

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

Утверждаю:
Зав. кафедрой

подпись, инициалы, фамилия

“.....”.....20 г.

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

Тема ВКР 4-этажное административное здание в
г. Кузнецке

Автор ВКР Чудин Максим Валерьевич

Обозначение ВКР 2069059-08.03.01-131122-17 Группа СТ1-41

Руководитель ВКР Лаврова Ольга Владимировна

Консультанты по разделам:

архитектурно-строительный Петренина Л.Н.

расчетно-конструктивный Лаврова О.В.

основания и фундаменты Глухов В.С.

технологии и организации строительства Агафонкина Н.В.

экономики строительства Сарбенов А.Н.

вопросы экологии и безопасность

жизнедеятельности Рауживина Г.Н.

НИР Лаврова О.В.

Нормоконтроль Лаврова О.В.

ПЕНЗА 2017 г.

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«ПЕНЗЕНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ АРХИТЕКТУРЫ И СТРОИТЕЛЬСТВА»

ИНЖЕНЕРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ

КАФЕДРА «СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ»

«УТВЕРЖДАЮ»
Зав. кафедрой _____ 20 ____ г.

ЗАДАНИЕ

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

Автор ВКР Чудин Максим Валерьевич

Группа СТ1-41

Тема ВКР 4-этажное административное здание в г. Кузнецке

Консультанты:

архитектурно-строительный раздел Петренко Л.Н.

расчетно-конструктивный раздел Паврова О.В.

основания и фундаменты Гухов В.С.

технология и организация строительства Андронкина Н.В.

экономика строительства Сарьянов А.Н.

вопросы экологии и безопасности жизнедеятельности Раривина Г.Н.

НИР Паврова О.В.

I. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ВКР

1. Место строительства г. Кузнецк

2. Назначение здания. Степень новизны разрабатываемой работы. Реальность ВКР
Административное здание.

(указать отличие от типового или ранее разработанного проекта)

II. СОСТАВ ВКР

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

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

2. Расчетно-конструктивная часть должна состоять из:

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

3. Раздел технологии и организации строительства включает в себя:

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

4. Раздел экономики строительства включает в себя:

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

5. Вопросы экологии и безопасность жизнедеятельности.

III. ТРЕБОВАНИЯ К ВЫПОЛНЕНИЮ ВКР

Сроки выполнения ВКР устанавливаются с 24.05 по 20.06 2017 г.

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

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

Дата выдачи «24» мая 2017 года.

Руководитель ВКР _____

СОДЕРЖАНИЕ

Введение.....	5
1. Архитектурно-строительные решения	
1.1 Общие положения.....	11
1.2 Генеральный план.....	15
1.3 Архитектурно-планировочное решение и функциональная схема...	17
1.4 Конструктивные решения.....	18
1.5 Теплотехнический расчет ограждающих конструкций.....	22
1.6 Основные технико-экономические показатели.....	26
2. Расчетно-конструктивные решения	
2.1 Общая характеристика несущей системы.....	27
2.2. Сбор нагрузок.....	29
2.3. Расчет монолитного плоского перекрытия.....	33
2.4. Расчет второстепенной балки.....	39
2.5. Расчет монолитного козырька.....	43
2.6. Расчет монолитной колонны по оси Е-8.....	47
3. Основания и фундаменты	
3.1 Привязка проектируемого здания к существующему рельефу строительной площадки.....	53
3.2 Оценка инженерно-геологических и гидрогеологических условий площадки строительства.....	54
3.3 Расчет и проектирование фундаментов мелкого заложения в сечении I – I.....	55
3.5 Определение глубины заложения фундамента (ФМЗ-1).....	59
3.6 Определение размеров подошвы фундамента.....	59
3.7 Вычисление вероятной осадки фундамента (ФМЗ-1).....	61
3.8 Расчет тела фундамента.....	63
3.9 Расчет свайного фундамента (СФ-1).....	68
3.10 Техничко-экономические сравнения вариантов фундаментов.....	76
3.11 Расчет и проектирование фундаментов мелкого заложения в сечении I-I.....	77
3.12 Определение высоты фундамента (ФМЗ-2).....	78
3.13 Определение глубины заложения фундамента (ФМЗ-2).....	79
3.14 Определение размеров подошвы фундамента.....	80
3.15 Вычисление вероятной осадки фундамента (ФМЗ-2).....	81
3.16 Расчет тела фундамента.....	83
4. Технология производства основных строительно-монтажных работ	
4.1. Общие положения.....	89
4.2. Монтаж конструкций надземной части здания.....	92
4.3. Выбор типов и количества монтажных механизмов	92
4.4. Разработка календарного плана.....	93
4.5. Временные инвентарные здания.....	94

