часа.

4. Верхний уровень уложенной бетонной смеси должен быть на 50-70мм ниже верха щитов опалубки.

5. Бетонирование сопровождается записями в Журнале бетонных работ.

6. Уплотнение бетонной смеси осуществляют глубинными вибраторами. Глубинный вибратор погружается в уплотняемый слой вертикально или с небольшим наклоном. Погружение наконечника осуществлять быстро, после чего он, вибрируя, остается неподвижным в течение 10-15 сек, а затем медленно вытаскивается из бетонной смеси с тем, чтобы обеспечить заполнение смесью освобождаемого пространства. Уплотнение необходимо прекратить, когда оседание бетонной смеси не наблюдается, крупный заполнитель покрывается раствором, на поверхности появляется цементное молоко и прекращается выделение больших пузырьков воздуха. Продолжительность вибрирования должна обеспечивать достаточное уплотнение бетонной смеси и составляет от 15 до 30 сек или определяется опытным путем. Толщина укладываемого слоя бетонной смеси не должна быть более 1,25 длины рабочей части глубинного вибратора. При уплотнении бетонной смеси не допускается опирание вибраторов на арматуру и элементы крепления опалубки. Уплотнение укладываемой бетонной смеси необходимо производить с соблюдением следующих правил:

- глубина погружения глубинного вибратора в бетонную смесь должна обеспечивать углубление его в ранее уложенный слой на 5-10 см;
- вынимать вибратор из бетонной смеси следует при включенном электродвигателе без рывков во избежание образования пустот в бетоне.

7. Прораб визуальным осмотром определяет окончание оседания бетонной смеси в слое, и только после этого отдает распоряжение о прекращении уплотнения и заливке нового слоя.

8. Основными признаками окончания оседания смесей могут быть:

- прекращение выделения воздуха из смеси;
- появление цементного молока в местах примыкания бетона к опалубке.

9. Уход за бетоном заключается в поддержании его во влажном состоянии в период твердения и набора прочности путем предотвращения испарения воды и поглощения ее опалубкой. Оптимальный режим выдерживания бетона: температура +18 °С, влажность 90%.

10. Открытые поверхности бетона должны быть предохранены от воздействия прямых солнечных лучей и ветра, их также необходимо защитить от потерь влаги путем поливки водой или укрытия их влажными материалами (брезентом или аналогичным материалом). В сухую погоду бетон из портландцемента поливают не менее семи суток. Поливка при температуре от 20°С и выше производится в течение первых трех суток днем не реже чем через каждые 3 ч и не реже одного раза ночью, а в последующее время - не реже трех раз в сутки. При температуре ниже 5 °С поливку не производят. После полива водой поверхность бетона укрывается геотекстилем или полиэтиленовой пленкой. Укрытие и поливку бетона необходимо произвести не позднее чем через 10 час после окончания бетонирования, а в жаркую погоду через 2 часа.

11. Снятие боковых элементов опалубки, не несущих нагрузки от массы конструкций, допускается только после достижения бетоном прочности, обеспечивающей сохранность поверхности и кромок углов. После снятия опалубки необходимо восстановить укрытие поверхности бетона для поддержания температурно-влажностного режима, обеспечивающего нарастание прочности бетона заданными темпами.

12. Движение людей по забетонированным конструкциям, а также снятие несущей опалубки и возведение конструкций – допускается при наборе бетоном прочности не ниже требуемой.

13. При производстве работ в зимних условиях принимают меры по обеспечению нормального твердения бетона при ожидаемой среднесуточной температуре наружного воздуха ниже 5°C и минимальной суточной температуре ниже 0°C

Работы по возведению монолитного перекрытия выполняются в определенной последовательности:

До устройства опалубки перекрытия должны быть выполнены работы по устройству монолитных колонн с выпуском арматуры колонн над перекрытием на 30-40 см.

Данная система позволяет устраивать опалубку для перекрытий любой длины, ширины и толщины, за счет того, что все составляющие элементы опалубки подогнаны друг к другу, имеют значительную прочность и долговечность.

Производят деление всей площади перекрытия на отдельные участки с разбивкой осей и нанесением рисок на нижележащее перекрытие. По нанесённым рискам выставляют телескопические стойки, обеспечивая их проектное положение в одной плоскости. Пространственную устойчивость стоек обеспечивают раздвижные треноги. На телескопические стойки устанавливают «вилки» и «падающие вилки», закрепляя в проектном положении.

В съёмные вилки стоек устанавливают несущие продольные балки, по которым располагают поперечные балки, сверху раскладывают листы опалубки. По периметру опалубки устанавливаются бортики, высотой 30см. бортики состоят из влагостойкой фанеры, которая крепится к балкам, балки в свою очередь опираются на кронштейны. Кронштейны крепятся к поперечным или продольным балкам зажимами, с шагом 2м. Съёмная вилка стойки может держать сразу две балки, расположенные внахлест, которые можно легко передвигать по этой головке, поэтому конструкция применима к любым очертаниям опалубки в плане. Затем приступают к устройству арматурных сеток. Сетки укладывают внахлестку без сварного соединения. На арматурных сетках располагают фиксаторы с шагом 1м для создания защитного слоя бетона. В местах устройства вентиляционных каналов, стояков, колонн устанавливают дополнительные арматурные сетки. Также устраивают маяки, по которым ведут уплотнение виброрейкой, контролируя толщину бетонной смеси.

Бетонирование производят по захваткам с устройством рабочих швов (при технологических перерывах). Длина захватки равна длине температурного блока здания (2 захватки). Рабочие швы исключают перемещения стыкуемых поверхностей относительно друг друга и не снижают несущей способности конструкций. Расположение рабочих швов назначается в местах, где наименьший изгибающий момент или перерезывающая сила. При перерыве в бетонировании более двух часов возобновляют укладку только после набора бетоном прочности не менее 1.5 МПа, так как при прочности ниже 1.5 МПа дальнейшая укладка приводит к нарушению структуры ранее уложенного бетона в результате динамического воздействия вибраторов и других механизмов. Перед возобновлением бетонирования очищают поверхность бетона. Для лучшего сцепления ранее уложенного бетона со свежим рабочие швы по горизонтальным и наклонным поверхностям очищают от цементной пленки водяной или воздушной струей, металлическими щетками или механическими фрезами. Затем покрывают цементным раствором слоем толщиной 1.5-3 см, чтобы заполнить все неровности.

Бетонную смесь укладывают горизонтальными слоями, причем она должна плотно прилегать к опалубке, арматуре и закладным деталям сооружения. Слои укладывают только после соответствующего уплотнения предыдущего. Для однородного уплотнения необходимо соблюдать расстояние между каждой установкой вибратора. Толщину бетонируемого слоя устанавливают из расчета глубины вибрационной проработки: не более 1,25 длины рабочей части вибратора при ручном вибрировании и до 100 см - при использовании навесных вибраторов и вибропакетов.

Бетонную смесь подают слоем равным толщине перекрытия 200мм. Бетонная смесь должна иметь осадку конуса 4 - 12см. Подбор и назначение состава бетонной смеси осуществляется строительной лабораторией. Бетонирование производится автобетоносмесителем СБ130 на базе КамАЗа - 6520. Предусмотрены мероприятия по обеспечению сохранения арматурных выпусков из колонны.

Мероприятия по уходу за бетоном в период набора прочности, порядок и сроки их проведения, контроль за выполнением этих мероприятий необходимо осуществлять в соответствии с требованиями [34]. Открытые поверхности бетона необходимо защитить от потерь влаги путем поливки водой или укрытия их влажными материалами (брезентом). Сроки выдерживания и периодичность поливки назначает строительная лаборатория. Движение людей по забетонированному перекрытию и разборка опалубки допускаются после достижения бетоном прочности не менее 1.5 МПа. Поливать бетон при температуре +5°C и выше следует в течение первых 3 сут днем не реже чем через каждые 3 ч и не менее 1 раза ночью; в последующее время - не реже 3 раз в сутки при укрытии бетона влагоемкими материалами (песком или опилками).

Длительность перерыва между поливками может быть увеличена примерно в 1,5 раза; при температуре воздуха ниже +5°C бетон поливать не следует.

Демонтаж боковых элементов опалубки следует производить после достижения бетоном прочности, обеспечивающей сохранность поверхности и кромок углов от повреждений.

Для проведения распалубливания «падающие» вилки опускают вниз (до 6...10см), в результате несколько прогибается вся опалубочная система. Появляется возможность освободить отдельные продольные и поперечные балки, снять, при необходимости, щиты опалубки или промежуточные стойки после достижения бетоном забетонированной конструкции перекрытия достаточной прочности, снимают крепления, соединяющие смежные опалубочные панели.

4.3.3 Требования к качеству выполнения работ

Входной контроль качества арматуры у потребителя:

1. Арматурную сталь принимают партиями.
2. Для контроля качества поверхности, геометрических параметров и массы 1 м длины проката, а также испытаний на растяжение, изгиб или изгиб с разгибом отбирают по одному образцу.
3. Для арматурного проката, поставленного с указанием в документе о качестве статистических показателей механических свойств, испытания образцов на растяжение, изгиб или изгиб с разгибом допускается не проводить.
4. С целью безошибочной индентификации при входном контроле и в процессе эксплуатации арматурный прокат должен иметь продольную маркировку, включающую в себя товарный знак предприятия - изготовителя и обозначение класса проката.
5. Каждая партия сопровождается документом о качестве.
6. Арматурный прокат должен иметь прокатную маркировку, включающую в себя товарный знак предприятия-изготовителя и обозначение класса проката.
7. Прутки упаковывают в связки массой от 1,5 до 2,5 т. По требованию потребителя масса связки не может быть менее 1,5 т.
8. При поставке в мотках каждый моток должен состоять из одного отрезка арматурного проката. Допускается поставка мотков, состоящих из двух отрезков, в количестве не более 10 % массы партии. Масса мотка должна быть от 0,3 до 1,5 т.
9. Моток должен быть плотно обвязан. Количество и схему обвязок оговаривают в заказе или контракте.
10. Каждая связка и каждый моток арматурного проката должны иметь ярлык, на котором указывают: - товарный знак и наименование предприятия - изготовителя; - номинальный диаметр арматурного проката, мм; - класс

арматурного проката; - обозначение стандарта, по которому изготовлена арматура.

По предприятию необходимо издать приказ о назначении ответственных лиц за приемку и входной контроль арматуры.

12. Контроль качества работ по устройству монолитного каркаса осуществляется начальником участка или прорабом и должен включать входной контроль рабочей документации, поставляемых строительных материалов а так же операционный контроль в процессе выполнения технологических операций и оценку соответствия выполненных работ.

При входном контроле рабочей документации проводится проверка ее комплектности и достаточности в ней технической информации.

При входном контроле материалов проверяется соответствие их стандартам, наличие сертификатов, паспортов и других сопроводительных документов с записью в журнал учета входного контроля и качества получаемых деталей, материалов, конструкций и оборудования.

13. Приемка законченных бетонных и железобетонных конструкций должна осуществляться в целях проверки их качества и подготовки к проведению последующих видов работ и оформляться в установленном порядке актом освидетельствования ответственных конструкций.

14. При приемке проводится:

- освидетельствование конструкции с оформлением актов приемки выполненных работ;

- формируется пакет документов подтверждающих качество материалов, которые применялись при возведении конструкций (протоколы испытаний, сертификаты, паспорта);

- проверяется соответствие конструкции рабочим чертежам и правильность ее расположения в плане и по высоте (геодезические исполнительные схемы).

4.3.4 Потребность в материально-технических ресурсах

Потребность в технологической оснастке, инструменте, инвентаре и приспособлениях представлена в таблице 4.1, потребность в материалах и изделиях – в таблице 4.2, потребность в машинах и технологическом оборудовании – в таблице 4.3.

Таблица 4.1 – Потребность в технологической оснастке, инструменте, инвентаре и приспособлениях

Наименование технологической оснастки, инструмента,	Тип, марка	Основная техническая характеристика, параметр	Количество
------------------------------------------------------------	-------------------	------------------------------------------------------	-------------------

инвентаря и приспособлений			
Монолитные работы	Лоток приемный	V=4,0 м ³	1
	Маячная рейка	-	2
	Рейка 2(х)м, с уровнем	-	1
	Правило универсальное	-	2
	Гладилка стальная строительная	-	2
	Лопата стальная строительная	ЛП/ЛР	2
	Щетка механическая	-	1
	Приемная воронка	-	2
	Скребок металлический	-	2
	Рулетка металлическая	-	1
	Кельма	-	2
	Набор ключей гаечных с открытым зевом	-	6
	Ключ разводный	-	6
	Лестница-стремянка	-	6
	Уровень строительный УС1-300	-	6
	Краскораспылитель ручной пневматический СО-71	-	4
	Молоток типа МГС	-	4
	Конопатки стальные К-40,К-50	-	2
	Плоскогубцы комбинированные	-	2
Строповка конструкции	Строп четырехветвевой 4СК10-4	-	2
	Безопасность труда	Каска строительная	-
Спецодежда		-	По количеству работающих
Жилеты строительные		-	По количеству работающих
Пояс предохранительный		-	4

Таблица 4.2 – Потребность в материалах и изделиях

Наименование технологического процесса и его операций	Название материалов и изделий, марка	Ед. изм.	Норма расхода на ед. изм.	Потребность на объем работ
Укладка бетонной смеси	Бетонная смесь В25	м ³	101,5	737,81
Армирование колонн	Арматура А500С Ø22мм	т	8,01	22,23
	Арматура А500С Ø10мм	т	8,01	1,17
Армирование стен	Арматура А500С Ø14мм	т	20,4	46,95
	Арматура А500С Ø10мм	т	20,4	20,12
Армирование плит перекрытия	Арматура А500С Ø14мм	т	6,63	3,91
	Арматура А500С Ø10мм	т	6,63	1,68
Армирование лестничных маршей	Арматура А500С Ø12мм	т	15,7	3,25
	Арматура А500С Ø6мм	т	15,7	3,25
Армирование лестничных площадок	Арматура А-I Ø6мм	т	17,75	3,11
	Арматура А-III Ø12мм	т	0,75	0,13

Таблица 4.3 – Потребность в машинах и технологическом оборудовании

Наименование технологического процесса и его операций	Название машины, технологического оборудования, тип, марка	Основная техническая характеристика	Количество, шт
Подача материала	МКГ-25	Q=25 т	1
Сварочные работы	Трансформатор сварочный TEL WIN TELMIG 203/2 TURBO	200/380 В	1
Доставка бетонной смеси	Автобетоносмеситель СБ-92В-2	V=5м ³	1
Транспортирование бетонной смеси	Стационарный бетононасос SANY HBT60V-18160D III	V=75 м ³ /ч	1
Уплотнение бетонной смеси	Вибратор для уплотнения бетонной смеси	ИБ-92	4

4.3.5 Подбор строительной техники

Для производства работ принят автобетоносмеситель СБ130 на базе Камаза - 6520 (таблица 4.4), гусеничный кран МКГ-25 (таблица 4.6), стационарный бетононасос DSP-3612X (таблица 4.5)

Таблица 4.4 – Технические характеристики автобетоносмесителя СБ130

№	Характеристика, единица измерения	Показатель
1	Геометрический объем смесительного барабана, м ³	8

2	Емкость смесительного барабана по выходу готовой бетонной смеси, м ³	5
3	Полезная грузоподъемность по бетонной смеси, т	9,65
4	Время перемешивания, мин	15-20
5	Темп выгрузки, м ³ /мин	0,5-2
6	Высота, м: - загрузки - разгрузки	3,62 0,5-2
7	Базовый автомобиль	КАМАЗ-55111
8	Масса загруженного бетоном автобетоносмесителя, т	19,15
9	Размеры машины в транспортном положении, м: - длина - ширина - высота	7,5 2,5 3,6

Таблица 4.5 – Технические характеристики стационарного бетонанасоса DSP-3612X

№	Характеристика, единица измерения	Показатель
1	бóльшая производительность при низком давлении, м ³ /ч	70
2	меньшая производительность при низком давлении, м ³ /ч	45
3	низкое давление (бóльшая производительность), МПа	10
4	высокое давление (бóльшая производительность), МПа	16
Перекачивающий (бетоноподающий) цилиндр		
5	диаметр, мм	280
6	Ход поршня, мм	1800
7	Производительность основного масляного насоса, см ³	260
8	Ёмкость бункера, м ³	0,7
9	Высота загрузки бетона, мм	1320

Наиболее тяжёлый элемент – поддон с кирпичами массой 1,3 т. По условию строительной площадки кран может работать с одной стороны здания (продольной).

Грузоподъемность крана Q_k [37, п. 3.1.5] рассчитаем по формуле

$$Q_k \geq q_{\text{э}} + q_{\text{г}} = 1,3 + (0,0073 + 0,14) = 1,45 \text{ т}, \quad (4.5)$$

где $q_{\text{э}}$ – масса поддона с кирпичами;

$q_{\text{г}}$ – масса грузозахватного устройства (4-х ветвевой строп 4 СК-2,0/2000, футляр для поддонов с кирпичом).

Высота подъема крюка H_k [37, п. 3.1.7] рассчитываем по формуле

$$H_k = h_0 + h_{\text{з}} + h_{\text{э}} + h_{\text{г}} = 23,73 + 0,5 + 2,7 + 1,0 = 27,93 \text{ м}, \quad (4.6)$$

где h_0 – высота здания;

h_3 – запас для обеспечения безопасности монтажа по высоте, принимается равным 0,5 м;

h_3 – высота поддона;

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

Вылет стрелы L рассчитываем по формуле

$$L = B + f + f' + d + R_{\text{пов}} = 24 + 0 + 0 + 0,7 + 4,0 = 16,7 \text{ м}, \quad (4.7)$$

где B – ширина здания в осях, принимаю половину ширины для осуществления монтажа с двух параллельных продольных сторон: $24/2=12$ м;

f, f' – расстояния от осей до выступающих частей 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;

$R_{\text{пов}}$ – радиус, описываемый хвостовой частью крана при его повороте (задний габарит), принимаемый по паспортным данным или ориентировочно принимаемый равным 4,0 м.

Получили следующие значения технических параметров крана: грузоподъемность – 1,5 т, высота подъема крюка – 29 м, вылет стрелы 17 м.

Подбираем кран по каталогу [38]: МКГ-25 – грузоподъемностью – 1,5 т на вылете стрелы 19,8 м, длина стрелы – 32,5 м, гусёк 5 м, высота подъема – 30,9 м.

Таблица 4.6 – Технические характеристики крана МКГ-25

№	Характеристика, единица измерения	Показатель
1	Максимальная грузоподъемность, т	25
2	Максимальный вылет стрелы, м	19,8
3	Максимальная высота подъема, м	30,9
4	Длина стрелы, м	12,5-32,5
5	Угол поворота	360°
6	Скорость передвижения крана, м/мин.	12,5
7	Колесная формула автомобиля	Гусеничная
8	Габариты крана в транспортном положении, м	6,12x3,21x3,79
9	Вес, т	39

4.3.6 Техника безопасности и охрана труда

Работы по устройству монолитного каркаса выполняют с соблюдением требований [30].

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

Погрузочно-разгрузочные работы выполняются под руководством мастера или бригадира, который обязан следить за правильным размещением материалов на складе, исправным состоянием подъемно-транспортного оборудования и приспособлений.

До начала монтажных работ необходимо установить порядок обмена условными сигналами между руководителем монтажных работ или бригадиром, звеньевым, такелажником и машинистом.

Все сигналы подаются одним лицом, кроме сигнала "Стоп", который может подать любой монтажник, заметивший опасность.

На участке, где ведутся монтажные работы, не допускается выполнение других работ и нахождение посторонних лиц. Не разрешается также посторонним людям находиться под монтируемыми конструкциями до установки их в проектное положение и закрепления.

Не допускается выполнять монтажные и электросварочные работы во время дождя или снегопада при отсутствии навеса над электросварочным оборудованием и рабочим местом монтажника.

При электросварочных работах необходимо выполнять требования [39] и "Правила пожарной безопасности при производстве строительно-монтажных работ".

Монтажник-электросварщик, выполняющий работы по сварке узлов для закрепления металлических эвакуационных лестниц и люков, должен пройти аттестацию в соответствии с "Правилами аттестации сварщиков".

Допуск к производству сварочных работ должен осуществляться после ознакомления с технической документацией (ТТК) и проведением инструктажа по эксплуатации оборудования и охране труда.

Запрещается оставлять без присмотра включенный сварочный аппарат и электрододержатель, находящийся под напряжением. Монтажник-электросварщик обязан отключить сварочный аппарат при:

перерывах в подаче электроэнергии:

обнаружении неисправности в сварочном оборудовании или пуско-регулирующей аппаратуре.

При прокладке и перемещении сварочного кабеля необходимо принять меры против повреждения изоляции кабеля и соприкосновения его с водой, маслом, стальными канатами и т.п.

При производстве сварочных работ монтажник-электросварщик должен следить за тщательной заправкой спецодежды. Брезентовые куртку и брюки следует одевать навывпуск, ботинки плотно зашнуровывать, во избежание попадания брызг металла на кожу тела.

По окончании сварочных работ монтажник-электросварщик должен отключить сварочную установку от сети. Тщательно осмотреть место работы, залить водой или засыпать песком тлеющие предметы, привести в порядок рабочее место. Инструмент, приспособления, сварочный провод с

электрододержателем и средства индивидуальной защиты убрать в предназначенное для хранения их место.

4.3.7 Техничко-экономические показатели

График производства работ и технико-экономические показатели представлены на листе 6 графической части.

Целью составления калькуляции является определение затрат труда и машинного времени при устройстве перекрытия. Калькуляция затрат труда и машинного времени представлена в таблице 4.7.