5. Экономика строительства	
5.1 Определение сметной стоимости объекта.....	103
5.2. Локальная смета.....	103
5.3. Объектная смета.....	103
5.4. Сводный сметный расчет стоимости строительства.....	104
5.5. Годовые эксплуатационные расходы.....	105
5.6. Техничко-экономические показатели объекта строительства.....	106
5.6. Экономическая оценка проектного решения.....	107
6. Экология и безопасность жизнедеятельности	
6.1 Противопожарные требования.....	112
6.2 Эвакуация.....	118
6.3 Рекультивация земель.....	120
6.4 Складирование и хранение отходов.....	121
7. НИР	
7.1 Проектирование многопустотной плиты перекрытия с арматурой Вр1200.....	124
7.2 Вывод.....	135
Список использованных источников.....	136

ВВЕДЕНИЕ

Проектируемое четырехэтажное административное здание в г. Кузнецке – задается монолитным.

Сегодня монолитное строительство - одна из наиболее перспективных технологий возведения зданий. Его идея очень проста и наверняка знакома многим - по тому же принципу заливают фундаменты домов. В масштабе целого здания это выглядит как возведение конструктивных элементов из бетононосодержащей смеси с использованием специальной опалубки непосредственно на строительной площадке. Создается абсолютно жесткий каркас с различными видами ограждающих конструкций.

В нашей стране долгие годы предпочтение отдавалось сборному строительству. Хотя можно отметить, что в 30-е годы - время развития конструктивизма - имелся опыт монолитного строительства. Затем было время "кирпича", очень активно пропагандировалось панельное домостроение, и лишь последние 10 лет можно говорить о том, что монолитное строительство заняло свое достойное место. Технология монолитного строительства пришла к нам с Запада, где просчитывается экономическая обоснованность того или иного проекта; учитывается также не стоимость материалов, а стоимость работы и связанные с этим затраты.

Процесс монолитного строительства состоит из нескольких этапов: приготовления и доставки бетона (марок 200-400), подготовки опалубки и собственно укладки бетона.

Вся электрическая проводка в монолитном строительстве домов делается в момент формирования стен и перекрытий и впоследствии полностью исключены любые ее повреждения.

Преимущества монолитного строительства

- Первое и самое важное - монолитное малоэтажное строительство позволяет значительно сократить сроки и стоимость возведения зданий. В данном случае этап производства строительных

материалов на заводе опускается, все работы по монолитному строительству переносятся непосредственно на строительную площадку, трудозатраты осуществляются один раз.

- При монолитном строительстве несъемная опалубка позволяет проектировать и возводить здания абсолютно любой геометрии,

менять их или добавлять новые элементы без существенных простоев во времени, тогда как заводские технологии производства стройматериалов не позволяют оперативно отступить от норм, стандартов и типоразмеров.

- Монолитное здание на 15-20% легче кирпичного, и тем более каменного аналога. Технология литья в несъемную опалубку позволяет уменьшать толщину стен, сохраняя нужные теплоизоляционные качества. Соответственно, более легкое здание требует и более легкого фундамента, что также способствует экономии.

- Монолитное строительство зданий происходит таким образом, что стены и потолки требуют минимальной отделки. Все поверхности идеально ровные и гладкие, а при четком соблюдении технологии значительно снижается длительность «мокрых процессов».

- Строительство из монолитного бетона обеспечивает почти полное отсутствие стыков и швов. За счет этого увеличивается звуко- и пыленепроницаемость помещений, при этом срок службы монолитных конструкций составляет более 150 лет.

- В домах построенных по монолитной технологии за счет равномерного распределения нагрузки практически отсутствуют риски обрушения, возникновения трещин и слабых мест. Вся конструкция оседает равномерно. Дом готов к заселению сразу после завершения строительных работ, не нужно выжидать 1-2 года, как при возведении деревянных домов.

- Монолитные работы намного проще, чем, скажем, традиционные работы по бетонным блокам или камню. Блоки монтируются руками, а доставляются и переносятся без применения тяжелой техники.
- Индивидуальное монолитное строительство – это свободная планировка, любые архитектурные формы и сочетания материалов для внутренней и внешней отделки.