Таблица 4.7 – Калькуляция затрат труда и машинного времени

Обоснование (ЕНиР и др.)	Наименование технологического процесса и его операций	Объем работ		Состав звена	На единицу измерения		На объем работ	
		на ед. изм.	Кол-во		Н _{вр} , чел.-час	Н _{вр} , маш.-час	Затраты труда рабочих, чел.-ч.	Затраты времени и машин, маш.-ч.
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Е1-5 таблица 2а,б	Разгрузка материала кранами грузоподъемностью до 10 т	100 т	1,06	Такелажник 2 разр.-2	2,3	4,6	2,44	4,88
Е1-34Г таблица 5,3а	Установка опалубки	1 м ²	1577,7	Плотник 4р.-4 ,2р.-4	0,22	-	347,09	-
Е1-34Г таблица 5,3б	Разборка опалубки	1 м ²	1577,7	Плотник 4р.-4 ,2р.-4	0,09	-	142,00	-
Е4-1-46 таблица 1,4	Установка вязки арматурного каркаса монолитных колонн отдельными стержнями диаметром до 26 мм	т	23,4	Арматурщик 5р.-4, 2р.-4	8,7	-	203,58	-
Е4-1-48В таблица 5	Подача бетонного раствора в колонны автобетона	100 м ³	2,97	Такелажник к 2р.-2 Бетонщик 4р.-3, 2р.-3	6,1	18	18,12	53,46

	сосом в колонны							
Е4-1-49Б таблица 2	Укладка бетонного раствора в колонны	1м ³	297	Такелажник к 2р.-2 Бетонщик 4р-3, 2р-3	2,2	-	653,4	-
Е4-1-46 таблица 1,7г	Установка вязки арматурного каркаса монолитных плит отдельными стержнями диаметром до 18 мм	т	5,59	Арматурщик 5р.-4, 2р.-4	13	-	72,67	-
Е4-1-48В таблица 5	Подача бетонного раствора в перекрытия автобетонна сосом в перекрытия	100 м ³	0,86	Такелажник к 2р.-2 Бетонщик 4р-3, 2р-3	6,1	18	5,25	15,48
Е4-1-49Б таблица 2,11	Укладка бетонного раствора в перекрытия	1 м ³	85,51	Такелажник к 2р.-2 Бетонщик 4р-3, 2р-3	0,98	-	83,80	-
Е4-1-46 таблица 1,10г	Установка вязки арматурного каркаса монолитных стен отдельными стержнями диаметром до 18 мм	т	67,08	Арматурщик 5р.-4, 2р.-4	15	-	1006,16	-
Е4-1-48В таблица 5	Подача бетонного раствора в перекрытия автобетонна сосом в стены	100 м ³	3,34	Такелажник к 2р.-2 Бетонщик 4р-3, 2р-3	6,1	18	20,36	60,07
Е4-1-49В таблица 3, 1	Укладка бетонного раствора в стены	1 м ³	333,74	Такелажник к 2р.-2 Бетонщик 4р-3, 2р-3	1,6	-	533,99	-

Е4-1-46 таблица 1,13в	Установка вязки арматурного каркаса лестничных маршей отдельными стержнями диаметром до 12 мм	т	6,51	Арматурщик 5р.-4, 2р.-4	38,5	-	250,63	-
Е4-1-48В таблица 5	Подача бетонного раствора в перекрытия автобетонна сосом в лестничные марши	100 м ³	0,42	Такелажник к 2р.-2 Бетонщик 4р-3, 2р-3	6,1	18	2,56	7,56
Е4-1-49Г таблица 4, 2	Укладка бетонного раствора в лестничные марши	1 м ³	42,09	Такелажник к 2р.-2 Бетонщик 4р-3, 2р-3	4,5	-	189,41	-
Е4-1-46 таблица 1,13в	Установка вязки арматурного каркаса лестничных площадок отдельными стержнями диаметром до 12 мм	т	3,24	Арматурщик 5р.-4, 2р.-4	38,5	-	124,93	-
Е4-1-48В таблица 5	Подача бетонного раствора в перекрытия автобетонна сосом в лестничные площадки	100 м ³	0,18	Такелажник к 2р.-2 Бетонщик 4р-3, 2р-3	6,1	18	1,10	3,24
Е4-1-49Г таблица 4, 1	Укладка бетонного раствора в лестничные площадки	1 м ³	17,80	Такелажник к 2р.-2 Бетонщик 4р-3, 2р-3	2,1	-	37,39	-

Е4-1-54, 9	Уход за бетонной смесью	100 м ²	15,78	Бетонщик 4р-2, 2р-2	0,14	-	2,21	-
Итого:							3524,44	137,85

5. Организация строительного производства

5.1 Область применения строительного генерального плана

Объектный строительный генеральный план разработан на основной период строительства, согласно рекомендациям и требованиям [40].

Торгово-офисный комплекс высотой в 4 этажа без подвала и тех. подполья. Прямоугольной формы в плане.

Габариты здания в осях 60,00х24,00 м. Высота от пола до потолка в основных помещениях 4 м, от пола до потолка в помещениях 4-го этажа - 4 м. Высота здания – 24,75 м.

Участок строительства находится по адресу Республика Хакасия, г. Абакан, ул. Кати Перекрещенко, 18В, с кадастровым номером участка 19:01:010102:95. Категория земель: земли поселений (земли населённых пунктов), назначение – для эксплуатации и обслуживания торгово-делового центра. Площадь участка – 4568 кв. м.

Проезд транспорта будет осуществляться по существующим дорогам в соответствии с транспортной схемой района. Проектируемая территория обеспечена возможностью подъезда с юга (проезд с ул. Торговая).

Границами участка проектируемой территории являются: с юга – ул. Торговая; с севера – жилая застройка; с запада – магазины; с востока – жилая застройка.

Для создания безопасных условий производства работ необходимо выполнять следующие условия:

- оснащение монтажного крана системой координатной защиты, т.е. принудительное ограничение действия крана: ограничение движения крана, угла поворота стрелы, вылета стрелы, высоты подъема;

- устройство защитных козырьков в местах движения людей, обеспечивающих защиту людей от действия опасного фактора;

- ограничение скорости поворота стрелы крана в сторону границы рабочей зоны до минимальной при расстоянии от перемещаемого груза до границы зоны менее 7 м. Подаваемый груз за 7 м до границы рабочей зоны должен быть опущен на высоту 0,5 м от монтажного горизонта (или препятствий, встречающихся на пути), успокоен от раскачивания и на минимальной скорости с удерживанием его от разворота оттяжками должен перемещаться к наружной стене с защитным ограждением;

- максимальная высота перемещения груза должна быть не менее чем на 0,5 м, а высота защитного ограждения должна быть не менее 3 м от уровня монтажного горизонта;

- монтаж и перемещение конструкций в 7-метровой зоне у границы территории строительства производить в присутствии и под руководством лица, ответственного за безопасное производство работ кранами.

Вахтовый метод на площадке строительства проектируемого объекта не предусматривается. Потребность в жилье и социально-бытовом обслуживании персонала, участвующего в строительстве не требуется.

Ширина ворот на въездах на строительную площадку должна быть не менее 4м.

На строительной площадке у выезда должно оборудоваться место очистки и мойки колес машин от грязи.

Расположение и обустройство бытовых помещений для рабочих предусмотрено вне опасных зон при строительстве. Хозяйственно-бытовые стоки со строительной площадки подключаются к существующей сети канализации. Сброс временных канализационных стоков от бытового городка осуществляется в существующую канализацию.

Емкости для хранения и места складирования, разлива, раздачи горюче-смазочных материалов и битума оборудуются специальными приспособлениями и выполняются мероприятия для защиты почвы от загрязнения.

При проведении строительных работ следует предусматривать максимальное применение малоотходной и безотходной технологии с целью охраны атмосферного воздуха, земель, вод и других объектов окружающей природной среды.

5.2 Подбор стрелового крана

Наиболее тяжёлый элемент – поддон с кирпичами массой 1,3 т. По условию строительной площадки кран может работать с одной стороны здания (продольной).

Грузоподъемность крана Q_k [37, п. 3.1.5] рассчитаем по формуле

$$Q_k \geq q_э + q_г = 1,3 + (0,0073 + 0,14) = 1,45 \text{ т}, \quad (5.1)$$

где $q_э$ – масса поддона с кирпичами;

$q_г$ – масса грузозахватного устройства (4-х ветвевой строп 4 СК-2,0/2000, футляр для поддонов с кирпичом).

Высота подъема крюка H_k [37, п. 3.1.7] рассчитываем по формуле

$$H_k = h_о + h_э + h_з + h_г = 24,75 + 0,5 + 2,7 + 1,0 = 27,93 \text{ м}, \quad (5.2)$$

где $h_о$ – высота здания;

$h_э$ – запас для обеспечения безопасности монтажа по высоте, принимается равным 0,5 м;

$h_з$ – высота поддона;

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

Вылет стрелы L рассчитываем по формуле

$$L = B + f + f' + d + R_{\text{пов}} = 24 + 0 + 0 + 0,7 + 4,0 = 16,7 \text{ м}, \quad (5.3)$$

где B – ширина здания в осях, принимаю половину ширины для осуществления монтажа с двух параллельных продольных сторон: $24/2=12$ м;

f, f' – расстояния от осей до выступающих частей 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;

$R_{\text{пов}}$ – радиус, описываемый хвостовой частью крана при его повороте (задний габарит), принимаемый по паспортным данным или ориентировочно принимаемый равным 4,0 м.

Получили следующие значения технических параметров крана: грузоподъемность – 1,5 т, высота подъема крюка – 29 м, вылет стрелы 17 м.

Подбираем кран по каталогу [38]: МКГ-25 – грузоподъемностью – 1,5 т на вылете стрелы 19,8 м, длина стрелы – 32,5 м, гусёк 5 м, высота подъема – 30,9 м.

5.3 Размещение стрелового крана на площадке строительства

Размещение монтажных кранов, подъемников и др. механизмов на строительной площадке осуществляется с учетом требований охраны труда и методов эффективного производства работ в соответствии с [37] и [30].

Поперечная привязка к строящемуся зданию или сооружению предусматривает обеспечение безопасного расстояния между строящимся объектом и краном [37, п. 3.1.7] и определяется по формуле

$$S = R_{\text{пов}} + f + f' + d = 3,77 + 0 + 0,7 = 4,47 \text{ м} \quad (5.4)$$

где S – расстояние от оси крана до оси здания, м;

$R_{\text{пов}}$ – радиус поворотной платформы крана МКГ-25, м;

f, f' – то же, что и в формуле (5.3);

d – то же, что и в формуле (5.3).

5.4 Определение зон действия крана

При работе стрелового крана на строительной площадке, согласно [37] необходимо выделить следующие зоны действия крана, опасные для людей: рабочая зона крана (зона обслуживания краном), опасная зона работы крана, монтажная зона (граница опасной зоны вблизи строящегося здания).

Граница зоны обслуживания (рабочей зоны) башенных кранов определяется максимальным вылетом крюка ($R_{\text{max}} = 19,8$ м) на участке между крайними стоянками стреловых кранов, см. п.5.2. и п.5.3. [37].

Величину границы опасной зоны работы крана в местах, над которыми происходит перемещение грузов подъемными кранами принимают от крайней точки горизонтальной проекции наружного наименьшего габарита перемещаемого груза с прибавлением наибольшего габаритного размера перемещаемого (падающего) груза и минимального расстояния отлета груза при его падении, принимают по [30] или [37]:

$$R_{\text{оп}} = R_p + 0,5 B_r + L_r + X = 19,8 + 0,5 \cdot 0,52 + 1,03 + 7,54 = 28,63 \text{ м},$$

(5.5)

где $R_{\text{оп}}$ – опасная зона действия крана, м;

R_p – максимальный требуемый вылет крюка крана, м;

B_r – наименьший габарит перемещаемого груза, м;

L_r – наибольший габарит перемещаемого груза, м;

X – минимальное расстояние отлета груза, принимаемое по [37, табл. 3], м.

Монтажной зоной является пространство, в котором возможно падение элемента со здания при его установке и временном закреплении.

Величину границы монтажной зоны принимают от крайней точки стены здания с прибавлением наибольшего габаритного размера падающего груза и минимального расстояния отлета груза при его падении, которое принимается по [30] или [37]:

$$R_{\text{монт}} = L_r + X = 1,03 + 7,54 = 8,57 \text{ м},$$

(5.6)

где $R_{\text{монт}}$ – монтажная зона, м;

L_r – наибольший габарит падающего груза, м;

X – то же, что и в формуле (5.5).

5.5 Проектирование временных дорог

При трассировке дорог были соблюдены следующие минимальные расстояния: между дорогой и складской площадкой – 1 м; между дорогой и забором, ограждающим строительную площадку – 1,5 м.

Проектом предусмотрено строительство временных автодорог, которые можно использовать для построечного транспорта.

Ширина дорог принята 3,5 – 6 м.

Длина разгрузочной площадки 12–45 м. При этом ширина дороги увеличивается до 6 м.

Минимальный радиус закругления дорог – 12 м, но при этом ширина проездов в пределах кривых увеличивается с 3,5 м до 5 м.

Ширина проезжей части однополосных дорог – 3,5 м, двухполосных – 6 м.

У въездов на строительную площадку устанавливается информационный стенд пожарной защиты с нанесенными строящимися и вспомогательными зданиями и сооружениями, схемой движения транспорта, местонахождением водоисточников, средств пожаротушения и связи, и назначается пожарный

расчет. На дорогах должна предусматриваться установка знаков ограничения скорости движения транспорта.

5.6 Потребность строительства в кадрах. Расчет потребности и подбор временных административных, жилых, хозяйственных и культурно-бытовых зданий

Потребность строительства в кадрах определена на основании типовых технологических карт, ЕНиРов, с учетом сложившейся структуры работающих по отдельным видам работ в Красноярском крае при строительстве объектов капитального строительства.

Максимальное количество работающих на строительной площадке ориентировочно принимаем – 44 человек.

В общем количестве работающих, удельный вес отдельных категорий, принимается в % [41, раздел 10, табл. 46] и приведена в таблице 5.1.

Таблица 5.1 – Удельный вес работающих на стройплощадке

Категории рабочих	Количество людей		Из них занято в наиболее многочисленную смену	
	уд. вес, %	Кол-во людей	уд. вес, %	Кол-во людей
Рабочие	84,5	35	70	25
ИТР	11	5	80	4
Служащие	3,2	1	80	1
МОП и охрана	1,3	2	80	2
Итого:		44		32

Требуемую площадь временных помещений определяем по формуле

$$S_{тр} = N \cdot S_{п}, \quad (5.7)$$

где $S_{п}$ – норма площади, м² [42, прил.15];

N – общая численность рабочих, чел. (при расчете площади гардеробных – списочный состав рабочих во все смены суток, при расчете площади душевых, сушильных, помещений для обогрева – численность рабочих в наиболее многочисленную смену, при расчете площади туалета и умывальни, столовой, навеса для отдыха – численность работающих в наиболее многочисленную смену – общая численность ИТР и ПСО в наиболее многочисленную смену).

Результаты расчета представлены в таблице 5.2.

Потребность в количестве туалетов определяется по формуле:

$$S_{тр} = (0,7 \times N \times 0,1) \times 0,7 + (1,4 \times N \times 0,1) \times 0,3 = (0,7 \times 41 \times 0,1) \times 0,7 + (1,4 \times 41 \times 0,1) \times 0,3 = 3,73 \text{ м}^2. \quad (5.8)$$

где N – численность рабочих в наиболее многочисленную смену, чел.;

Таблица 5.2 – Экспликация временных зданий и сооружений

№	наименование помещения	кол-во N	площадь м ²		принимаем тип бытового помещения	площадь м ²		кол-во зданий
			на одного человека f	расчетная		Одног о здания	всех зданий	
Санитарно-бытовые								
1	гардеробная	35	0,9	31,5	контейнер 9x3	23	46	2
2	помещение отдыха и приема пищи	25	1	25	контейнер 6x2,9	15,5	31	2
3	душевая	25	0,43	10,75	контейнер 9x3	24	24	1
4	умывальня	35	0,05	1,75	контейнер 9x3	24	24	1
5	сушильня	25	0,2	5	контейнер 2,7x6	14,5	14,5	1
6	туалет	25	По формуле	2,28	биотуалет 1x1	1	3	3
7	медпункт	25	20 на 300 чел.	20	контейнер 4x6,9	1	24,8	1
служебные								
8	прорабская	6	24 на 5чел	24	сборно-разборный 9,6x3,2	27,58	27,58	1
9	диспетчерская	1	7 на 1 чел.	7	контейнер 2,7x3	7,4	7,4	1
10	КПП	2	7 на 1 чел.	14	контейнер 7,5x3,1	21	42	2

Итого общая площадь временных зданий и сооружений – 224,28 м².

5.7 Проектирование складов

Необходимые запасы материалов определяют по формуле

$$P_{\text{скл}} = \frac{P_{\text{общ}}}{T} \cdot T_{\text{н}} \cdot K_1 \cdot K_2, \quad (5.8)$$

где $P_{\text{общ}}$ – количество материалов, деталей и конструкций, требуемых для выполнения плана строительства на расчетный период;

T – продолжительность расчетного периода по календарному плану, в днях;

T_n – норма запаса материала, в днях;

K_1 – коэффициент неравномерности поступления материалов на склад (1,1 для автомобильного транспорта);

K_2 – коэффициент неравномерности производственного потребления материала в течение расчетного периода (принимается равным 1,3).

Формула определения требуемой площади склада:

$$S_{тр} = P_{скл} \cdot q, \quad (5.9)$$

где q – норма складирования материала на 1м² с учётом проходов и проездов;

$P_{скл}$ – расчётный запас материала в натуральных измерителях.

Сведем расчёт требуемой площади складов в таблицу 5.3

Материалы, изделия и конструкции	Ед. изм.	$P_{общ}$	T , дн.	T_n , дн.	$k_1 \times k_2$	$P_{скл}$, м ²	q	$S_{тр}$	Вид склада
Кирпич на поддонах	тыс . шт.	340	145	7	1,43	23,4 7	2,5	58,68	Открытый
Арматура	т	105,8	440	12	1,43	4,13	2,3	9,49	Навес
Рубероид	Мл н.р уб	0,09	4	10	1,43	0,13	48	6,18	Навес
Оконные блоки	м ³	8,5	8	10	1,43	12,1 6	0,5	6,08	Закрытый
Дверные блоки	м ³	4,33	8	10	1,43	6,19	0,5	3,10	Закрытый
Пиломатериалы	м ³	61	20	10	1,43	43,6 2	1,7	74,15	Открытый

Площадь открытых складов $S_o = 132,82$ м².

Площадь закрытых складов $S_з = 9,17$ м².

Площадь навесов $S_n = 15,67$ м².

5.8 Проектирование временного электроснабжения

Потребность в энергетических ресурсах определена путем прямого подсчета.

Потребность в электроэнергии, кВА определена на период выполнения максимального объема строительного-монтажных работ по формуле

$$P = L_x \cdot \left(\frac{K_1 \cdot P_m}{\cos E_1} + K_3 \cdot P_{ов} + K_4 \cdot P_{он} + K_5 \cdot P_{св} \right), \quad (5.10)$$

где $L_x = 1,05$ – коэффициент потери мощности в сети,

$P_m = 900 + 250 \cdot 2 + 780 \cdot 2 = 2960 \text{Вт}$ – сумма номинальных мощностей работающих электромоторов;

$P_{\text{ов}} = 15 \cdot 102,9 + 3 \cdot 50,8 = 1695,9 \text{Вт}$ – суммарная мощность внутренних осветительных приборов;

$P_{\text{он}} = 1,5 \cdot 9320 = 13980 \text{Вт}$ – мощность наружного освещения территории;

$P_{\text{св}} = 32000 \cdot 2 = 64000 \text{Вт}$ – мощность сварочных трансформаторов;

$\cos E_1 = 0,7$ коэффициент потери мощности;

$K_1 = 0,5$ – коэффициент одновременности работы инструментов;

$K_3 = 0,8$ – то же для внутреннего освещения;

$K_4 = 0,9$ – то же для наружного освещения;

$K_5 = 0,6$ – то же для сварочных трансформаторов.

Подставим значения в формулу 5.11:

$$P = 1,05 \cdot \left(\frac{0,5 \cdot 2960}{0,7} + 0,8 \cdot 1695,9 + 0,9 \cdot 13980 + 0,6 \cdot 64000 \right) = 57,2 \text{кВ} \cdot$$

А

Выбираем трансформаторную подстанцию СКТП-100-6/0,4 с размерами в плане 3,05x1,55 м.

Количество прожекторов n , подлежащих установке на строительной площадке, определяется как

$$n = \frac{m \cdot E_p \cdot S}{P_{\text{л}}} = \frac{0,9 \cdot 0,75 \cdot 9976,53}{500} = 13 \text{ шт} \quad (5.11)$$

где m – коэффициент, учитывающий световую отдачу источников света, КПД прожекторов и коэффициент светового потока, лк;

$P_{\text{л}}$ – мощность лампы применяемых типов прожекторов, Вт;

S – освещаемая площадь, м²;

$E_p = k \cdot E_{\text{н}} = 1,5 \cdot 0,5 = 0,75$ – требуемая освещенность, лк;

$E_{\text{н}}$ – нормируемая освещенность, лк;

k – коэффициент запаса.

Установка источников света производится на стационарных и инвентарных мачтах и опорах, переносных стойках и строительных конструкциях.

5.9 Проектирование временного водоснабжения

На стадии разработки проекта производства работ потребность в воде определяется с учетом расхода воды по группам потребителей, исходя из установленных нормативов удельных затрат.

Суммарный расчетный расход воды $Q_{\text{общ.}}$, л/с находим по формуле

$$Q_{\text{общ.}} = Q_{\text{пр.}} + Q_{\text{расчет.}} + Q_{\text{пож.}} \quad (5.12)$$

где $Q_{\text{пр.}}$ – расход воды на производственные цели, л/с;

$Q_{\text{расчет.}}$ – расход воды на хозяйственно-бытовые цели, л/с;

$Q_{\text{пож.}}$ – расход воды на противопожарные цели, л/с.

Расход воды на производственные цели включает приготовление бетонной смеси или раствора, поливку уложенного бетона, выполнение штукатурных и малярных работ, обслуживание и мойку строительных машин и т.д. и определяется по формуле

$$Q_{\text{пр}} = K_{\text{н}} \cdot \frac{q_{\text{п}} \cdot \Pi_{\text{п}} \cdot K_{\text{ч}}}{3600 \cdot t} = 1,2 \cdot \frac{500 \cdot 4 \cdot 1,5}{3600 \cdot 8} = 0,125 \text{ л/с}, \quad (5.13)$$

где $q_{\text{п}} = 500$ л – расход воды на производственного потребителя (поливка бетона, заправка и мытье машин и т.д.);

$\Pi_{\text{п}}$ – число производственных потребителей в наиболее загруженную смену;

$K_{\text{ч}} = 1,5$ – коэффициент часовой неравномерности водопотребления;

$t = 8$ ч – число часов в смене;

$K_{\text{н}} = 1,2$ – коэффициент на неучтенный расход воды.

Потребность в воде на хозяйственно-бытовые цели определяется по формуле

$$Q_{\text{расчет.}} = Q_{\text{хоз.}} + Q_{\text{душ.}}, \quad (5.14)$$

где $Q_{\text{расчет.}}$ – общий расход воды на хозяйственно-бытовые нужды, л/с;

$Q_{\text{хоз.}}$ – расход воды на хозяйственно-питьевые нужды, л/с;

$Q_{\text{душ.}}$ – расход воды на душевые, л/с.

Расход воды на хозяйственно-питьевые нужды рассчитывается по формуле

$$Q_{\text{хоз.}} = \frac{q \cdot N \cdot k}{t_1 \cdot 3600} = \frac{15 \cdot 32 \cdot 2}{8 \cdot 3600} = 0,033 \text{ л/с}, \quad (5.15)$$

где $q = 15$ л – удельный расход воды на хозяйственно-питьевые потребности одного работающего;

N – численность работающих в наиболее загруженную смену;

$k = 2$ – коэффициент часовой неравномерного водопотребления;

$t_1 = 8$ ч – число часов в смене.

Расход воды на душевые нужды определяется по формуле

$$Q_{\text{душ.}} = \frac{q \cdot N_{\text{д}}}{t_2 \cdot 60} = \frac{30 \cdot 32}{45 \cdot 60} = 0,356 \text{ л/с}, \quad (5.16)$$

где $q = 30$ л – норма расхода воды на прием душа одним рабочим;

$N_{\text{д}}$ – численность рабочих, пользующихся душем;

$t_2 = 45$ мин – продолжительность использования душевой установки.

Потребность в воде на хозяйственно-бытовые цели равна

$$Q_{\text{расчет.}} = 0,033 + 0,356 = 0,389 \text{ л/с}.$$

Потребность в воде на противопожарные цели определяется в соответствии с [42] из расчета одновременного действия двух гидрантов с расходом воды на каждый по 5 л/с:

$$Q_{\text{пож.}} = 5 \cdot 2 = 10 \text{ л/с}.$$

Если расход воды на противопожарные цели $Q_{\text{пож.}} > Q_{\text{хоз.}} + Q_{\text{душ.}}$, то принимается $Q_{\text{общ.}} = Q_{\text{пож.}}$.

Требуемый диаметр временного водопровода D , мм, определяется по формуле

$$D = \sqrt{\frac{4 Q_{\text{общ.}} \cdot 1000}{3,14 \cdot V}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 10 \cdot 1000}{3,14 \cdot 2}} = 79,79 \text{ мм}, \quad (5.17)$$

где D – внутренний диаметр водопровода, мм;

$Q_{\text{общ.}}$ – общий расход воды, л/с;

V – скорость движения воды по трубам, м/с. Скорость движения воды по трубам при больших диаметрах принимается 1,5 – 2,0 м/с и при малых – 0,7 – 1,2 м/с.

Принимаем $D = 100$ мм.

Ввод выполняем из металлопластиковых труб по Ввод выполняем из металлопластиковых труб по [43].

Источниками водоснабжения являются постоянный водопровод. Временное водоснабжение представляет собой объединенную систему, удовлетворяющую производственные, хозяйственные, противопожарные нужды, в отдельных случаях выделяют питьевой водой.

5.10 Проектирование временного теплоснабжения

Проектирование теплоснабжения для данного объекта не предусматривается, поскольку все работы по возведению здания проводятся в период с мая по август.

5.11 Снабжение сжатым воздухом, кислородом и ацетиленом

Потребность в сжатом воздухе определяем по формуле

$$Q_{\text{сж}} = 1,1 \cdot \sum q_i \cdot n_i \cdot K_i = 1,1 \cdot (1 + 3 + 0,9) = 5,39 \text{ м}^3, \quad (5.18)$$

где 1,1 – коэффициент, учитывающий потери воздуха в трубопроводах;

q_i – расход сжатого воздуха соответствующим механизмом, м³/мин, который принимают по справочным или паспортным данным;

n_i – количество однородных механизмов;

K_i – коэффициент, учитывающий одновременность работы однородных механизмов.

Применяем стационарную компрессорную установку.

5.12 Мероприятия по охране труда и пожарной безопасности

Опасные зоны, в которые вход людей, не связанных с данным видом работ, запрещен, огораживаются и обозначаются.

Предусмотрены безопасные пути для пешеходов и автомобильного транспорта.

Временные административно-хозяйственные и бытовые здания и сооружения размещены вне опасной зоны от работы монтажного крана.

Туалеты размещены таким образом, что расстояние от наиболее удаленного места вне здания не превышает 200 м.

Питьевые установки размещены на расстоянии, не превышающем 75 м от рабочих мест.

Для сохранности дорогостоящих или портящихся на открытом воздухе материалов (цемента, извести, гипса, фанеры, гвоздей и др.) устраивают закрытые склады.

Материалы складировать с соблюдением определенных правил. При укладке изделий в штабель прокладки между ними располагают строго друг под другом.

Между временными зданиями и сооружениями предусмотрены противопожарные разрывы согласно [44].

На строительной площадке должны создаваться безопасные условия труда, исключая возможность поражения людей электрическим током в соответствии с нормами СП 12.135.2003 [45].

Строительная площадка, проходы, проезды и рабочие места освещены.

Обозначены места для курения и размещены пожарные посты, оборудованные инвентарем для пожаротушения.

5.13 Мероприятия по охране окружающей среды и рациональному использованию природных ресурсов

Предусматривается установка границ строительной площадки, которая обеспечивает максимальную сохранность за территорией строительства деревьев, кустарников, травяного покрова.

Исключается беспорядочное и неорганизованное движение строительной техники и автотранспорта. Временные автомобильные дороги и другие подъездные пути устраиваются с учетом требований по предотвращению повреждений древесно-кустарной растительности.

Бетонная смесь и строительные растворы хранятся в специальных ёмкостях. Организуются места, на которых устанавливаются ёмкости для мусора.

6 Экономика строительства

6.1 Определение стоимости строительства на основе нормативов НЦС

Для определения стоимости строительства торгово-офисного центра в г. Абакан (без учета стоимости наружных инженерных сетей) используем

укрупненные нормативы цены строительства «Государственные сметные нормативы. Укрупненные нормативы цены строительства НЦС 81-02-02-2023».

Укрупненные нормативы цены строительства предназначены для определения потребности в финансовых ресурсах, необходимых для создания единицы мощности строительной продукции, оценки эффективности использования средств, направляемых на капитальные вложения, подготовки технико-экономических показателей в задании на проектирование, планирования инвестиций (капитальных вложений), иных целей, установленных законодательством Российской Федерации. Показатели НЦС рассчитаны в уровне цен по состоянию на 01.01.2023 для базового района (Московская область).

Расчет прогнозной стоимости выполнен на основе методики разработки и применения УНЦС, утвержденной приказом Минстроя России №314/пр от 29.05.2019 г. Учитывая функциональное назначение планируемого объекта строительства и его мощностные характеристики, для определения стоимости строительства выбран норматив НЦС 81-02-02-2023 «Административные здания», утвержденный приказом Минстроя России № 98/пр от 15.02.2023 г. Стоимость благоустройства территории учитываем по НЦС 81-02-16-2023 «Малые архитектурные формы» утверждённому приказом Минстроя России №204/пр от 28.03.2023 г., озеленения по НЦС 81-02-17-2023 «Озеленение» утверждённому приказом Минстроя России №208/пр от 28.03.2021 г.

Определение прогнозной стоимости планируемого к строительству объекта в региональном разрезе рекомендуется осуществлять с применением коэффициентов, учитывающих регионально-экономические, регионально-климатические, инженерно-геологические и другие условия осуществления строительства по формуле:

$$C = ((\sum_{i=1}^n \text{НЦС}_i \times M \times K_{\text{пер.}} \times K_{\text{пер.}/\text{зон}} \times K_{\text{рег.}} \times K_c) + Z_p) + \text{НДС}, (1)$$

где НЦС_i – Показатель, принятый по сборнику Показателей с учетом функционального назначения объекта и его мощностных характеристик, для базового района в уровне цен сборника Показателей, определенный при необходимости с учетом корректирующих коэффициентов, приведенных в технической части принятого сборника Показателей;

N – общее количество используемых Показателей;

M – мощность объекта капитального строительства, планируемого к строительству;

$K_{\text{пер.}}$ – коэффициент перехода от цен базового района к уровню цен субъектов Российской Федерации (частей территории субъектов Российской Федерации), учитывающий затраты на строительство объекта капитального

строительства, расположенных в областных центрах субъектов Российской Федерации (далее - центр ценовой зоны, 1 ценовая зона), сведения о величине которого приводятся в технических частях сборников Показателей.

Для частей территории субъектов Российской Федерации, которые нормативными правовыми актами высшего органа государственной власти субъекта Российской Федерации определены как самостоятельные ценовые зоны для целей определения текущей стоимости строительных ресурсов, при выполнении расчетов с использованием Показателей также устанавливается коэффициент перехода к уровню цен для каждой ценовой зоны (далее – Кпер/зон).

Кпер/зон определяется по виду объекта капитального строительства как отношение величины индекса изменения сметной стоимости строительно-монтажных работ, рассчитанного для такой ценовой зоны и публикуемого Министерством, к величине индекса изменения сметной стоимости строительно-монтажных работ, рассчитанного для 1 ценовой зоны соответствующего субъекта Российской Федерации и публикуемого Министерством.

Крег – коэффициент, учитывающий регионально-климатические условия осуществления строительства в субъекте Российской Федерации (части территории субъекта Российской Федерации) по отношению к базовому району, сведения о величине которого приводятся в технических частях сборников Показателей;

Кс – коэффициент, характеризующий удорожание стоимости строительства в сейсмических районах Российской Федерации по отношению к базовому району, сведения о величине которого приводятся в технических частях сборников Показателей;

Зр – дополнительные затраты, не предусмотренные в Показателях, определяемые по отдельным расчетам, в том числе стоимость земельного участка, вовлеченного в строительство, затраты на подключение (технологическое присоединение) и пр.;

Ипр – индекс-дефлятор, определенный по отрасли «Инвестиции в основной капитал (капитальные вложения)», публикуемый Министерством экономического развития Российской Федерации для прогноза социально-экономического развития Российской Федерации.

НДС – налог на добавленную стоимость.

Так как параметры объекта отличаются от указанного в таблице 02-01-001 НЦС 81-02-02-2023, то показатель рассчитываем согласно п.42 технической части НЦС путем интерполяции по формуле (2):

$$P_B = P_c - (c - v) \times \frac{P_c - P_a}{c - a}, \quad (6.1)$$

где: P_B – рассчитываемый показатель;

P_c и P_a – пограничные показатели из таблицы 02-01-001 сборника НЦС 81-02-02-2023, равные 69,52 тыс. руб. и 59,33 тыс. руб. соответственно;

c и a – параметры для пограничных показателей из таблицы 02-01-001 сборника НЦС 81-02-02-2023, равные 5750 и 1850 м² общей площади здания соответственно;

v – параметр для определяемого показателя, 5673 м² общей площади здания.

Подставим значения в формулу (2) и определим требуемый показатель для проектируемого объекта:

$$P_B = 69,52 - (5750 - 5673) \times \frac{69,52 - 59,33}{5750 - 1850} = 69,32 \text{ тыс. руб.}$$

Расчет прогнозной стоимости строительства сведем в таблицу 6.1.

Таблица 6.1 - Прогнозная стоимость строительства четырёх-этажного монолитно-каркасного офисно-торгового комплекса в г. Абакан

№ п/п	Наименование объекта строительства	Обоснование	Ед. изм.	Кол-во	Стоимость единицы по НЦС в уровне цен на 01.01.2023, тыс. руб.	Стоимость всего, тыс. руб.
1	2	3	4	5	6	7
I	ОСНОВНЫЕ ЗАТРАТЫ, УЧТЕННЫЕ ПОКАЗАТЕЛЯМИ НЦС					
1.	Административные здания					
1.1	Торгово-офисный комплекс в г. Абакан	Сборник НЦС 81-02-02-2023, таблица 02-01-001, Показатель 02-01-001-02 и 02-01-001-03	кв.м. общей площади	5673	69,32	393252,36
	Поправочный коэффициент перехода от базового района (Московская область) к уровню	Сборник НЦС 81-02-02-2023, техническая часть пункт №31,		0,96		

№ п/п	Наименование объекта строительства	Обоснование	Ед. изм.	Кол-во	Стоимость единицы по НЦС в уровне цен на 01.01.2023, тыс. руб.	Стоимость всего, тыс. руб.
1	2	3	4	5	6	7
	цен Республики Хакасия ($K_{пер}$)	таблица 1, Республика Хакасия				
	Регионально-климатический коэффициент ($K_{рег1}$)	Сборник НЦС 81-02-02-2023, техническая часть, пункт №32		1,01		
	Коэффициент, учитывающий мероприятия по снегоборьбе ($K_{рег2}$)	Сборник НЦС 81-02-02-2023, техническая часть, пункт №33, таблица 4 (г. Абакан - температурная зона V)		1,00		
	Коэффициент, учитывающий сейсмичность (K_c)	Сборник НЦС 81-02-02-2023, техническая часть, пункт №34, (г. Абакан – 7 баллов)		1,03		
	Итого основные объекты					392736,41
2.	Элементы благоустройства					

№ п/п	Наименование объекта строительства	Обоснование	Ед. изм.	Кол-во	Стоимость единицы по НЦС в уровне цен на 01.01.2023, тыс. руб.	Стоимость всего, тыс. руб.
1	2	3	4	5	6	7
2.1	Устройство распашных ворот	Сборник НЦС 81-02-02-2023, техническая часть, пункт №18	шт	1	85,41	85,41
2.2	Ограждения по железобетонным столбам из металлических сетчатых панелей высотой до 2 м	Сборник НЦС 81-02-16-2023, таблица 16-05-001, показатель 16-05-001-01	100 пог. м.	4,6	522,54	2403,68
	Коэффициент, учитывающий строительство в стеснённых условиях	Сборник НЦС 81-02-16-2023, таблица 3		1,09		
2.3	Площадки, тротуары, дорожки шириной от 2,6 м до 6 м с покрытием	Сборник НЦС 81-02-16-2023, таблица 16-06-002 показатель 16-06-002-02	100 м ² покрытия	9,88	442,60	4372,89
	Коэффициент, учитывающий строительство в	Сборник НЦС 81-02-16-2023, таблица 3		1,1		

№ п/п	Наименование объекта строительства	Обоснование	Ед. изм.	Кол-во	Стоимость единицы по НЦС в уровне цен на 01.01.2023, тыс. руб.	Стоимость всего, тыс. руб.
1	2	3	4	5	6	7
	стеснённых условиях					
2.4	Светильники на стальных опорах	Сборник НЦС 81-02-16-2023, таблица 16-07-001 показатель 16-07-001-02	100 м2 территори и	51,4	20,29	1042,91
	Коэффициент, учитывающий строительство в стеснённых условиях	Сборник НЦС 81-02-16-2023, таблица 3		1,07		
	Поправочный коэффициент перехода от базового района (Московская область) к уровню цен Красноярского края (Кпер)	Сборник НЦС 81-02-16-2023, техническая часть, пункт №24, таблица 4, Республика Хакасия		0,97		
	Регионально-климатический коэффициент (Крег1)	Сборник НЦС 81-02-16-2023, техническая часть, пункт №25, таблица 6,		1,01		

№ п/п	Наименование объекта строительства	Обоснование	Ед. изм.	Кол-во	Стоимость единицы по НЦС в уровне цен на 01.01.2023, тыс. руб.	Стоимость всего, тыс. руб.
1	2	3	4	5	6	7
		п. 27.5 д (г. Абакан - температурная зона V)				
	Итого благоустройство					8608,86
3.	Элементы благоустройства					
3.1	Озеленение придомовых территорий с площадью газонов 30%	Сборник НЦС 81-02-17-2023, таблица 17-01-002, показатель 17-01-002-01	100 м2 территории	6,0	144,33	865,98
	Коэффициент, учитывающий строительство в стеснённых условиях	Сборник НЦС 81-02-17-2023, пункт 18		1,12		
	Итого озеленение					969,9
	Итого по основным затратам, учтенным по НЦС					402315,17
4	Плата за землю	Расчет 1			21936,6	21936,6

№ п/п	Наименование объекта строительства	Обоснование	Ед. изм.	Кол-во	Стоимость единицы по НЦС в уровне цен на 01.01.2023, тыс. руб.	Стоимость всего, тыс. руб.
1	2	3	4	5	6	7
5	Стоимость подключения (технологического присоединения)	Расчет 2			39273,7	39273,7
	Всего					463525,47
	Перевод в прогнозный уровень цен	Индекс-дефлятор Минэкономразвития России		1,104		511732,12
	НДС	Налоговый кодекс Российской Федерации		20%		102346,42
	Всего с НДС					614078,54

Прогнозная стоимость строительства четырёх-этажного монолитно-каркасного офисно-торгового комплекса в г. Абакан по УНЦС составляет 614078,54 тыс. руб. Указанная сумма включает в себя стоимость следующих видов работ и затрат: общестроительные работы; элементы благоустройства и озеленение.

6.2 Составление локального сметного расчёта на возведение монолитного каркаса здания

В бакалаврской работе составлен локальный сметный расчёт на основные работы по возведению монолитного каркаса здания.

Сметная документация составлена на основании методики определения сметной стоимости строительства, реконструкции, капитального ремонта, сноса объектов капитального строительства, работ по сохранению объектов культурного наследия (памятников истории и культуры) народов Российской Федерации на территории Российской Федерации (приказ Минстроя России от 4 августа 2020 г. № 421/пр).

Для определения сметной стоимости отдельных работ использована сметно-нормативная база ФЕР-2001 (Федеральные единичные расценки) на строительные работы и ФССЦ.

При составлении локального сметного расчёта использован базисно-индексный метод, сущность которого заключается в определении сметной стоимости на основе единичных расценок, привязанных к местным условиям строительства, с последующим переводом сметной стоимости в текущий уровень путём применения индексов.

Для перевода базисных цен в текущий уровень цен использованы индексы изменения сметной стоимости строительно-монтажных работ по объектам строительства, определяемых с применением федеральных и территориальных единичных расценок, на I квартал 2023 г. в соответствии с Письмом Министерства строительства жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 23.02.2023 № 9791-ИФ/09 «О рекомендуемой величине индексов изменения сметной стоимости строительства в I квартале 2023 года, в том числе величине индексов изменения сметной стоимости строительно-монтажных работ, индексов изменения сметной стоимости пусконаладочных работ».

Размер накладных расходов (102 %) определен для работ «Бетонные и железобетонные монолитные конструкции и работы в строительстве» в процентах от фонда оплаты труда рабочих-строителей и механизаторов в соответствии с Приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 21.12.2020 №812/пр «Об утверждении методики по разработке и применению нормативов накладных расходов при определении сметной стоимости строительства, реконструкции, капитального ремонта, сноса объектов капитального строительства» [12]. Индексы для объекта: ОТ - 37,87; ЭМ - 13,84; в т.ч.ОТм - 37,87; М - 7,15.

Размер сметной прибыли (58 %) определен для работ «Бетонные и железобетонные монолитные конструкции и работы в строительстве» в процентах от фонда оплаты труда рабочих и машинистов в соответствии с Приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 11.12.2020 № 774/пр «Об утверждении Методики по разработке и применению нормативов сметной прибыли при определении сметной стоимости строительства, реконструкции, капитального ремонта, сноса объектов капитального строительства» [13].

Размер затрат на строительство и разборку временных зданий и сооружений принят 1,8% в соответствии с Приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 19.06.2020 №332/пр «Об утверждении Методики определения затрат на строительство временных зданий и сооружений, включаемых в сводный сметный расчёт стоимости строительства объектов капитального строительства».

Размер дополнительных затрат на производство строительно-монтажных работ в зимний период принят 3,0% в соответствии с Приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 25.05.2021 № 325/пр приложение 1 пункт 82 «Об утверждении Методики определения дополнительных затрат при производстве работ в зимнее время».

Резерв средств на непредвиденные расходы и затраты принят в размере 2% для непромышленных зданий в соответствии с Приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 04.08.2020 № 421/пр «Об утверждении Методики определения сметной стоимости строительства, работ по сохранению объектов культурного наследия (памятников истории и культуры) народов Российской Федерации на территории Российской Федерации».

Налог на добавленную стоимость (НДС) составляет 20% от суммарной стоимости всех выполненных работ и затрат, включая лимитированные, в соответствии с Налоговым кодексом Российской Федерации.

Локальный сметный расчёт представлен в приложении X.

Структура локального сметного расчёта № 02-01-01 на строительные работы по разделам на возведение монолитного каркаса здания представлена в таблице 6.2.

Таблица 6.2 – Структура локального сметного расчета на работы по возведению монолитного железобетонного каркаса по разделам

Разделы	Сумма, руб.		Удельный вес, %
	Базисный уровень	Текущий уровень	
1	2	3	4
Раздел 1 «Колонны»	228428,78	4098582,81	19,52
Раздел 2 «Стены»	671323,79	8449436,54	40,23
Раздел 3 «Перекрытия»	117213,82	1682994,57	8,01
Раздел 4 «Лестницы»	165706,41	2328420,97	10,15
Лимитированные затраты	82208,53	1151059,57	5,42
НДС	252976,27	3542098,89	16,67
ИТОГО	1517857,59	21252593,34	100

Структура локального сметного расчёта (ЛСР) на строительные работы по разделам в виде круговой диаграммы представлена на рисунке 6.1, в виде гистограммы на рисунке 6.2.

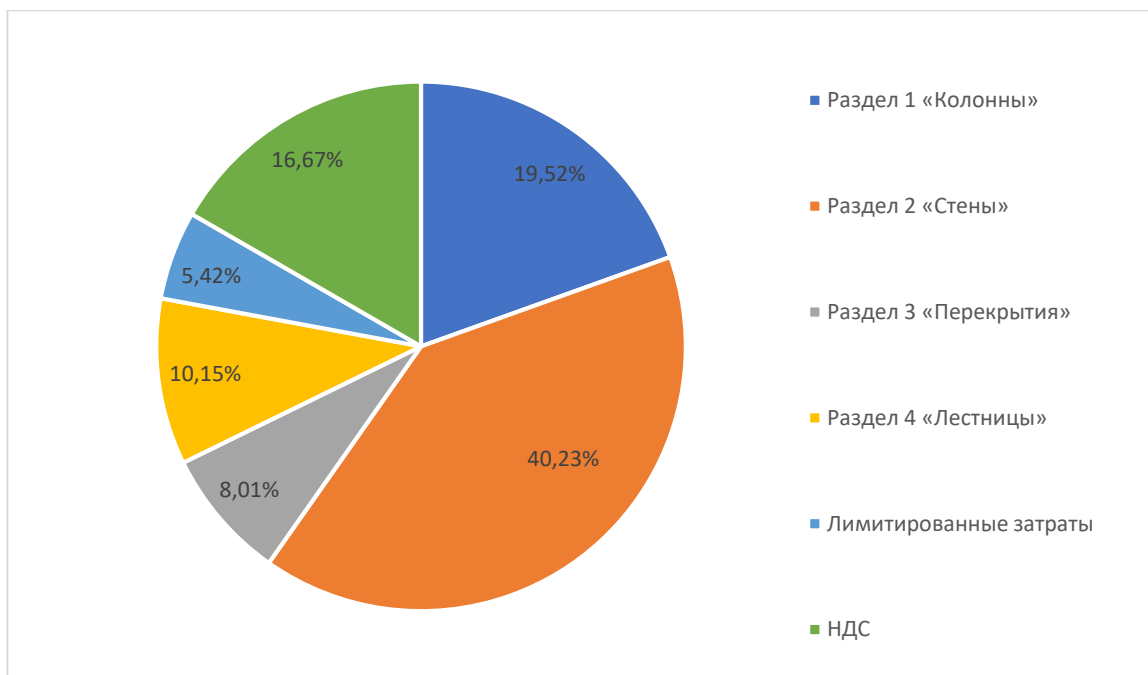


Рисунок 6.1 – Анализ структуры локального сметного расчёта на работы по возведению монолитного железобетонного каркаса по разделам

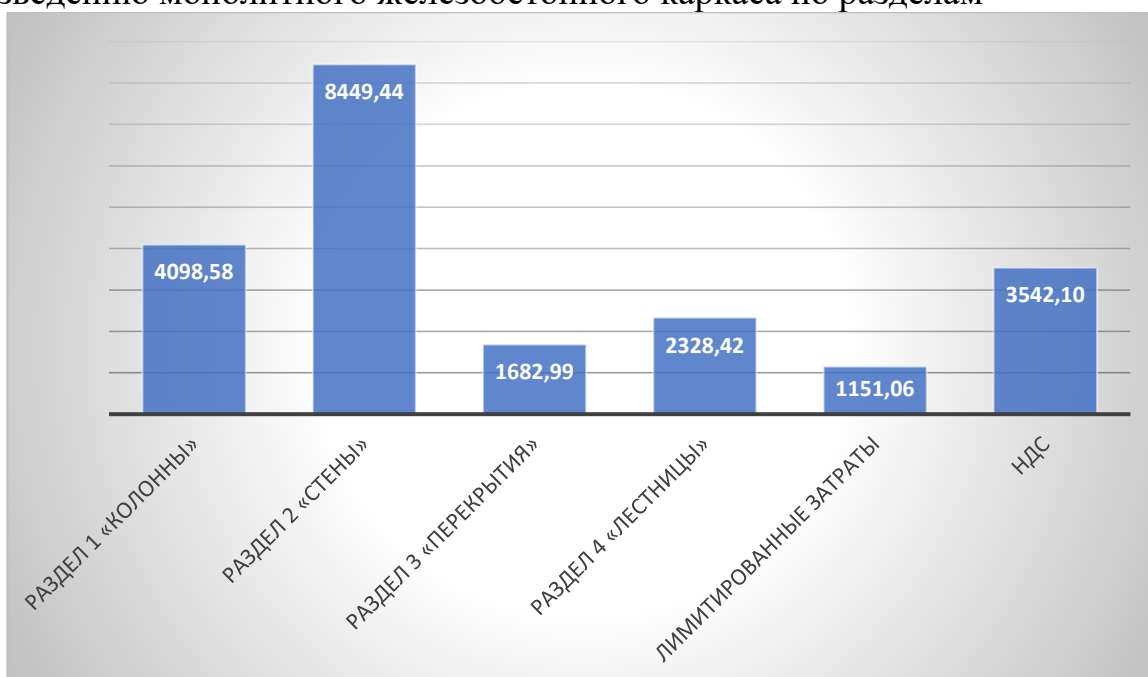


Рисунок 6.2 – Гистограмма отображения уровня сметной стоимости на работы по возведению монолитного железобетонного каркаса по разделам в тыс. руб.

Исходя из вышеперечисленных данных, можно сделать вывод, что наибольший удельный вес приходится на «Раздел 2. Стены» и составляет

40,23%, а наименьший на «Лимитированные затраты» (затраты на строительство временных зданий и сооружений, затраты на производство работ в зимнее время и непредвиденные затраты) – 5,42%.

Структура ЛСР № 02-01-01 на строительные работы по возведению монолитного каркаса по составным элементам представлена в таблице 6.2.

Таблица 6.2 – Структура локального сметного расчета на работы по возведению монолитного железобетонного каркаса по составным элементам

Элементы	Сумма, руб.		Удельный вес, %
	Базисный уровень	Текущий уровень	
1	2	3	4
Прямые затраты, всего	1018709,95	10350161,87	48,70
в том числе:			
- материалы (М)	892846,81	6383854,70	32,3
- эксплуатация машин (ЭМ)	33297,12	460832,16	2,33
- оплата труда рабочих (ОТ)	92566,02	3505475,00	16,49
Накладные расходы	104526,32	3958411,55	16,82
Сметная прибыль	59436,53	2250861,47	9,57
Лимитированные затраты	82208,53	1151059,57	5,82
НДС	252976,27	3542098,89	16,67
ИТОГО	1517857,59	21252593,34	100,00

Структура ЛСР № 02-01-01 на строительные работы по возведению монолитного каркаса по составным элементам представлена в виде круговой диаграммы на рисунке 4, в виде гистограммы на рисунке 6.3.



Рисунок 6.3 – Анализ структуры локального сметного расчёта на работы по возведению монолитного железобетонного каркаса по составным элементам

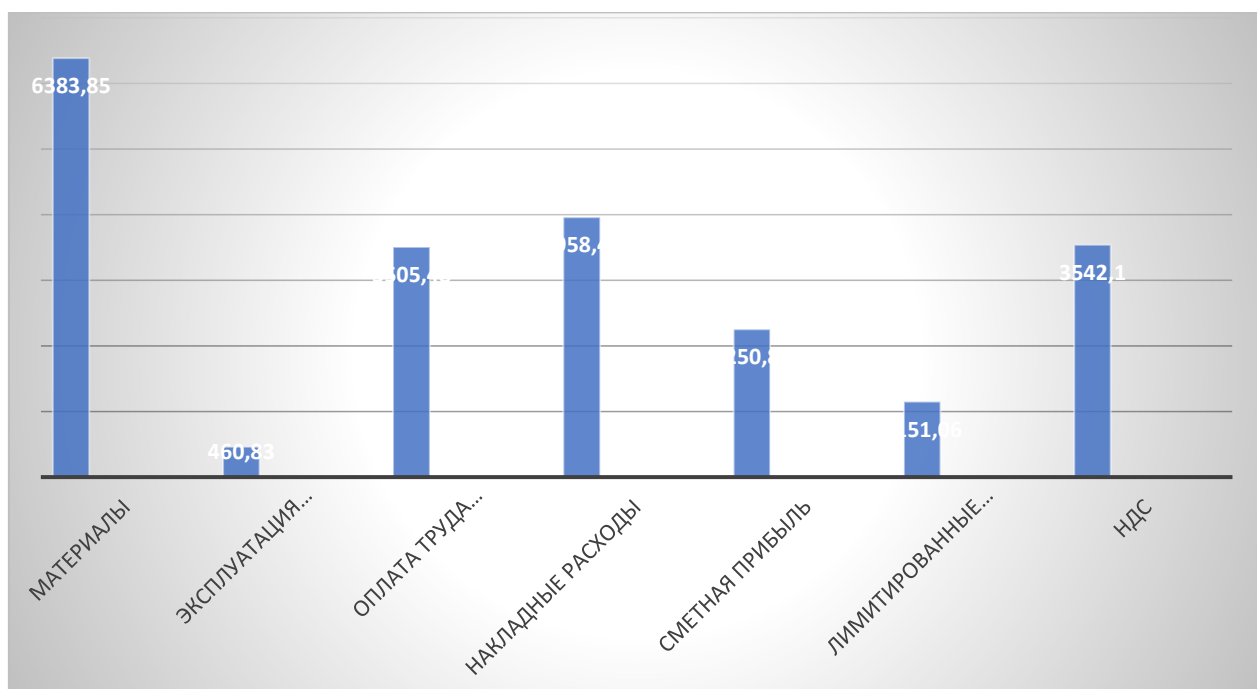


Рисунок 6.4 – Гистограмма отображения уровня сметной стоимости на работы по монтажу монолитного железобетонного каркаса по составным элементам

Проанализировав данные, делаю вывод, что наибольший удельный вес затрат в структуре ЛСР № 1 приходится на «Материалы» - 32,3%. Наименьший удельный вес приходится на «эксплуатацию машин» - 2,33%.

6.3 Техничко-экономические показатели проекта

Техничко-экономические показатели являются обоснованием технических, технологических, планировочных и конструктивных решений и составляют основу каждого проекта. Данные показатели служат основанием для решения вопроса о целесообразности строительства объекта при запроектированных параметрах и утверждения проектной документации для строительства.

При разработке проекта был осуществлён расчёт технико-экономических показателей, характеризующих целесообразность строительства 4-х этажного офисно-торгового комплекса в монолитно-каркасном исполнении в г. Абакан. Результаты расчёта ключевых показателей сгруппированы в таблице 6.3.

Правила подсчёта общей площади, строительного объёма, площади застройки и количества этажей общественных зданий определены СП 118.13330.2012 Общественные здания и сооружения. Актуализированная редакция СНиП 31-06-2009.

Площадь застройки проектируемого объекта равна 1584,87 м², определена как площадь горизонтального сечения по внешнему обводу здания по цоколю, включая выступающие части (входные площадки и ступени, веранды, террасы, приямки, входы в подвал).

Полезная площадь здания определена как сумма площадей всех размещаемых в нём помещений, а также балконов и антресолей в залах, фойе, и т.п., за исключением лестничных клеток, лифтовых шахт, внутренних открытых лестниц, пандусов, шахт и помещений (пространств) для инженерных коммуникаций. Полезная площадь проектируемого здания составляет 5673,0 м².

Этажность проектируемого здания составляет 4 этажа. При определении этажности здания учтены все надземные этажи.

Строительный объём здания определён как сумма строительного объёма выше отметки 0.000 (надземная часть) и строительного объёма ниже отметки 0.000 (подземная площадь), измеряемого до уровня пола последнего подземного этажа, строительный объём составляет 37848,62 м³.

Строительный объём надземной части равен 37848,62 м³ и определён в пределах ограничивающих наружных поверхностей с включением ограждающих конструкций, световых фонарей и других надстроек, начиная с отметки чистого пола надземной и подземной частей здания, без учёта выступающих архитектурных деталей и конструктивных элементов, козырьков, портиков, балконов, террас, объёма проездов и пространства под зданием на опорах (в чистоте), проветриваемых подполий и подпольных каналов.

Объёмный коэффициент рассчитан по формуле (6.2):

$$K_{об} = \frac{V_{стр}}{S_{пол}} = \frac{37848,62}{5673,0} = 6,67, \quad (6.2)$$

где $V_{стр}$ – строительный объём, м³;

$S_{пол}$ – полезная площадь здания, м².

Расчёт прогнозной стоимости строительства, определённой с использованием УНЦС, осуществлён в разделе 1.4 курсовой работы. Прогнозная стоимость строительства составляет 618 953 050 руб.

Прогнозная стоимость 1 м² полезной площади рассчитана по формуле (6.3):

$$C_{1\text{м}^2} = \frac{C_{\text{нцс}}}{S_{\text{пол}}} = \frac{618953050}{5673,0} = 109105,07 \text{ руб.}, \quad (6.3)$$

где $C_{\text{нцс}}$ – прогнозная стоимость строительства (по УНЦС), руб.;

$S_{\text{пол}}$ – то же, что и в формуле (1.5.1).

Прогнозная стоимость 1 м³ полезной площади рассчитана по формуле (6.4):

$$C_{1\text{м}^3} = \frac{C_{\text{нцс}}}{V_{\text{стр}}} = \frac{618953050}{37848,62} = 16353,38 \text{ руб.}, \quad (6.4)$$

где $C_{\text{нцс}}$ – то же, что и в формуле (6.3);

$V_{\text{стр}}$ – то же, что и в формуле (6.3).

В таблице 6.3 отражены основные технико-экономические показатели проекта.

Таблица 6.3 – Технико-экономические показатели проекта строительства 4-х этажного торгово-офисного центра в г. Абакан

Наименование показателя	Ед. изм.	Значение
1. Объемно-планировочные показатели		
Площадь застройки	м ²	1584,87
Площадь объекта	м ²	5673,0
Этажность	эт.	4
Материал стен		Кирпич, монолитный железобетон
Высота этажа	м	4; 2,6
Строительный объем, всего, в том числе	м ³	37848,62
надземной части	м ³	37848,62
подземной части	м ³	0
Объемный коэффициент		6,67
2. Стоимостные показатели		
Прогнозная стоимость строительства объекта (УНЦС)	тыс. руб.	618953,05
Прогнозная стоимость 1 м ²	тыс. руб.	109,11
Прогнозная стоимость работ по устройству 1 м ³ строительного объема	тыс. руб.	16,35
3. Прочие показатели проекта		
Продолжительность строительства	мес.	24

Анализ каждого из вышеперечисленных показателей позволяет сформировать оценку эффективности проекта по возведению 4-х этажного офисно-торгового комплекса в монолитно-каркасном исполнении. Совокупные результаты анализа технико-экономических показателей показывают, что строительство является экономически целесообразным, результаты расчётов технико-экономических показателей доказывают достаточную эффективность проекта.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Результатом бакалаврской работы в виде проекта разработана проектно-сметная документация на строительство офисно-торгового комплекса в монолитно-каркасном исполнении в г. Абакан.

Проектная документация разработана в соответствии с заданием на проектирование.

Технические решения, принятые в проекте, соответствуют требованиям экологических, санитарно-гигиенических, противопожарных и других норм, действующих на территории Российской Федерации, и обеспечивают безопасную для жизни и здоровья людей эксплуатацию объекта при соблюдении предусмотренных проектом мероприятий.

В результате проектирования были разработаны основные вопросы проектирования и строительства блока:

- проработаны архитектурно- планировочные и объемно-конструктивные решения;
- выполнено сравнение двух вариантов свайных фундаментов (с забивными и буронабивными);
- разработана технологическая карта на монтаж монолитного каркаса;
- запроектирован строительный генеральный план на период возведения надземной части;
- определена стоимость строительства на основе укрупненных нормативов цены строительства (НЦС), стоимость работ на возведение монолитного каркаса.

Графическая часть бакалаврской работы выполнена с помощью программ КОМПАС-3D.

Задачи, поставленные при выполнении бакалаврской работы, выполнены в полном объеме. Полученные конструктивные решения обеспечивают прочность и устойчивость здания, а решения по технологической карте и строительному генеральному плану гарантируют рациональный подход к использованию материалов и организации строительства.

Теоретическая и проектная ценность полученных результатов заключается в применении решений, направленных на создание комфортных условий при осуществлении учебного процесса в школе.

СПИСОК ИСПОЛЬЗУЕМЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. О составе разделов проектной документации и требованиях к их содержанию: постановление РФ от 16.02.2008 №87 (ред. От 12.11.2016 СП 54.13330.2016 Здания жилые многоквартирные. Актуальная редакция СНиП 31-01-2003 (с Изменениями № 1, 2, 3)) – Введ. 04.06.2017. – Москва: ОАО ЦПП, 2016. – 35с.
2. СанПиН 1.2.3685-21 Гигиенические нормативы и требования к обеспечению безопасности и (или) безвредности для человека факторов среды обитания. – Введ. 28.01.2021. – Москва: Минздравмедпром России, 2021 – 1025с.
3. ФЗ № 52-А О санитарно-эпидемиологическом благополучии населения от 30.03.1999 г.
4. ФЗ №123 Технический регламент о требованиях пожарной безопасности от 22.08.2008 г.
5. СП 131.13330.2020 Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23-01-99*. Введ. 24.12.2020 – Москва: Минстрой России, 2020. – 151с.
6. ГОСТ Р 52544-2006 Прокат арматурный свариваемый периодического профиля классов А500С и В500С для армирования железобетонных конструкций. Технические условия. – Введ. 01.01.2007 – Москва: Стандартиформ, 2007. – 23с.
7. ГОСТ 26633-2015 Бетоны тяжёлые мелкозернистые. Технические условия. – Введ. 01.09.2016 – Москва: ОАО "НИЦ "Строительство", 2015. – 13с.
8. СП 50.13330.2012 Тепловая защита зданий. Актуализированная редакция СНиП 23-02-2003. – Введ. 01.07.2013 – Москва: Минрегион России, 2012. – 93с.
9. СП 23-101-2004 Проектирование тепловой защиты зданий. Актуализированная редакция СП 23-101-2000. – Введ. 01.06.2004 – Москва: ОАО ЦПП, 2004. – 79с.
10. ГОСТ 30674-99 Блоки оконные из поливинилхлоридных профилей. Технические условия. – Введ. 01.01.2001 – Москва: Госстрой России, 2001. – 54с.
11. ГОСТ 31173-2016 Блоки стальные. Технические условия. – Введ. 01.07.2017 – Москва: Росстандарт, 2014. – 44с.
12. СН 2.2.3/2.1.8.562-96 Шум на рабочих местах, в помещениях жилых общественных зданий и на территории жилой застройки. – Введ. 31.10.1996. – Москва: Минздравмедпром России, 1996 – 20с.
13. СП 160.1325800.2014 Здания и комплексы многофункциональные. – Введ. 07.08.2014 – Москва: Минстрой России, 2014. – 26с.
14. ГОСТ 31173-2016 Здания жилые и общественные. Параметры микроклимата в помещениях. – Введ. 01.01.2013 – Москва: Стандартиформ,

2016. – 15с.

15. ГОСТ 27751-2014 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения. – Введ. 01.07.2015. – Москва: ОАО "НИЦ "Строительство", 2014. – 23с.

16. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. Введ. 04.06.2017 – Москва: Минстрой России, 2016. – 90с.

17. СП 63.13330.2018 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. – Введ. 26.09.2019. – Москва: Минстрой России, 2018. – 150с.

18. Проектирование железобетонных конструкций: справ. пособие / А.Б. Гольшев [и др.]; под ред. А.Б. Гольшева. – 2-е изд., перераб. и доп. – Киев: Будивэльник, 1990. – 544 с.

19. Расчет железобетонных конструкции без предварительно напряженной арматуры. Методическое пособие к СП 63.13330.2018/ сост. Н.Н. Трекина – Москва: НИИСФ РАССН, 2018. – 293с.

20. ГОСТ 23279-2012 Сетки арматурные сварные для железобетонных конструкций и изделий. Общие технические условия – Введ. 01.07.2013 – Москва: Стандартиформ, 2013. – 11с.

21. Проектирование железобетонных конструкций: справ. пособие / А.Б. Гольшев [и др.]; под ред. А.Б. Гольшева. – 2-е изд., перераб. и доп. – Киев: Будивэльник, 1990. – 544 с.

22. Расчет железобетонных конструкции без предварительно напряженной арматуры. Методическое пособие к СП 63.13330.2018/ сост. Н.Н. Трекина – Москва: НИИСФ РАССН, 2018. – 293с.

23. ГОСТ 23279-2012 Сетки арматурные сварные для железобетонных конструкций и изделий. Общие технические условия – Введ. 01.07.2013 – Москва: Стандартиформ, 2013. – 11с.

24. СП 22.13330.2016 Основания и фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.02-83. – Введ. 20.05.2011. – Москва: ОАО ЦПП, 2011. – 162с.

25. СП 24.13330.2021 Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85. – Введ. 14.12.2023. – Москва: Минстрой России, 2021. – 119с.

26. Основание и фундаменты. Проектирование свайных фундаментов из забивных свай: учебно-методическое пособие для курсового и дипломного проектирования/ сост. Козаков. – СФУ, 2012. – 52с.

27. Основания и фундаменты в курсовом проектировании: учебно-методическое пособие/ сост.: О. М. Преснов. – Электрон. дан. (540 Кб). – Красноярск СФУ, 2019. – 75с.

28. СНиП 1.04.03-85* Нормы продолжительности строительства и задела в строительстве предприятий, зданий и сооружений: в2ч. – Госстрой

России – Москва: АПП ЦИТП, 1991.

29. СанПин 2.2.3.1984-03 Гигиенические требования к организации строительного производства – Введ. 30.06.2003. – Москва: Минздравмедпром России, 2003 – 57с.

30. СНиП 12-03-2001 Безопасность труда в строительстве. Часть 1. Общие требования. – Введ. 01.09.2001. – Москва: Минстрой России, 2001. – 48с.

31. СП 44.13330.2011 Административные и бытовые здания. Актуализированная редакция СНиП 2.09.04-87. – Введ. 20.05.2011 – Москва: ОАО "ЦНИИПромзданий", 2011. – 34с.

32. ГОСТ Р 58762-2019 Здания мобильные (инвентарные). Системы санитарно-технические. Общие технические условия. – Введ. 01.09.2020 – Москва: АО «ЦНИИПромзданий, 2019. – 13с.

33. СП 45.13330.2017 Земляные сооружения, основания и фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 3.02.01-87. – Введ. 28.08.2017. – Москва: Минстрой России, 2017. – 19с.

34. СП 70.13330.2012 Несущие и ограждающие конструкции. Актуализированная редакция СНиП 3.03.01-87. – Введ. 25.12.2012 – Москва: Госстрой России, 2012. – 230с.

35. СП71.13330.2017 Изоляционные и отделочные работы. Актуализированная редакция СНиП 3.04.01-87. – Введ. 28.08.2017 – Москва: Минстрой России, 2017. – 57с.

36. СП 40.102.2000 Наружные сети и сооружения водоснабжения и канализации. – Введ. 01.09.2000 – Москва: Минстрой России, 2017. – 27с.

37. РД-11-06-2007. Методические рекомендации о порядке разработки проектов производства работ грузоподъемными машинами и технологических карт погрузочно-разгрузочных работ. – Введ. 01.07.2007. – Москва: Ростехнадзор, 2007. – 199с.

38. Каталог. Строительно-монтажные краны импортного производства. Технические характеристики. Стреловые самоходные краны на шасси автомобильного типа фирмы КРУПП. – Москва: ПТКИпромстрой, 1997.

39. ГОСТ 12.3.003-86 Система стандартов безопасности труда. Работы электросварочные. Требования безопасности. – Введ. 01.01.1988 – Москва: Стандартиформ, 1988. – 13с.

40. СП 48.13330.2019 Организация строительства. Актуализированная редакция СНиП 12-01-2004 (с Изменением №1). – Введ. 25.06.2020. – Москва: ОАО ЦПП, 2011. – 61 с

41. Расчетные нормативы для составления проектов организации строительства. – Введ. 01.01.2021. – Москва: Стройиздат, 2021. – 61 с.

42. ГОСТ 12.1.046-2014 Система стандартов безопасности труда (ССБТ). Строительство. Нормы освещения строительных площадок. Межгосударственный стандарт. – Введ. 01.07.2015. – Москва:

Стандартинформ, 2015. – 24 с.

43. ГОСТ 3262-75 Трубы стальные водогазопроводные. Технические условия (с Изменениями N 1, 2, 3, 4, 5, 6). Межгосударственный стандарт. – Введ. 01.01.1977. – Москва: Стандартинформ, 2007. – 12 с.

44. СП 12-136-2002 Решения по охране труда и промышленной безопасности в проектах организации строительства и проектах производства работ. – Введ. 01.01.2003. – Москва: ГУП ЦПП, 2003. – 8 с.

45. СП 12-135-2003 Безопасность труда в строительстве. Отраслевые типовые инструкции по охране труда. – Введ. 01.07.2003. – Москва: ГУП ЦПП, 2003. – 8 с.

46. Организационно-технологическая документация в строительстве: учебнометодическое пособие для практических занятий, курсового и дипломного проектирования / сост. Терехова И. И., Панасенко Л. Н., Клиндух Н. Ю. – Красноярск: СФУ, 2012. – 40с.

47. Каталог схем строповок конструкций зданий и сооружений территориальных каталогов ТК-1-1.88 и ТК-1-2 и строительны материалов в контейнерах. – М.: МК ТОСП, 2002. – 58 с.

48. Дикман Л. Г. Организация строительного производства: учебник для строительных вузов / М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2006. – 608с.

49. МДС 12-46.2008 Методические рекомендации по разработке и оформлению проекта организации строительства, проекта организации работ по сносу (демонтажу), проекта производства работ. – Введ. 12.01.2009. – Москва: ЗАО «ЦНИИОМТП», 2009. – 23 с.

50. Кирнев А. Д. Организация в строительстве. Курсовое и дипломное проектирование: Учебное пособие. 2-е изд., перераб. и доп.

51. Приказ Минстроя России от 29 мая 2019 г. № 314/пр «Об утверждении методики разработки и применения укрупненных нормативов цены строительства, а также порядка их утверждения».

52. Укрупненные нормативы цены строительства НЦС 81-02-03-2023. Сборник № 03. «Объекты образования», дата введения 27.02.2023г.

53. Приказ Минстроя России от 27 февраля 2023 г. № 122/пр «Об утверждении укрупненных нормативов цены строительства «Укрупненные нормативы цены строительства. НЦС 81-02-03-2023. Сборник № 03. Объекты образования».

54. Укрупненные нормативы цены строительства НЦС 81-02-16-2023 Сборник № 16. «Малые архитектурные формы», дата введения 06.03.2023г.

55. Приказ Минстроя России от 6 марта 2023 г. № 154/пр «Об утверждении укрупненных нормативов цены строительства «Укрупненные нормативы цены строительства. НЦС 81-02-16-2023. Сборник № 16. Малые архитектурные формы».

56. Укрупненные нормативы цены строительства. НЦС 81-02-17-2023.

Сборник № 17. Озеленение.

57. Приказ Минстроя России от 6 марта 2023 г. № 164/пр «Об утверждении укрупненных нормативов цены строительства «Укрупненные нормативы цены строительства. НЦС 81-02-17-2023. Сборник № 17. Озеленение».

58. Методика определения сметной стоимости строительства, реконструкции, капитального ремонта, сноса объектов капитального строительства, работ по сохранению объектов культурного наследия (памятников истории и культуры) народов Российской Федерации на территории Российской Федерации»: Приказ Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 04.08.2020 г. № 421/пр.

59. Методика по разработке и применению нормативов накладных расходов при определении сметной стоимости строительства, реконструкции, капитального ремонта, сноса объектов капитального строительства: Приказ Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 21.12.2020 № 812/пр.

60. Методика по разработке и применению нормативов сметной прибыли при определении сметной стоимости строительства, реконструкции, капитального ремонта, сноса объектов капитального строительства: Приказ Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 11.12.2020 № 774/пр.

61. Письмо Минстроя России от 10.03.2023 № 12381-ИФ/09 «О рекомендуемой величине индексов изменения сметной стоимости строительства в I квартале 2023 года, в том числе величине индексов изменения сметной стоимости строительно-монтажных работ, индексов изменения сметной стоимости пусконаладочных работ».

62. Методика определения затрат на строительство временных зданий и сооружений, включаемых в сводный сметный расчет стоимости строительства объектов капитального строительства: Приказ Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 19.06.2020 № 332/пр.

63. Методика определения дополнительных затрат при производстве работ в зимнее время: Приказ Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 25.05.2021 № 325/пр.

ПРИЛОЖЕНИЕ А

Локальный сметный расчёт

Форма локального сметного расчета (сметы)
(вариант формы по Методике приказ 421/пр, приложение 2
(упрощенный учебный вариант))

4х-этажный офисно-торговый комплекс в монолитно-каркасном исполнении в г. Абакан

(наименование стройки)

4х-этажный офисно-торговый комплекс в монолитно-каркасном исполнении в г. Абакан

(наименование объекта капитального строительства)

ЛОКАЛЬНЫЙ СМЕТНЫЙ РАСЧЕТ (СМЕТА) № 02-01-01

на Монтаж железобетонного каркаса
(наименование конструктивного решения)

Составлен Базисно-индексным методом

Составлен(а) в текущем уровне цен на 2 квартал 2023г.

Основание: 08.03.01.01 2023 БР

Сметная стоимость 21001,10 тыс. руб.

Средства на оплату труда рабочих 3505,48 тыс. руб.

№ п.п.	Обоснование	Наименование работ и затрат	Ед. изм.	Количество			Сметная стоимость в базисном уровне цен (в текущем уровне цен (гр. 8) для ресурсов, отсутствующих в ФРСН), руб.			Индексы	Сметная стоимость в текущем уровне цен, руб.
				на ед. измерения	коэффициенты	всего с учетом коэффициентов	на ед. измерения	коэффициенты	Всего		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Раздел 1. Колонны											
1	ФЕР-06-05-001-04	Устройство железобетонных колонн в деревянной опалубке высотой до 4 м, периметром до 2 м При производстве работ на высоте от 16 до 35 м (глубине) от поверхности земли (ЗТ(ОТ) – 1,04)	100 м3			2,9213					
		1 ОТ					9 089,60	1,04	27615,59	37,87	1045802,26
		2 ЭМ					9 600,75		9984,78	13,84	138189,36
		3 в т.ч.ОТм					1 342,78		3922,66	37,87	148551,26
		4 М					8 673,21		25337,05	7,15	181159,90
	08.4.03.03	Арматура	т	8,01		23,40					
	04.1.02.05	Смеси бетонные тяжелого бетона	м3	101,5		296,51					

6	ФССЦ-08.4.03.03-0005	Горячекатанная арматурная сталь класса А500 С, диаметром: 14 мм	т			46,95	5488,69		257717,89	7,15	1842682,92
7	ФССЦ-08.4.03.03-0003	Горячекатанная арматурная сталь класса А500 С, диаметром: 10 мм	т			20,12	5802,77		116770,85	7,15	834911,57
8	ТЦ_04.1.02.25_19_3443 127435_19.04.2023_01	Бетон тяжёлый, класс В25	м3			333,74	2465,00		115060,06	7,15	822679,40
Итого прямые затраты по разделу 2 Стены									596971,19		5633703,56
<i>в том числе:</i>											
оплата труда (ОТ)									41842,77		1584585,84
эксплуатация машин и механизмов (ЭМ)									11950,61		165396,43
материальные ресурсы (М)									543177,80		3883721,30
Итого ФОТ									46470,38		1759833,11
Итого накладные расходы (НР)									47399,78		1795029,77
Итого сметная прибыль (СП)									26952,82		1020703,20
Итого по разделу 2 Стены									671323,79		8449436,54
Раздел 3. Перекрытия											
9	ФЕР-06-08-001-05	Устройство перекрытий ребристых на высоте от опорной площади до 6 м При производстве работ на высоте от 16 до 35 м (глубине) от поверхности земли (ЗТ(ОТ) – 1,04)	100 м3			0,8425					
		1 ОТ					11 232,00	1,04	9841,48	37,87	372696,79
		2 ЭМ					5 120,96		5325,80	13,84	73709,05
		3 в т.ч.ОТм					560,91		472,57	37,87	17896,10
		4 М					25 949,32		21862,30	7,15	156315,46
	07.3.02.11	Конструкции стальные	т	0,28		0,24					
	08.4.03.03	Арматура	т	6,63		5,59					
	04.1.02.05	Смеси бетонные тяжелого бетона	м3	101,5		85,51					
Итого по расценке (прямые затраты)									42302,28		602721,30
ФОТ									10314,05		390592,89
	Приказ № 812/пр от 21.12.20 Прил. п.6	Накладные расходы	%	102		102			10520,33		398404,74
	Приказ № 774/пр от 11.12.20 Прил. п.6	Сметная прибыль	%	58		58			5982,15		226543,87
Всего по позиции											1227669,92
10	ФССЦ-07.03.02.11-0101	Тяжи и анкеры	т			0,24	12783,19		3015,55	7,15	21561,21
11	ФССЦ-08.4.03.03-0005	Горячекатанная арматурная сталь класса А500 С, диаметром: 14 мм	т			3,91	5488,69		21461,01	7,15	153446,23
12	ФССЦ-08.4.03.03-0003	Горячекатанная арматурная сталь класса А500 С, диаметром: 10 мм	т			1,68	5802,77		9723,89	7,15	69525,82
13	ТЦ_04.1.02.25_19_3443 127435_19.04.2023_01	Бетон тяжёлый, класс В25	м3			85,51	2465,00		29481,31	7,15	210791,39
Итого прямые затраты по разделу 3 Перекрытия									100711,35		1058045,95

		<i>в том числе:</i>								
		оплата труда (ОТ)					9841,48			372696,79
		эксплуатация машин и механизмов (ЭМ)					5325,80			73709,05
		материальные ресурсы (М)					85544,07			611640,11
		Итого ФОТ					10314,05			390592,89
		Итого накладные расходы (НР)					10520,33			398404,74
		Итого сметная прибыль (СП)					5982,15			226543,87
		Итого по разделу 3 Перекрытия					117213,82			1682994,57
	Раздел 4. Лестницы									
14	ФЕР-06-19-005-01	Устройство железобетонных лестничных маршей в инвентарной опалубке (подача бетона в бадьях) прямоугольных	100 м3			0,4146				
		1 ОТ					20 844,86	8643,05	37,87	327312,31
		2 ЭМ					5 415,58	2245,50	13,84	31077,72
		3 в т.ч.ОТм					796,18	330,13	37,87	12501,86
		4 М					3 422,16	1418,95	7,15	10145,52
	01.7.16.03	Палуба опалубки из бакелизированной фанеры	м2	29,2		12,11				
	08.4.03.03	Арматура	т	15,7		6,51				
	04.1.02.05	Смеси бетонные тяжелого бетона	м3	101,5		42,09				
	01.7.16.04	Конструкции металлические опалубки инвентарной (амортизация)	копмл			15				
		Итого по расценке (прямые затраты)					29682,6	12307,50		368535,55
		ФОТ						8973,18		339814,17
	Приказ № 812/пр от 21.12.20 Прил. п.6	Накладные расходы	%	102		102		9152,64		346610,45
	Приказ № 812/пр от 21.12.20 Прил. п.6	Сметная прибыль	%	58		58		5204,44		197092,22
		Всего по позиции								912238,23
15	ФССЦ-01.7.16.03-0025	Щиты опалубки ЩД 1.50.6, размер 1500х600х172 мм	м2			12,11	172,89	2093,25	7,15	14966,73
16	ФССЦ-08.4.03.03-0004	Горячекатанная арматурная сталь класса А500 С, диаметром: 12 мм	т			3,25	5584,58	18177,25	7,15	129967,35
17	ФССЦ-08.4.03.03-0001	Горячекатанная арматурная сталь класса А500 С, диаметром: 6 мм	т			3,25	6213,48	20224,26	7,15	144603,45
18	ТЦ_04.1.02.25_19_3443 127435_19.04.2023_01	Бетон тяжёлый, класс В25	т			42,09	2465,00	14509,25	7,15	103741,14
19	ФССЦ-01.7.16.04-0013	Опалубка металлическая	т			4,24	3938,20	2334,83	7,15	16694,03
20	ФЕР-06-20-001-01	Установка монолитных лестничных площадок в индустриальной мелкощитовой опалубке	100 м3			0,1754				
		1 ОТ					26 357,62	4623,13	37,87	175077,80
		2 ЭМ					21 610,23	3790,43	13,84	52459,61
		3 в т.ч.ОТм					3 180,20	557,81	37,87	21124,15
		4 М					68 827,62	12072,36	7,15	86317,41

	01.7.08.02	Добавка поверхностно-активная	кг	300		52,62					
	01.7.16.04	Конструкции металлические опалубки инвентарной (амортизация)	копмпл			14					
	08.4.03.02	Горячекатаная арматурная сталь класса А-I	т	17,75		3,11					
	08.4.03.03	Горячекатаная арматурная сталь класса А-III	т	0,75		0,13					
	04.1.02.05	Смеси бетонные тяжелого бетона	м3	101,5		18					
		Итого по расценке (прямые затраты)					116795,47		20485,93	313854,82	
		ФОТ							5180,93	196201,96	
	Приказ № 812/пр от 21.12.20 Прил. п.6	Накладные расходы	%	102		102			5284,55	200126,00	
	Приказ № 812/пр от 21.12.20 Прил. п.6	Сметная прибыль	%	58		58			3004,94	113797,13	
		Всего по позиции								627777,95	
21	ФССЦ-01.7.08.02-0011	Добавки поверхностно-активные ПАВ "ТЖК"	кг			52,62	4,39		231,00	7,15	1651,66
22	ФССЦ-01.7.16.04-0013	Опалубка металлическая	т			2,04	3938,20		8050,23	7,15	57559,16
23	ФССЦ-08.4.03.02-0001	Сталь арматурная, горячекатаная, гладкая, класс А-I, диаметр 6 мм	т			3,11	7418,82		23097,38	7,15	165146,29
24	ФССЦ-08.4.03.03-0032	Сталь арматурная, горячекатаная, периодического профиля, класс А-III, диаметр 12 мм	т			0,13	7997,23		1052,04	7,15	7522,05
25	ТЦ_04.1.02.25_19_3443 127435_19.04.2023_01	Бетон тяжёлый, класс В25	т			17,80	2465,00		6137,71	7,15	43884,64
		Итого прямые затраты по разделу 4 Лестницы							143059,83		1470795,16
		<i>в том числе:</i>									
		оплата труда (ОТ)							13266,18		502390,11
		эксплуатация машин и механизмов (ЭМ)							6035,93		83537,33
		материальные ресурсы (М)							123757,72		884867,72
		Итого ФОТ							14154,11		536016,13
		Итого накладные расходы (НР)							14437,19		546736,45
		Итого сметная прибыль (СП)							8209,38		310889,35

	Итого по разделу 4 Лестницы	165706,41		2328420,97
	ИТОГИ ПО СМЕТЕ			
	Итого прямые затраты по смете	1018709,95		10350161,87
	<i>в том числе:</i>			
	оплата труда (ОТ)	92566,02		3505475,00
	эксплуатация машин и механизмов (ЭМ)	33297,12		460832,16
	материальные ресурсы (М)	892846,81		6383854,70
	Итого ФОТ (справочно)	102476,78		3880795,64
	Итого накладные расходы (НР)	104526,32		3958411,55
	Итого сметная прибыль (СП)	59436,53		2250861,47
	Итого по смете	1182672,80		16559434,89
	Временные здания и сооружения (Приказ от 19.06.2020 № 332/пр прил.1 п.50) 1,8%	21288,11		298069,83
	Итого с временными	1203960,91		16857504,71
	Производство работ в зимнее время (Приказ от 25.05.2021 № 325/пр прил.1 п.85) 3,0%	36118,82718		505725,1414
	Итого с зимним удорожанием	1240079,73		17363229,86
	Непредвиденные затраты (Приказ от 4.08.2020 № 421/пр п.179) 2%	24801,59466		347264,5971
	Итого с непредвиденными	1264881,33		17710494,45
	НДС (НК РФ) 20%	252976,2656		3542098,891
	ВСЕГО по СМЕТЕ	1517857,59		21252593,34

Составил Студент гр. СБ19-11Б Лупанов Н.Д.
_____ [должность, подпись (инициалы, фамилия)]

Проверил Консультант Крелина Е.В.
_____ [должность, подпись (инициалы, фамилия)]

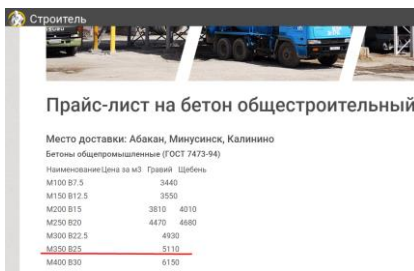
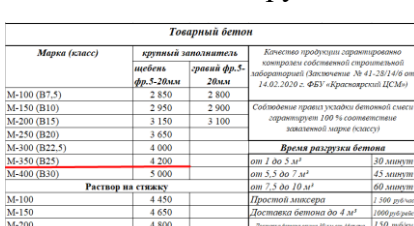


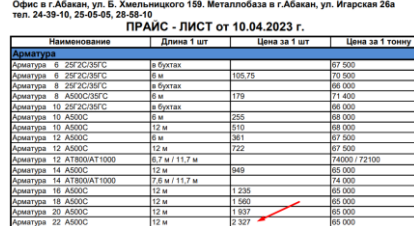
ПРИЛОЖЕНИЕ Б

Подбор документов, обосновывающих ценовые показатели материалов 4-х этажный офисно-торговый комплекс в монолитно-каркасном исполнении в г. Абакан

№ п.п.	Код строительного ресурса	Наименование строительного ресурса	Полное наименование строительного ресурса	Ед.изм.	Ед.изм. строительного	Текущая отпускная цена за ед. изм. в	Текущая отпускная цена за ед. изм. без НДС	Стоимость перевозки без	Заготовительно-складе	Заготовительно-складе	Сметная цена без НДС в руб.	Год	Квартал	Наименование производителя/постав	КПП организации	ИНН организации	Гиперссылка на веб-сайт производителя/поставщика	Населенный пункт расположения	Статус организации Производитель (1)/Поставщик (2)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Общестроительные работы																			
1.1	ТЦ_04.1.02_25_19_3443127435_19.04.2023_01	Бетон тяжёлый, класс В25	Бетон общепромышленный (ГОСТ 7473-94) М350 (В25) Товарный бетон М350 (В25) Бетон БСТ В25 (М350) П1-П4 F300 W8	м3	м3	5 110,00	4258,33	-	2	85,17	4343,50	2023	I	ООО "Строитель"	190101001	1901103758	http://бетон19.рф/beton	Абакан	1
						4 200,00	3500,00	-	2	70,00	3570,00			ИП Чёрных Сергей Валерьевич	-	191001815939	http://stroika19.ru	Абакан	1
						2 900,00	2416,67	-	2	48,33	2465,00			Бетонный завод СПК Бетон	344301001	3443127435	https://spk-beton.ru	Абакан	1
2.1	ТЦ_08.4.03_03_19_6671197148_19.04.2023_01	Сталь арматурная горячекатаная для железобетонных конструкций диаметром 22 мм, длиной 12 м, класс А500С	Арматура 22 12м а500с Арматура 22 А500С Арматура рифленая 22 (2ф) А500С ГОСТ 34028-2016	шт.	шт.	2 305,10	1920,92	-	0,75	14,41	1935,32	2023	I	АО "Сталепромышленная компания"	667001001	6671197148	https://abakan.spk.ru	Абакан	1
						2 327,00	1939,17	-	0,75	14,54	1953,71			ООО "Абакантех оп торг"	190101001	1901025972	https://abakantehoptorg.ru	Абакан	2
						2 364,00	1970,00	-	0,75	14,78	1984,78			АО "Евраз Маркет"	615401001	6154062128	https://krsk.evraz.market	Абакан	2

ПРИЛОЖЕНИЕ В

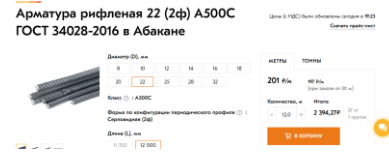
Обосновывающие документы

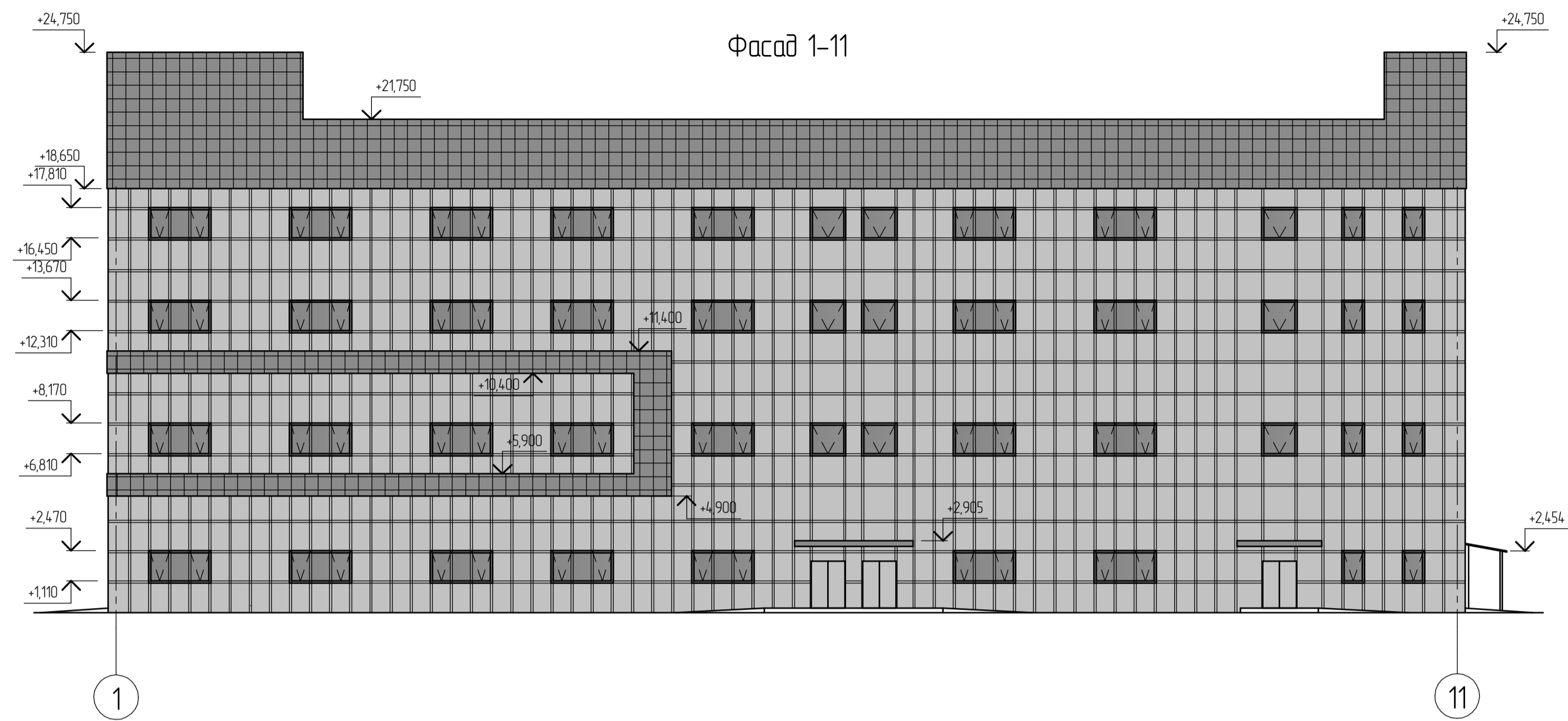
Наименование материала	Производитель, ссылка	Цена
1. Бетон тяжёлый В25	ООО «Строитель» http://бетон19.рф/бетон	За 1 м³ – 5110 рублей 
	ИП Чёрных Сергей Валерьевич http://stroika19.ru	За 1 м³ – 4200 рублей 
	Бетонный завод СПК Бетон https://spk-beton.ru/abakan/beton-na-granite	За 1 м³ – 2900 рублей 
2. Арматура диаметром 22 мм, длиной 12 м, класс А500С	АО «Сталепромышленная компания» https://abakan.spk.ru/product/armatura-22-12m-a500c/	За 1 шт. – 2305,10 рублей 
	ООО «Абакантехопторг» https://abakantehoptorg.ru/upload/prices/abakantehoptorg_Products.pdf	За 1 шт. – 2327 рублей 

АО «Евраз Маркет»

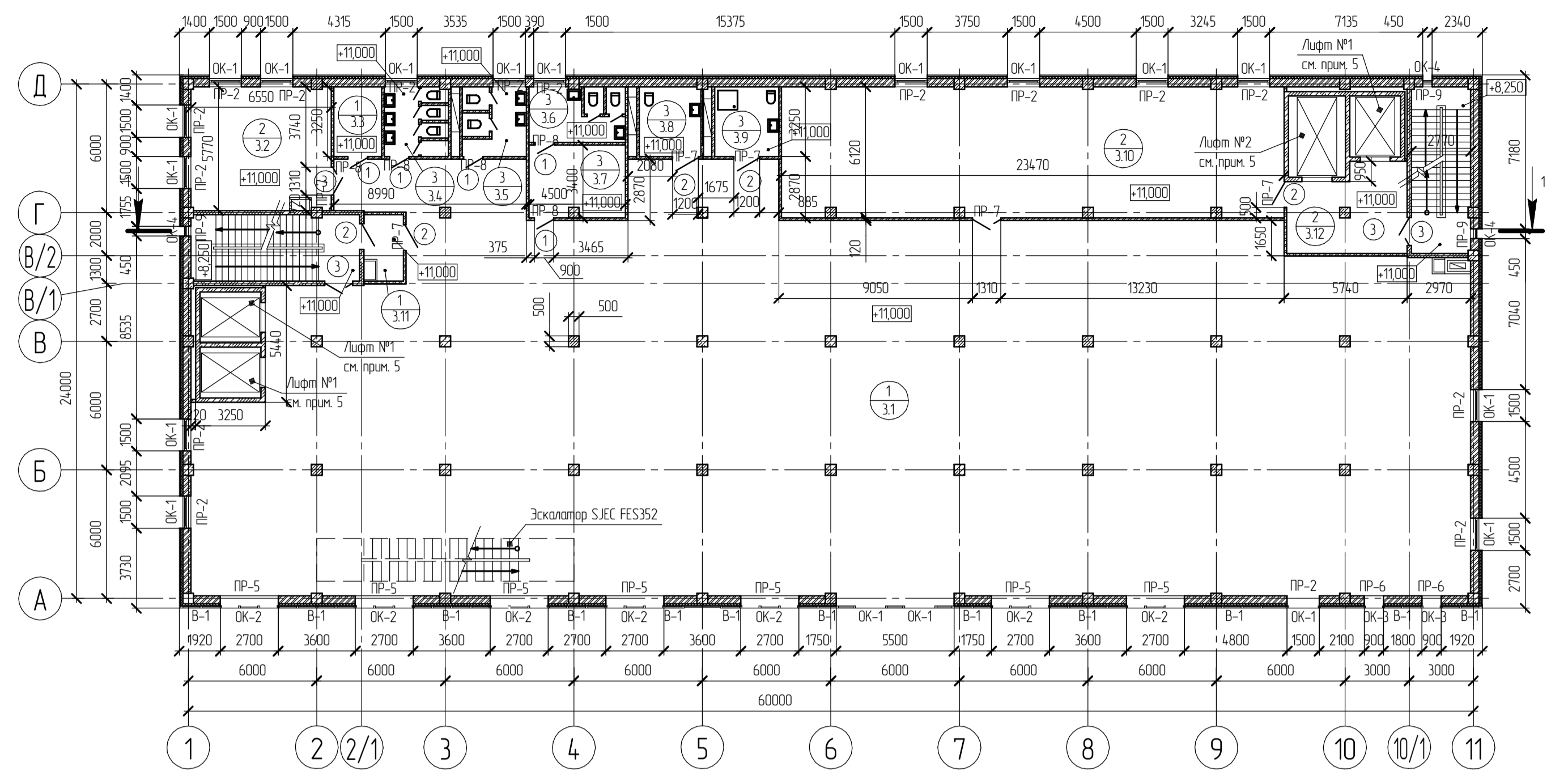
https://krsk.evraz.market/metall-oprokat/armatura/armatura_riflenaya/armatura_22_2f_a500s_gost_34028_2016_12000/?utm_source=stroyportal&utm_medium=price&utm_term=1561435612627942604&utm_content=4502991&strprt1=c5027744ffa6e2e76a59dd3d6e0b926c

За 1 шт. – 2364 рублей

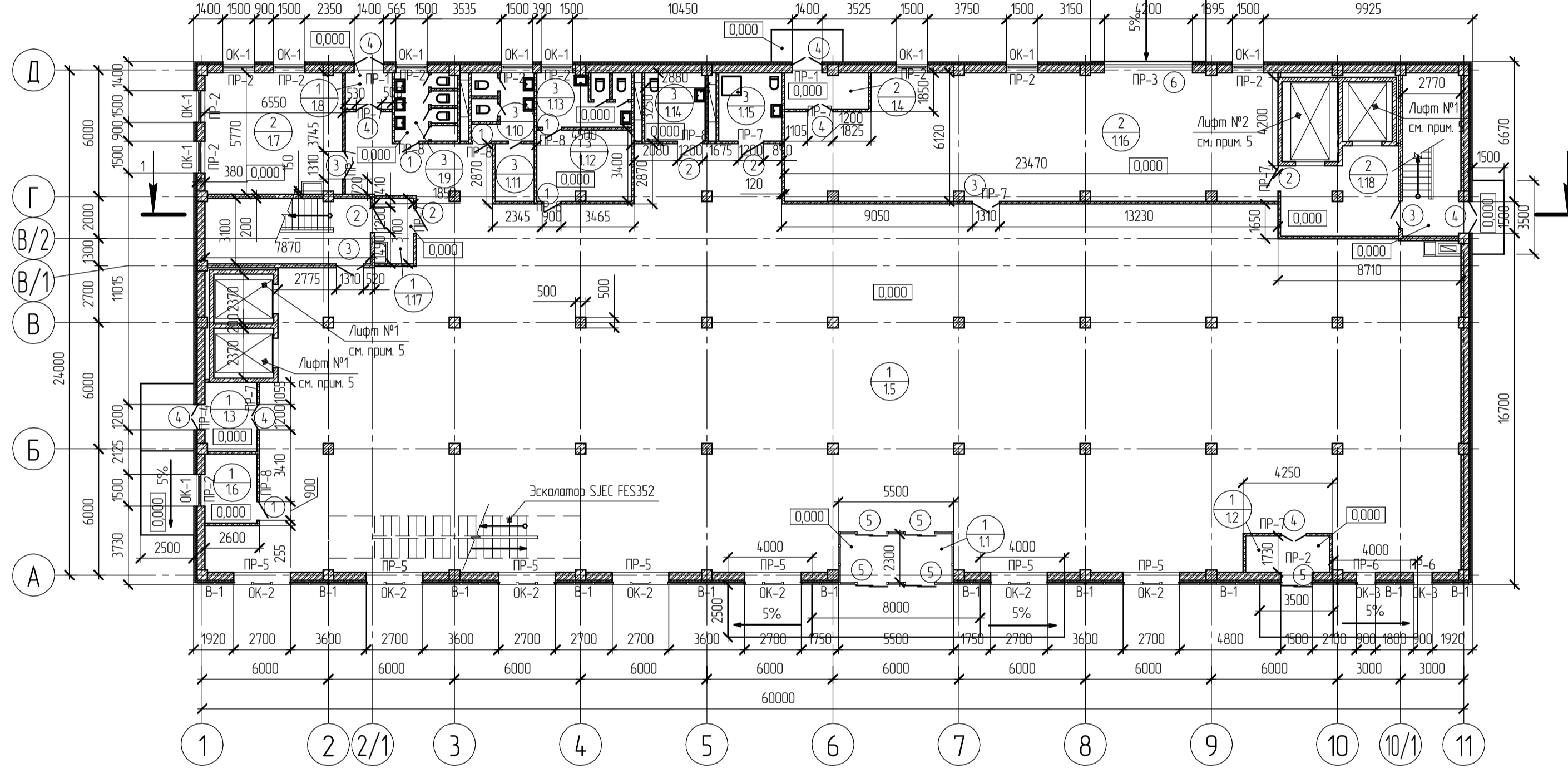




План на отм. +11.000



План на отм. 0.000



Экспликация помещений

Номер помещения	Наименование	Площадь, м²	Кат. помещения
1 этаж			
11	Тандыр	12,19	
12	Тандыр	6,94	
13	Тандыр	8,11	
14	Тандыр	6,88	
15	Торговый зал	987,16	
16	Помещение для поста охраны	8,16	
17	Помещение для хранения товара	37,63	
18	Тандыр	3,86	
19	С/у женский	9,70	
110	С/у мужской	9,75	
111	Помещение для уборочного инвентаря	5,09	
112	Гардероб для персонала	15,10	
113	С/у персонала	11,64	
114	С/у для малоименных групп населения	9,34	
115	Комната матери и ребенка	9,75	
116	Помещение для хранения товара	134,82	
117	Зона безопасности МГН	5,73	
118	Лифтовой холл (зона безопасности)	21,12	

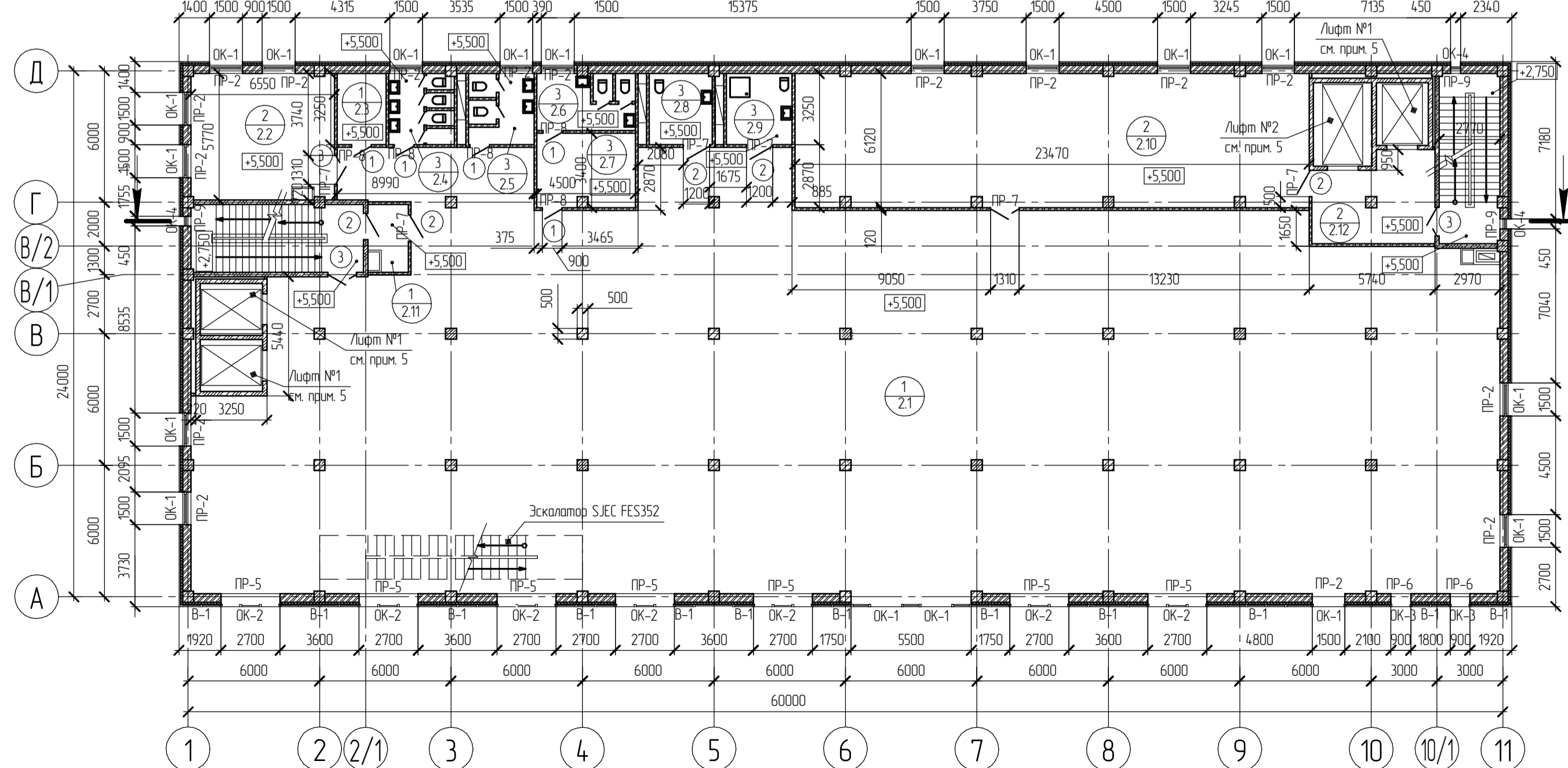
Экспликация помещений (продолжение)

Номер помещения	Наименование	Площадь, м²	Кат. помещения
2 этаж			
21	Торговый зал	1024,85	
22	Помещение для хранения товара	37,63	
23	Помещение для уборочного инвентаря	7,25	
24	С/у женский	9,70	
25	С/у мужской	9,75	
26	Гардероб для персонала	15,10	
27	С/у персонала	11,64	
28	С/у для малоименных групп населения	9,34	
29	Комната матери и ребенка	9,75	
210	Помещение для хранения товара	142,40	
211	Зона безопасности МГН	5,73	
212	Лифтовой холл (зона безопасности)	21,12	

Экспликация помещений (продолжение)

Номер помещения	Наименование	Площадь, м²	Кат. помещения
3 этаж			
31	Торговый зал	1024,85	
32	Помещение для хранения товара	37,63	
33	Помещение для уборочного инвентаря	7,25	
34	С/у женский	9,70	
35	С/у мужской	9,75	
36	Гардероб для персонала	15,10	
37	С/у персонала	11,64	
38	С/у для малоименных групп населения	9,34	
39	Комната матери и ребенка	9,75	
310	Помещение для хранения товара	142,40	
311	Зона безопасности МГН	5,73	
312	Лифтовой холл (зона безопасности)	21,12	

План на отм. +5.500



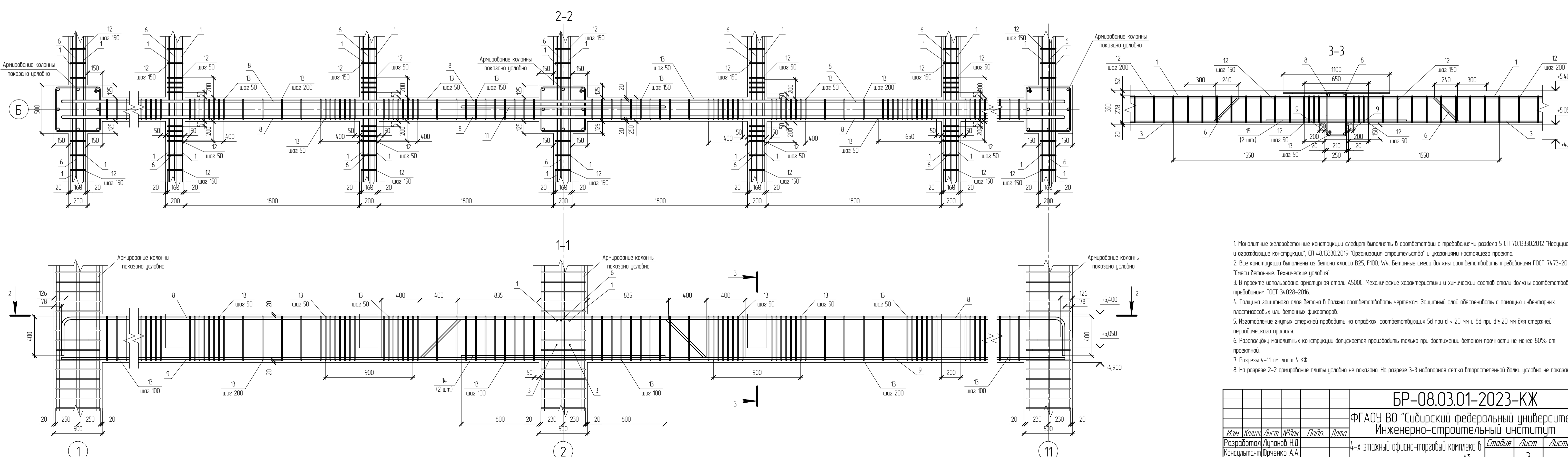
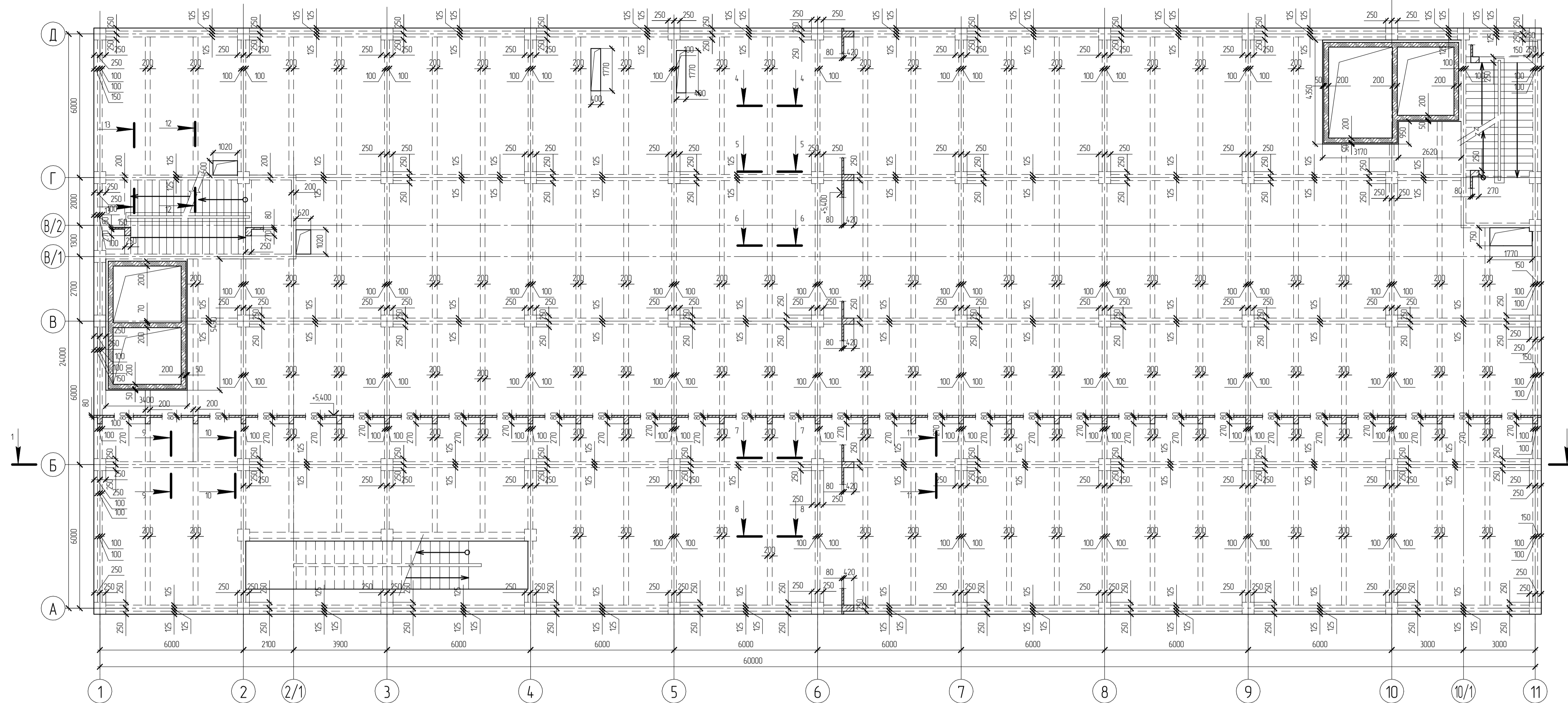
Условные обозначения

- Фиброцементные плиты Фасст-Т - RAL Classic 4003
- Выпуклое остекление фасада
- Ока

- Проектная документация выполнена в соответствии с действующими строительными, технологическими и санитарными нормами и предусматривает мероприятия, обеспечивающие надежность, пожарную безопасность и устойчивую работу объекта в чрезвычайных ситуациях, защиту окружающей среды при его эксплуатации и отчетов требованиям Т. радиостроительного кодекса РФ;
- Климатические условия по СП 1313330.2020
Площадка строительства расположена в респ. Хакасия, г. Абакан
- строительно-климатический район - В,
- снеговой район - II (Sq=1 кН/м² (СП 20.13330.2016),
- ветровой район - III (W0=0,38 кПа (СП 20.13330.2016),
- сейсмичность площадки строительства - 7 баллов (СП 14.13330.2018);
- За относительно отметку 0.000 принят уровень чистого пола первого этажа;
- Размеры здания в плане 24,0 x 60,0 м.
- Лифт №1 производства Silver Elevator Korea, размеры кабины 1000x1400x2300, дверь лифта E30,
Лифт №2 производства Silver Elevator Korea, размеры кабины 1400x2350x2300, дверь лифта E60 с режимом перевозки пожарных подразделений;
- Спецификация заполнения притворов см. пояснительную записку;
- Ведомость отделки полов см. пояснительную записку;
- Работать совместно с листом 2.

БР-08.03.01-2023-АР					
ФГАОУ ВО "Сибирский федеральный университет" Инженерно-строительный институт					
Изм.	Копия	Лист	№Этаж	Площ.	Дата
Разработал	Литвинов Н.Д.				
Консультант	Вавилова Н.Н.				
Руководитель	Юрченко А.А.				
Н. контроль	Юрченко А.А.				
Заб. кафедры	Георгиев С.В.				
4х-этажный офисно-торговый комплекс в монолитно-каркасном исполнении в г. Абакан				Страницы	Лист
Фасад 1-11, план на отм. 0.000, план на отм. +5.500, план на отм. +11.000, экспликация помещений				1	Листов
СКУС					

Опалубочный чертеж плиты на отм. +5,400



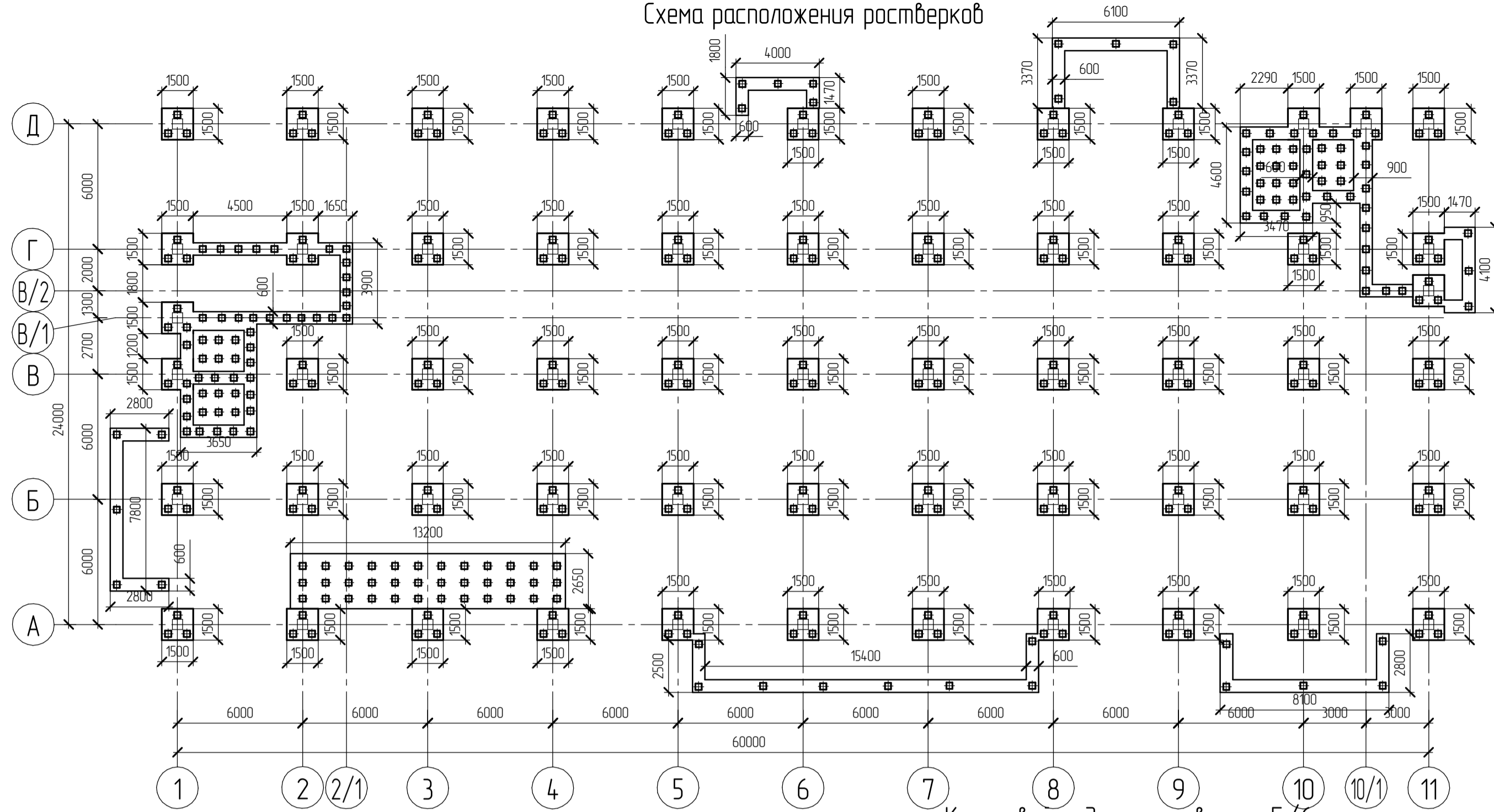
1. Монолитные железобетонные конструкции следует выполнять в соответствии с требованиями раздела 5 (СП 70.13330.2012 "Несущие и ограждающие конструкции", СП 48.13330.2019 "Организация строительства") и указаниями настоящего проекта.
2. Все конструкции выполнены из бетона класса В25, F100, W4. Бетонные смеси должны соответствовать требованиям ГОСТ 7473-2010 "Смеси бетонные. Технические условия".
3. В проекте использована арматурная сталь А500С. Механические характеристики и химический состав стали должны соответствовать требованиям ГОСТ 34028-2016.
4. Толщина защитного слоя бетона в данном случае соответствует чертежам. Защитный слой обеспечивать с помощью инвентарных пластмассовых или бетонных фиксаторов.
5. Изготовление гнутых стержней проводить на оправках, соответствующих 5d при d < 20 мм и 8d при d ≥ 20 мм для стержней периодического профиля.
6. Разопалубку монолитных конструкций допускается производить только при достижении бетоном прочности не менее 80% от проектн.
7. Разрезы 4-11 см. лист 4. КЖ.
8. На разрезе 2-2 армирование плиты условно не показано. На разрезе 3-3 напорная сетка второстепенной балки условно не показана.

БР-08.03.01-2023-КЖ					
ФГАОУ ВО "Сибирский федеральный университет" Инженерно-строительный институт					
Изм.	Кол.	Лист	ИР/жж	Подп.	Дата
Разработал	Лунанов Н.Д.				
Консультант	Юрченко А.А.				
Руководитель	Юрченко А.А.				
Н. контроль		Юрченко А.А.			
Заб. кафедры		Георгиев С.В.			
4-х этажный офисно-торговый комплекс в монолитно-каркасном исполнении, г. Абакан				Стадия	Листов
Опалубочный чертеж плиты на отм. +5,400, разрез 1-1, разрез 2-2,				3	
СКИУС				Формат А1	

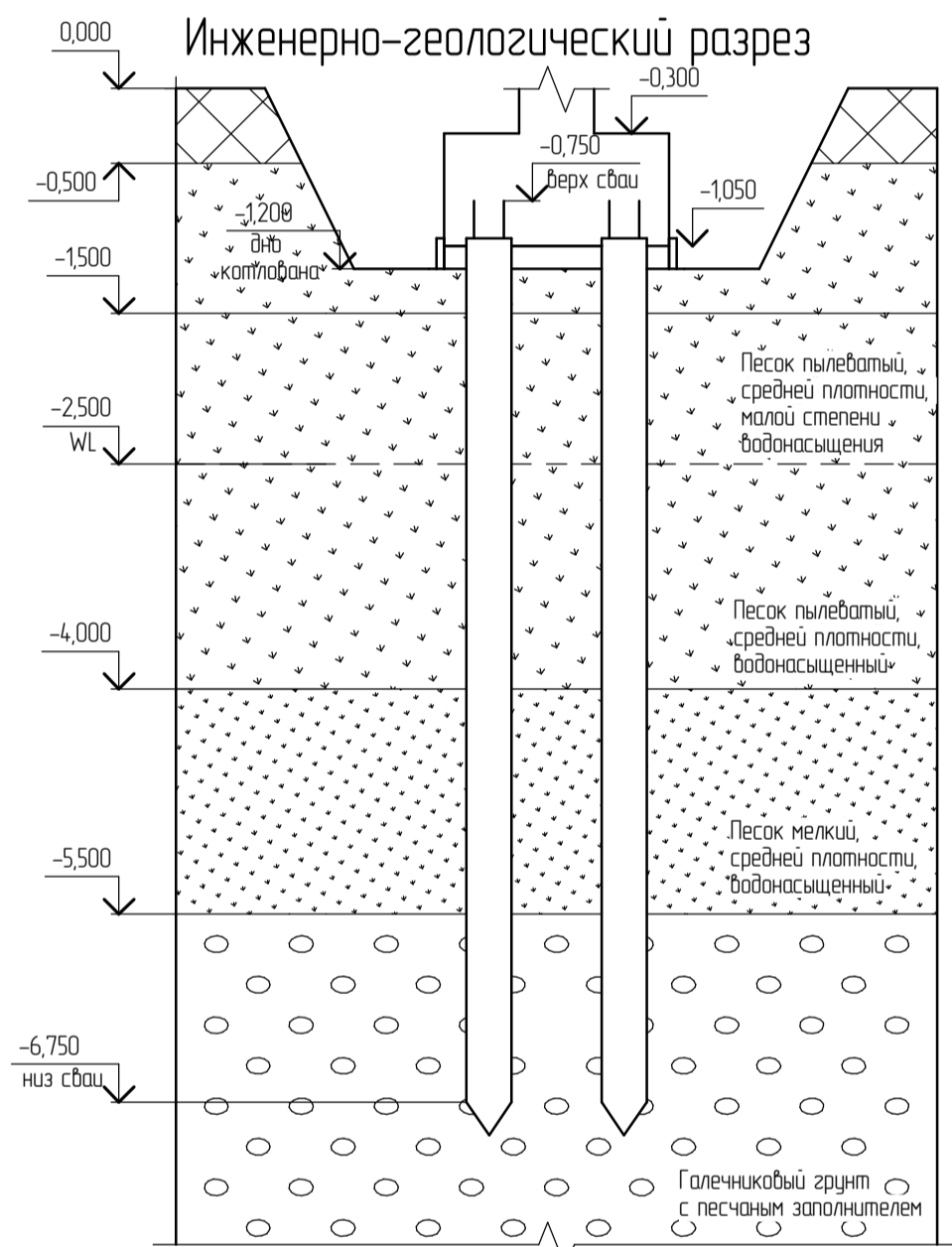
КЖ/ИС-30/420/Ущерб версия © 2021 ООО "АКОН-Системы" (ИНН 6603013000) "Роспотребнадзор" (ИНН 6603013000) "Роспотребнадзор" (ИНН 6603013000)
 Лист № 001 из 001

Не для коммерческого использования

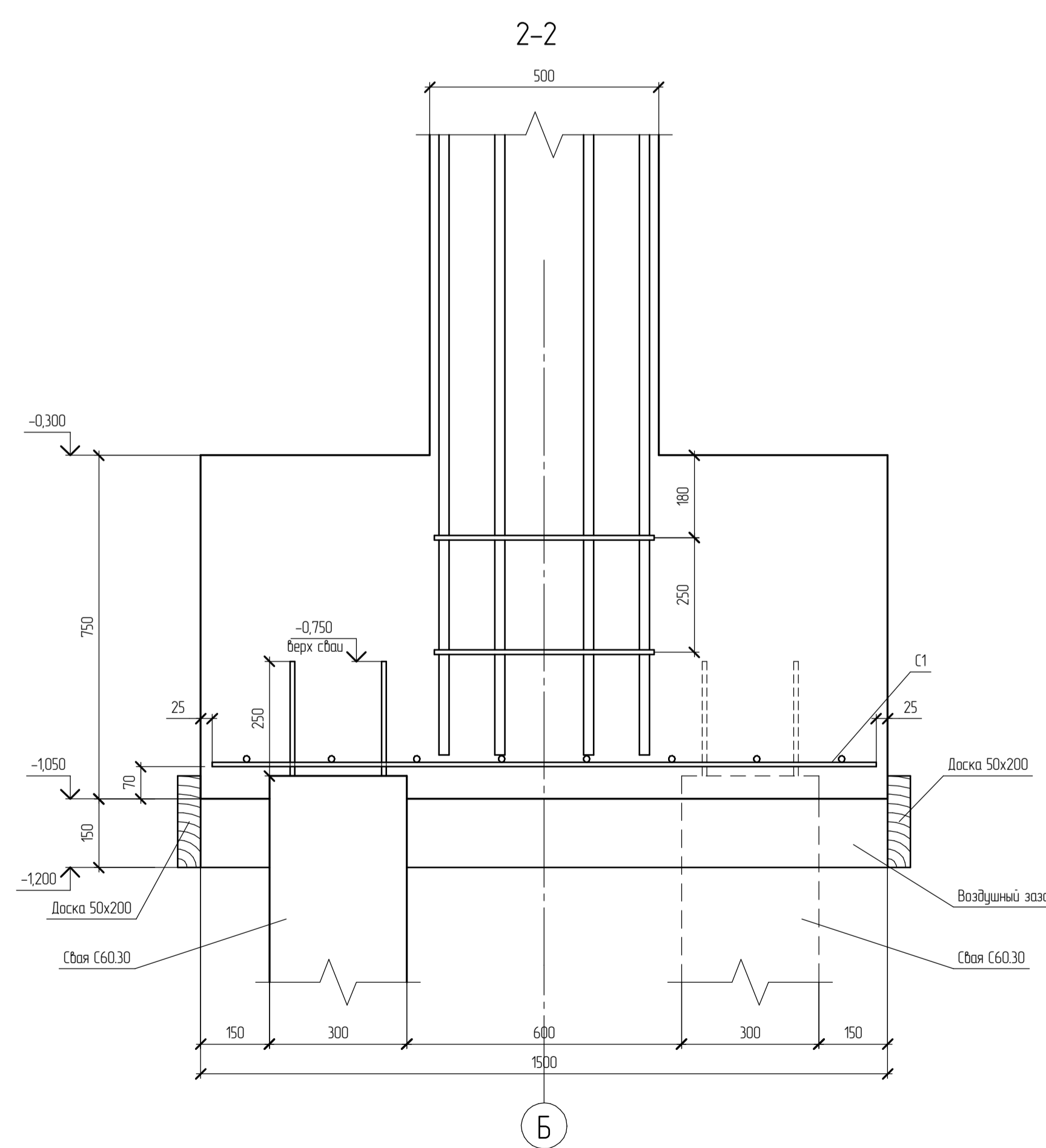
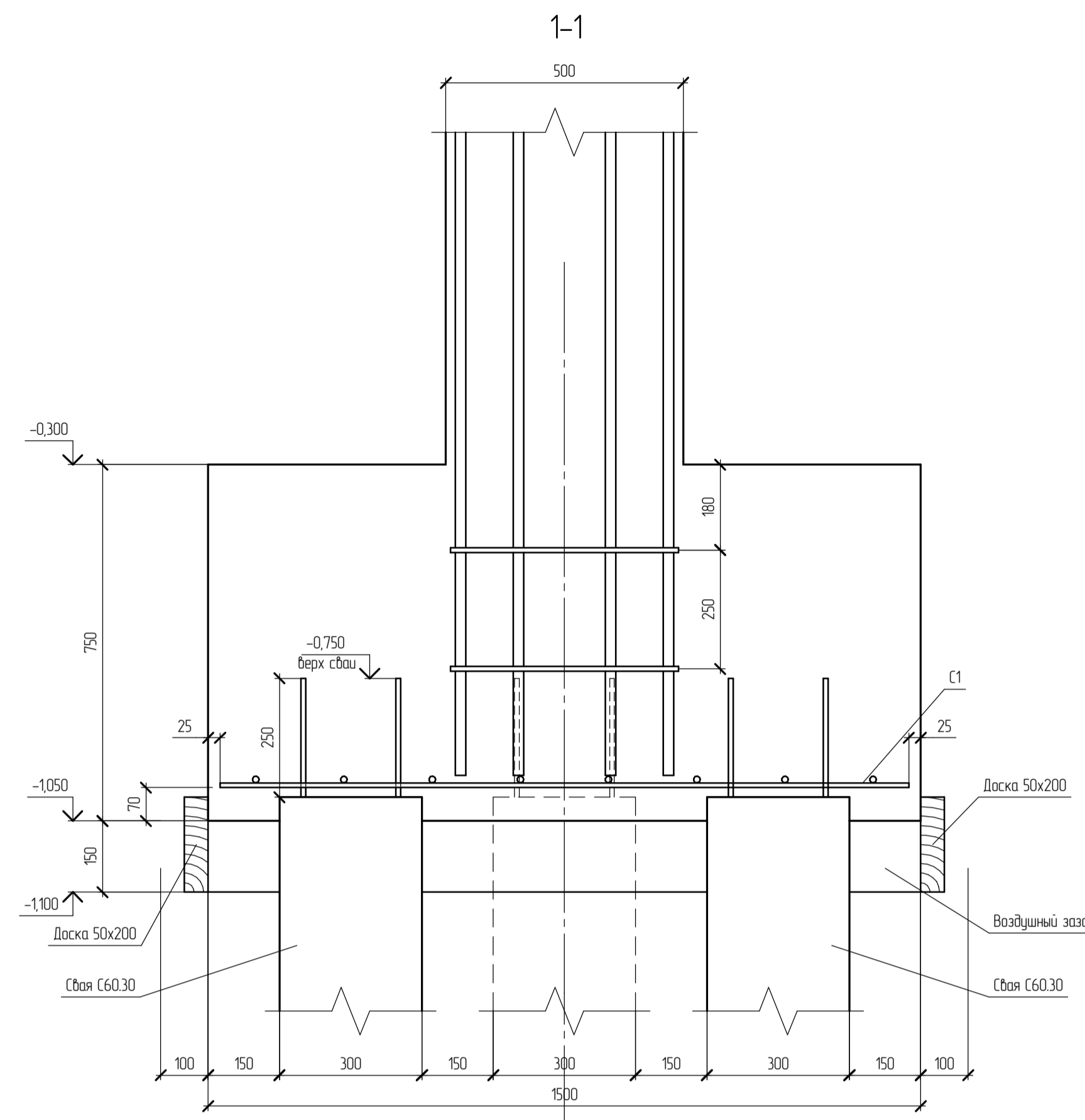
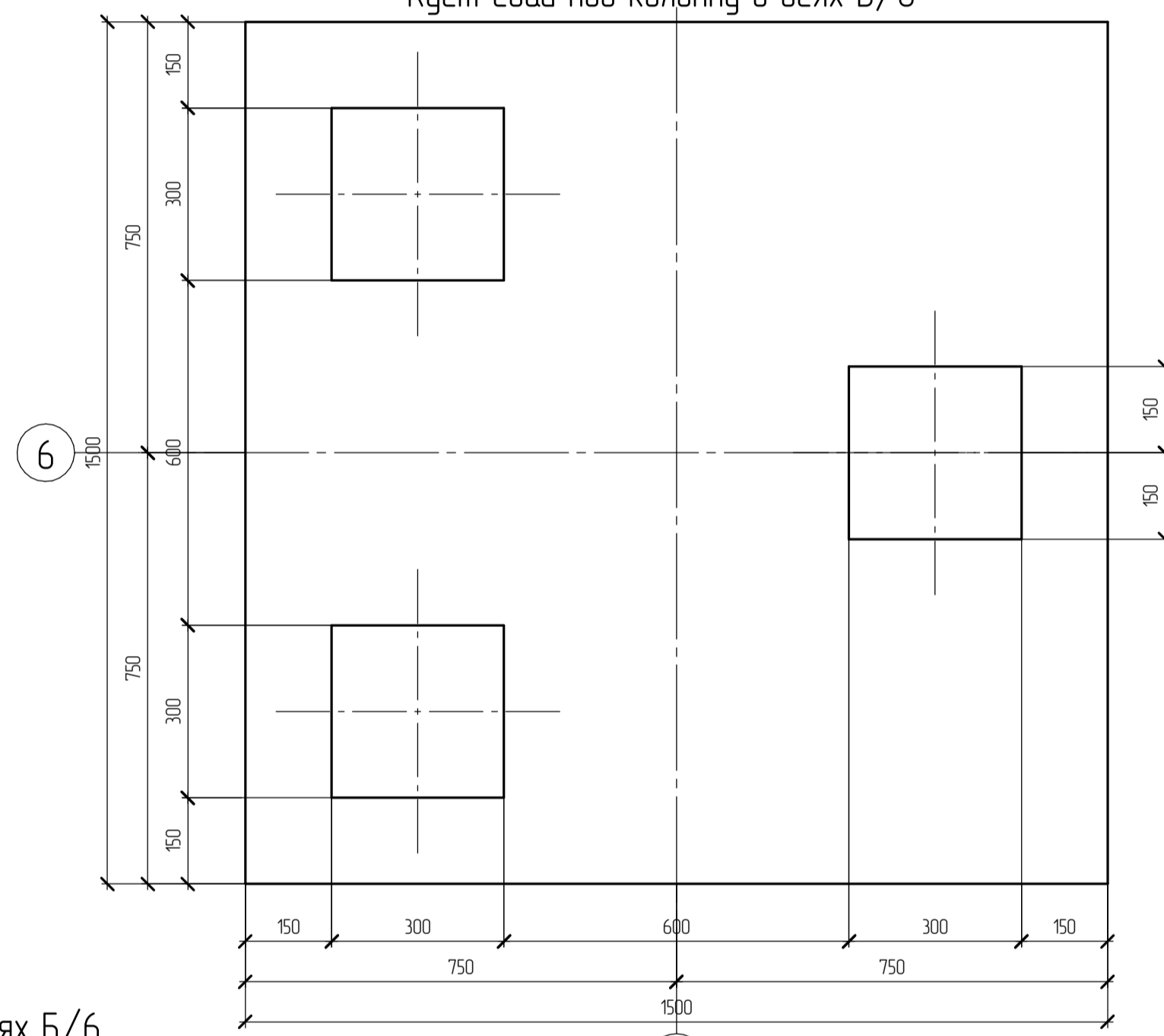
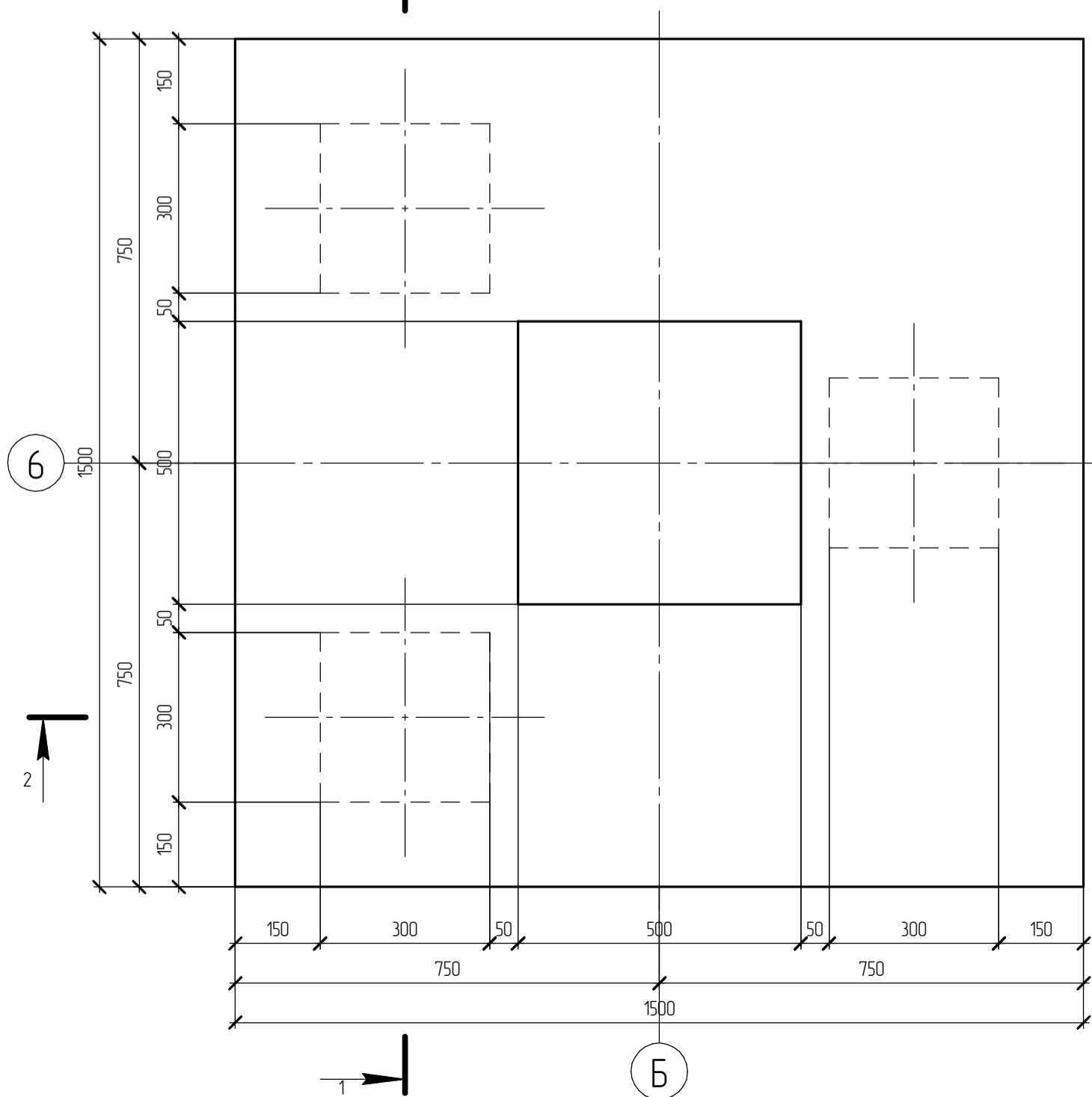
Схема расположения роствергов



Куст свай под колонну в осях Б/Б



Ростверк монолитный под колонну в осях Б/Б



Расчетная схема	Вид расчета	Конди- ция
	Для расчета фундамента по I предельному состоянию	I
	Для расчета основания фундамента по II предельному состоянию	I

Спецификация элементов

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Приме- чание
1	ГОСТ 19804-12	С60-30	3	1380	
2		Ростверк монолитный	1		
3	ГОСТ 26633-2012	Бетон В25	169		м ³
4	ГОСТ 26633-2012	Бетон В35	0,29		м ³
Сварные арматурные сетки					
5	ГОСТ 23279-12	С-1	1	23,706	
Сетка С-1					
6		Ø10 А500С, L=1450 мм	16		

Ведомость расхода стали

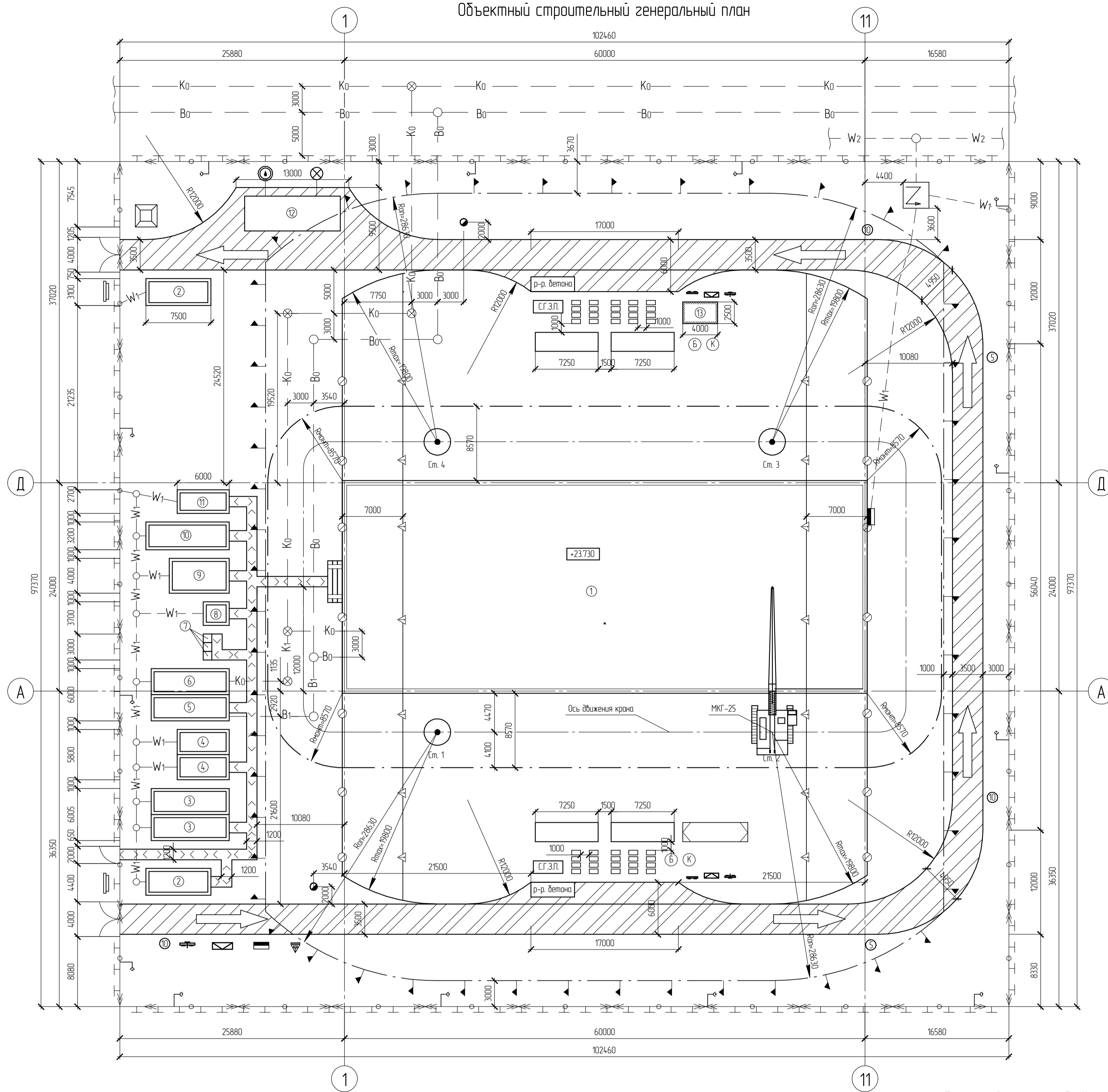
Марка элемента	Расход арматуры, кг				Всего, кг	Общий расход, кг
	A-I	Ø8	Ø10	Ø12		
С-1	—	—	14,31%	—	787,292	787,292
					Итого	787,292

- Примечания
- За абсолютную отметку 0.000 принята абсолютная отметка +256,950.
 - Пазыные входы на урбине - 25 мм.
 - Сваи С60-30 по ГОСТ 19804-91, бетон В25, Арматура А500С.
 - Допусковая нагрузка на сваю - 600 кПа.
 - Заделка свай в ростверг жесткая: головка свай разбивается, а арматура заводится в ростверк на 250 мм.
 - Свая заливается трубным вибратором С-330 до расчетного отката 0,29 см.
 - Под фундаментом выложить воздушный зазор 150 мм.
 - Перед началом свайных работ выполнить пробную забойку свай в соответствии с ПП 45.03.30.2017.
 - Ростверки выполнять только после приемки поздравленных свай.
 - Для железобетонных роствергов применять бетон В25 марки по морозостойкости F200, марки по водонепроницаемости W6. Бетон должен соответствовать требованиям ГОСТ 7473-2012 "Смеси бетонные. Технические условия".
 - В проекте использована арматурная сталь А500С. Механические характеристики и химический состав стали должны соответствовать требованиям ГОСТ 34026-2016.
 - В начальный период твердения бетона следует защитить от попадания атмосферных осадков или высыхания и в последующем поддерживать температурно-влажностный режим с созданием условий, обеспечивающих нормальное его прочностные.
 - Поверхность роствергов, соприкасающаяся с грунтом, обмазать горячим битумом по ГОСТ 30693-2000 за два раза.
 - Грунты основания должны быть защищены от увлажнения поверхностными водами, а также от промерзания в период строительства и эксплуатации. Мероприятия по предотвращению ухудшения свойств грунтов в период строительства и эксплуатации - необходимо осуществлять на основе анализа атмосферных и производственных вод с помощью путем своевременной вертикальной планировки.
 - строительная площадка должна быть ограждена от стока поверхностных вод в коллектор путем устройства нагорной канавы с уклоном не менее 5%.
 - при строительстве не допускать скопления воды в коллекторе.
 - при обнаружении на поверхности грунта стоячей воды необходимо срочно принять меры по ликвидации скопления воды (откачка или отвод), в случае водонасыщения грунта от скопления поверхностных вод этот слой должен быть заменен непучинистым непросадочным грунтом.

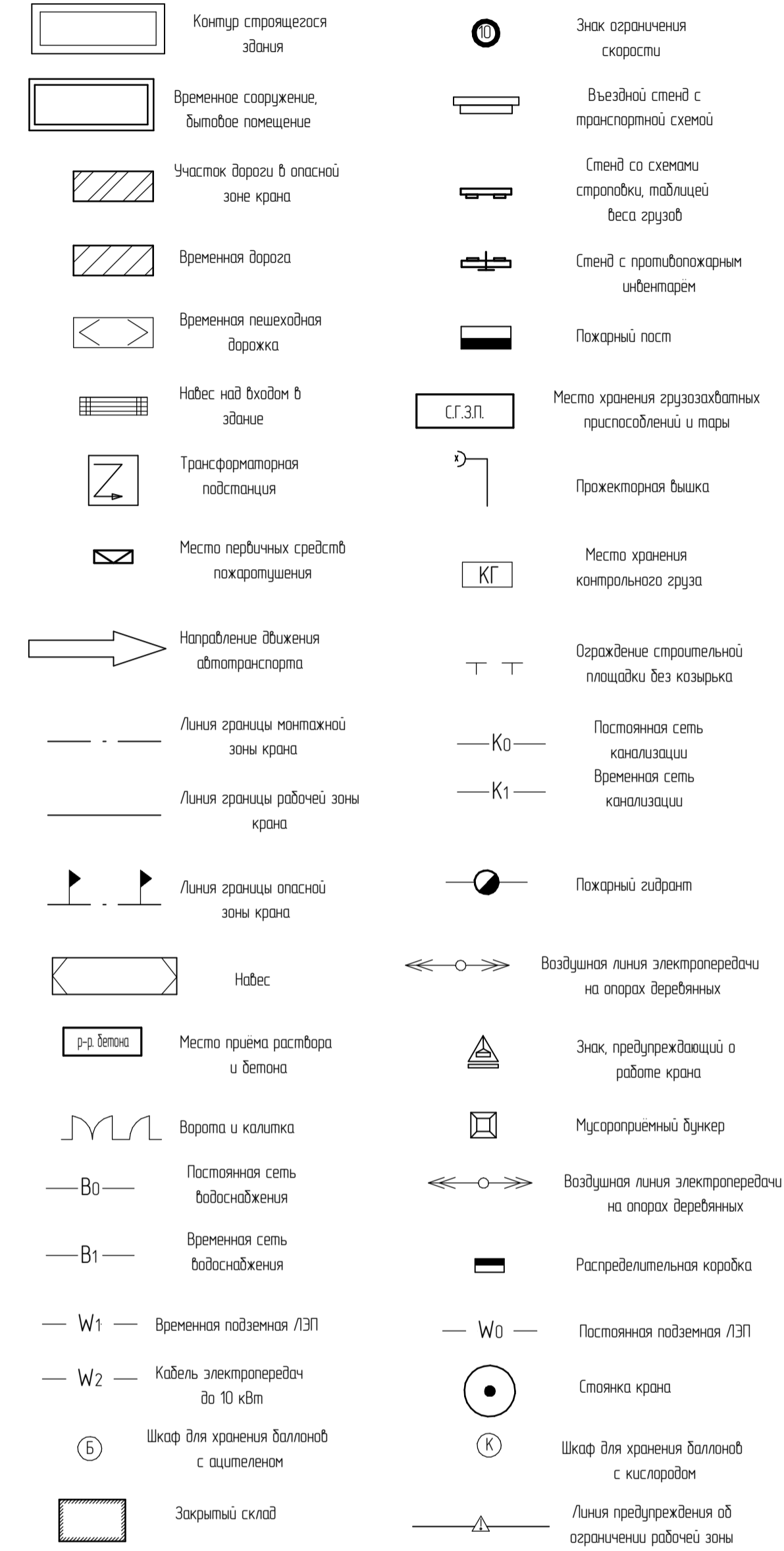
БР-08.03.01-2023-КЖ					
ФГАОУ ВО "Сибирский федеральный университет" Инженерно-строительный институт					
Изм.	Кол.	Лист	№Эжж	Подп.	Дата
Разработал	Лупанов Н.Д.				
Консультант	Холодов С.П.				
Руководитель	Юрченко А.А.				
Н. контроль Юрченко А.А.		Заб. кафедры Георгиев С.В.			
4-х этажный офисно-торговый комплекс в монолитно-кажасном исполнении, 2. Аджак			Стация	Лист	Листов
			5		
			СКУС		
			Формат А1		

КОРПУС-30 (20) Ученый корпус © 2021 ООО "АКОН-Системы" Проектное бюро "РосСтройЭксперт"
 Лист № 01 из 01. Листы и дата

Объектный строительный генеральный план



Условные обозначения



Экспликация зданий и сооружений

Наименование	Объем		Размеры в плане, мм	Тип, марка
	Ед. изм.	Кол-во		
1. Объект капитального строительства	шт.	1	6000x24000	Возводимое здание
2. КПП	шт.	2	3100x7500	5055-5
3. Гардеробная	шт.	2	3000x9000	420-14.0
4. Помещение отдыха и приема пищи	шт.	2	2900x6000	1029-024
5. Душевая	шт.	1	3000x9000	ГОСТ Д-6
6. Чувствительная	шт.	1	3000x9000	420-04-36
7. Туалет	шт.	3	1000x1000	инвентарное
8. Диспетчерская	шт.	1	2700x3000	420-04-31
9. Медпункт	шт.	1	4000x900	420-04-37
10. Проробская	шт.	1	3200x9600	ЦУБ-7
11. Сушильная	шт.	1	2700x6000	420-04-9
12. Площадка для мойки колес	шт.	1	4000x1000	инвентарное
13. Закрытый склад	шт.	1	2500x4000	инвентарное

Технико-экономические показатели

Наименование	Ед. изм.	Кол-во
Площадь территории строительной площадки	м ²	9976.53
Площадь под постоянными сооружениями	м ²	14.82.25
Площадь под временными зданиями и сооружениями	м ²	224.28
Площадь складов	м ²	157.66
Протяженность временных дорог	пог.м	285.67
Протяженность электросетей	пог.м	121.21
Протяженность водопроводных сетей	пог.м	99.34
Протяженность сетей канализации	пог.м	102.55
Протяженность ограждения строительной площадки	пог.м	395.28
Процент использования строительной площадки	%	24.96

График грузоподъемности стрелового крана МКГ-25 с длиной стрелы 32,5 м

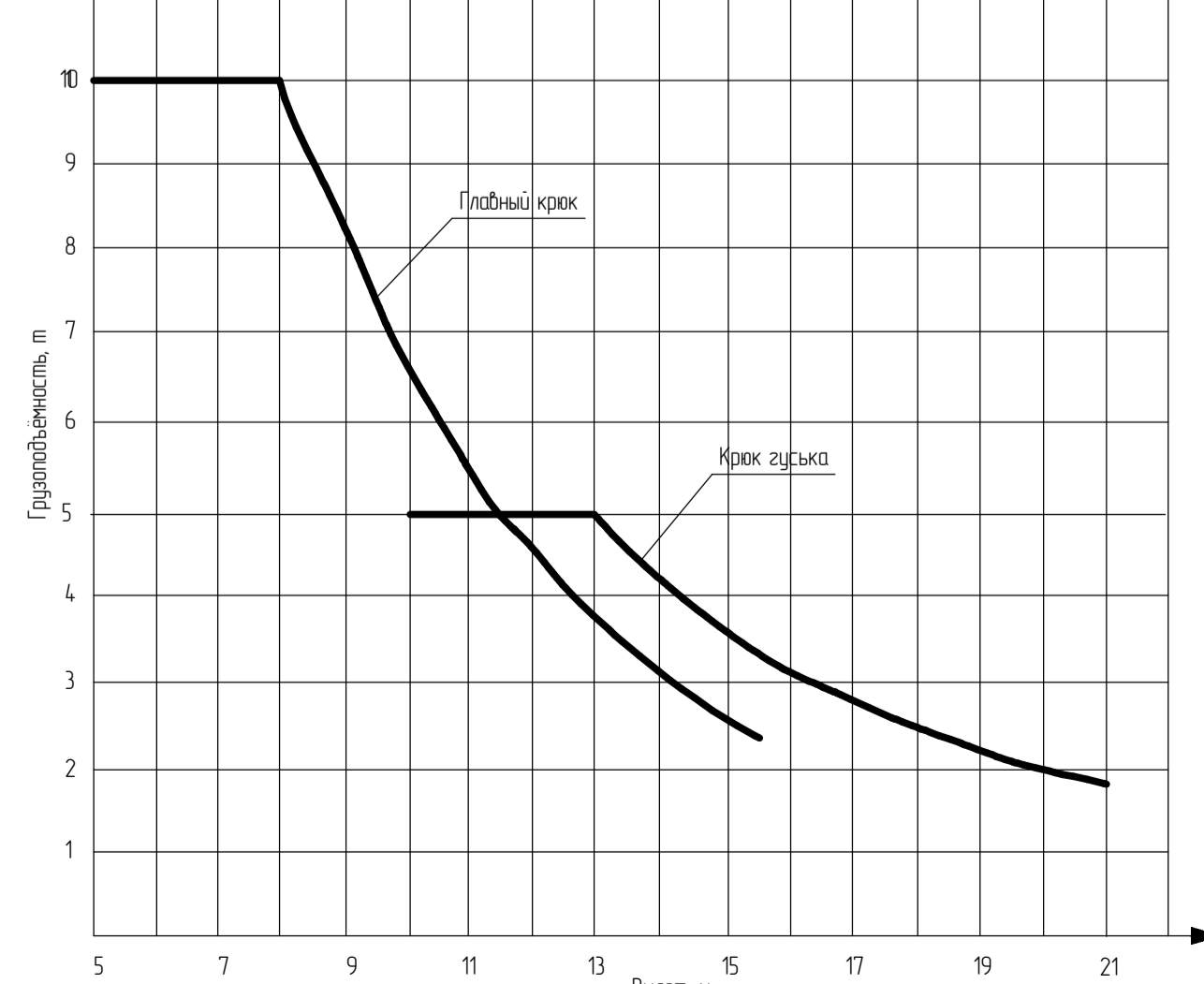
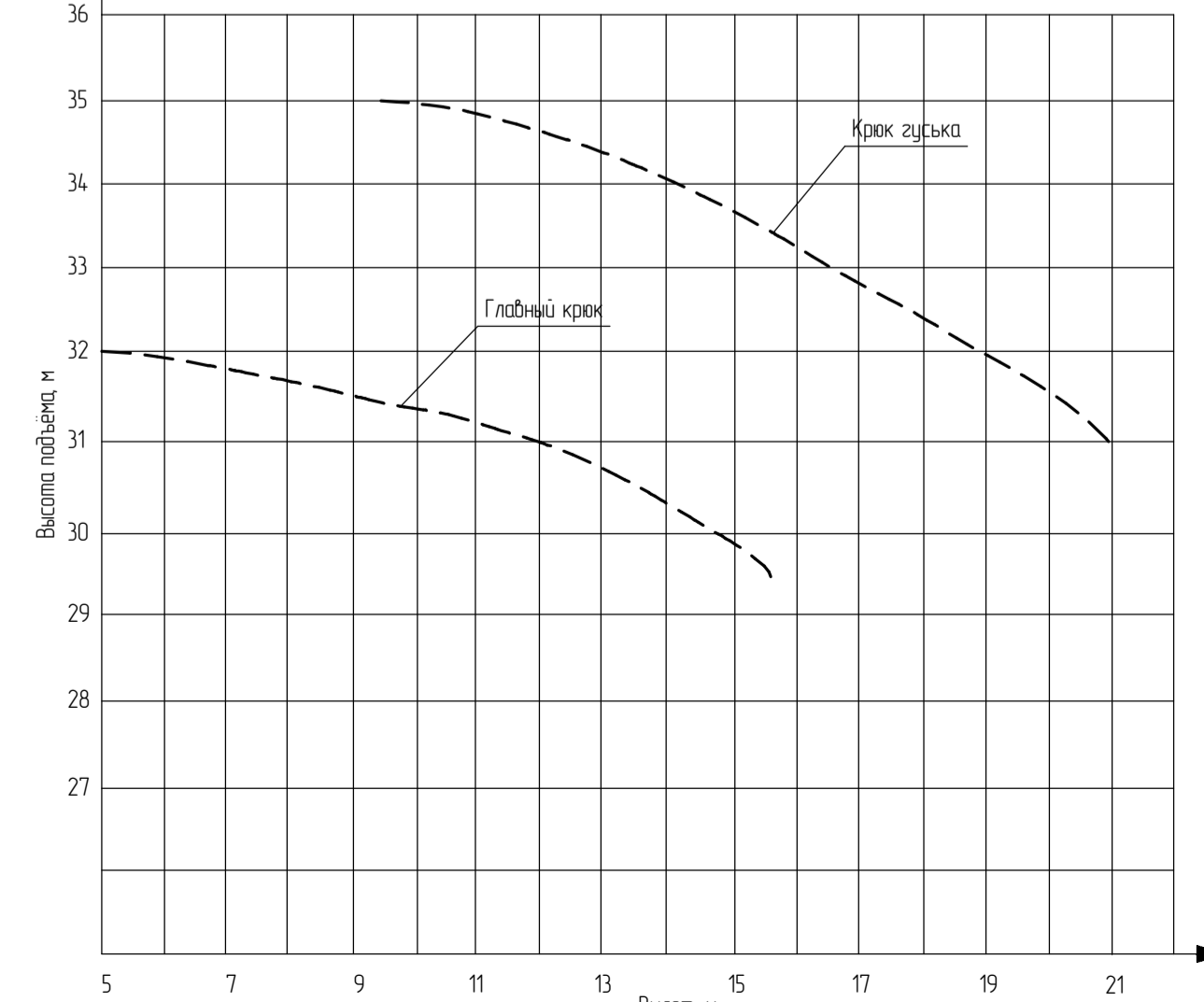


График высоты подъема стрелового крана МКГ-25 с длиной стрелы 32,5 м



- Примечания
1. Стройгенплан разработан на надземную часть здания.
 2. До начала строительства должны быть выполнены следующие работы:
 - ограждение территории строительства;
 - сняс строения;
 - прокладка временных инженерных коммуникаций;
 - геодезическая разбивка осей здания.
 3. Монтаж конструкций и подачу материалов при возведении здания производить самоходным стреловым гусеничным краном МКГ-25.
 4. Грузоподъемный кран и другие строительные техники разрешается заменять другими строительными машинами с аналогичными грузоподъемными характеристиками.
 5. Временное электроснабжение строительной площадки осуществлять от трансформаторной подстанции СКТП-100-6/0.
 6. Строительная площадка должна быть ограждена временным забором. Конструкция забора принять в соответствии с ГОСТ-23407. При въезде на строительную площадку установить информационные щиты с указанием наименования и местонахождения объекта, название заказчика и подрядной организации, номеров их телефонов, лицензий, должности и фамилии производителя работ, даты начала и окончания строительства.
 7. Освещение строительной площадки выполнять проекторами установленными на временных деревянных опорах.
 8. При производстве работ в зоне воздушных ЛЭП строго соблюдать требования СНиП 12-03-2001 пп. 7.25 - 7.25.3.
 9. Временное ограждение по ГОСТ 23407/078 вокруг строительной площадки должно иметь козырек с наружной стороны в местах движения пешеходов (условия не показаны).
 10. На въезде со строительной площадки оборудовать площадки для мойки колес строительных машин.
 11. В период строительства использовать инвентарные административно-выбывшие помещения категоризованного типа и типовые кабины диспетчеров.
 12. Площадки строительства должны быть оборудованы стендами с комплектом первичных средств пожаротушения в соответствии с ГОСТ 12.114.82 (пп. 15.3 ППБ-01-03), временные выбывшие помещения должны быть оборудованы автоматической пожарной сигнализацией.
 13. Временные дороги и площадки выполнять из грунта обратной засыпкой в местах устройства постоянных дорог и проездов без устройства верхнего покрытия. По краям временных дорог предусматривать дренажные канавы.
 14. Обеспечить строительную и выбывшие помещения первичными средствами пожаротушения (огнетушители, инвентарь) согласно гл. XIX Правил противопожарного режима в РФ.

БР-08.03.01-2023-ППР					
ФГАОУ ВО "Сибирский федеральный университет" Инженерно-строительный институт					
Изм.	Копия	Лист	Итого	Подп.	Дата
Разработал	Лунанов Н.Д.				
Консультант	Щапович Е.В.				
Руководитель	Орченко А.А.				
4-х этажный офисно-торговый комплекс в монолитно-каркасном исполнении, 2. Аджарин			Страниц	Листов	
				7	
Н. контроль Орченко А.А. Заб. кафедры Георгиев С.В.			СКУС		

КИПРАС-3D v20 Учетчик Версия © 2021 ООО "КИПРАС-3D" Система автоматизированного проектирования "Рассчет ветровых нагрузок"
 Лист № 01 из 01
 Дата: 15.08.2023

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

Инженерно-строительный институт

Строительные конструкции и управляемые системы
кафедра

УТВЕРЖДАЮ
Заведующий кафедрой

С.В. Деордиев

подпись инициалы, фамилия

«04» 04 2023 г.

БАКАЛАВРСКАЯ РАБОТА

в виде проекта
проекта, работы

08.03.01 «Строительство»

код, наименование направления

4-х этажный офисно-торговый комплекс в малоэтажно-
тема

каркасном исполнении, г. Абакан

Руководитель

04
подпись, дата

должность, ученая степень

А.А. Юрис,
инициалы, фамилия

Выпускник

И.И. 03.07.2023
подпись, дата

И.И. Мухомов
инициалы, фамилия

Красноярск 2023 г.

Продолжение титульного листа БР по теме 4-х этажный
архитектурно-торговый комплекс в монолитно-каркасном
исполнении в г. Абакан

Консультанты по
разделам:

архитектурно-строительный
наименование раздела

ВН
подпись, дата

Н.Н. Вавилова
инициалы, фамилия

расчетно-конструктивный

СД
подпись, дата

инициалы, фамилия

фундаменты

Хоняев
подпись, дата

С.П. Хоняев
инициалы, фамилия

технология строит. производства

В.С.
подпись, дата

Е.В. Дамшубов
инициалы, фамилия

организация строит. производства

В.С.
подпись, дата

Е.В. Дамшубов
инициалы, фамилия

экономика строительства

С.В. Кремня
подпись, дата 27.06.23

С.В. Кремня
инициалы, фамилия

Нормоконтролер

СД
подпись, дата

инициалы, фамилия