Таким образом, проектирование данного объекта и его реализация в нынешнее время представляется экономически выгодным.

АРХИТЕКТУРНО-ПЛАНИРОВОЧНЫЕ РЕШЕНИЯ

Проект разработан для строительства административного здания в III климатическом районе со следующими природно-климатическими условиями строительной площадки:

- расчетная зимняя температура наружного воздуха - (-32°С);
- нормативная глубина промерзания грунтов - 1,97м;
- скоростной напор ветра - 0,3 кПа;
- расчетная снеговая нагрузка - 2,4 кПа;
- за относительную отметку 0,000 принят уровень чистого пола 1-го этажа, что соответствует абсолютной отметке 79,600.

Рельеф участка относительно ровный, сневилирован насыпными грунтами.

Характеристика здания:

- Класс ответственности – II;
- Степень огнестойкости – II;
- Класс конструктивной пожарной опасности – CO;

– Класс функциональной пожарной опасности – Ф4.2.

Здание имеет сложную «Г-образную» конфигурацию в плане с размерами в осях 1-10/А-К 42,1х40,0м. Здание монолитное с несущими колоннами, 4-х этажное высотой 18,1 м от уровня земли.

Строительный объем здания - 27,02 тыс. м³

Площадь застройки - 1164,6 м²

Полезная площадь здания - 4658,4 м²

Общая площадь - 5823 м²

Здание четырехэтажное с подземной автостоянкой, высота этажа - 3,0 м, высота подземной автостоянки – 2,8 м. Проект выполнен с учетом требований комфорта и удобством функционального зонирования с учетом противопожарных норм и требований.

КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ

Центральная эвакуационная лестница связывает помещения общего назначения с рабочими помещениями. Предусмотрены также две запасные эвакуационные лестницы по торцам здания. Вход в подвальный этаж и въезд на подземную автостоянку решены обособленными с улицы.

Крыша запроектирована плоская. Выходы на кровлю предусмотрены со всех трех лестничных клеток. По периметру крыши здания предусмотрен парапет.

Проект выполнен с учетом требований комфорта и удобством функционального зонирования с учетом противопожарных норм и требований.

Конструктивные решения:

- фундаменты – монолитная фундаментная плита толщиной 750мм;
- Стены наружные ниже отм. -0.100 – монолитны железобетон из бетона класса В22,5 по ГОСТ 25192 толщиной 400мм.;
- Колонны - монолитный железобетон из бетона класса В22,5 по ГОСТ 25192;
- Стены наружные – блоки из ячеистого бетона марки Д 500 по ГОСТ 21520-89 на растворе марки 100;
- Заполнение наружных стен выше отм. -0.100 – блоки из ячеистого бетона марки Д 500 по ГОСТ 21520-89 толщиной 400мм. на растворе марки 100;
- Перегородки – блоки из ячеистого бетона марки Д 500 по ГОСТ 21520-89 толщиной 100мм. на растворе М100;
- Перегородки в мокрых помещениях – полнотелый керамический кирпич пластического формования с марки 100 по ГОСТ 530-95 на растворе марки М100;
- Перекрытия – монолитный железобетон из бетона класса В22,5 по ГОСТ 25192 толщиной 200мм.;
- Кровля – плоская выполненная из наплавливаемых рулонных материалов;
- Окна – пластиковые с поворотно-откидными переплетами;
- Двери наружные и внутренние - деревянные, филенчатые из хвойных пород.

Отделка наружных поверхностей:

Цоколь а также выступающие элементы входных узлов выполнить из гранита; Стены наружные оштукатурить по сетке и покрасить фасадной краской Тех-Color.

Отделка внутренних поверхностей:

Внутренние поверхности стен и перегородок оштукатурить и покрасить красками на вододисперсионной основе.

Полы и стены в помещениях с повышенной влажностью облицовываются керамической плиткой. Полы в офисных помещениях выполнить из линолеума. Потолки во влажных помещениях – подвесной потолок по технологии «Тиги-Кнауф» из влагостойкого гипсокартона, в офисных помещениях – подвесной потолок типа «Армстронг».

1.1 Общие положения

Проект разработан для строительства 4-х этажного административного здания во II климатическом районе со следующими природно-климатическими условиями строительной площадки:

- расчетная зимняя температура наружного воздуха - (-27°C);
- нормативная глубина промерзания грунтов - 1,7м;
- скоростной напор ветра - 0,3 кПа;
- расчетная снеговая нагрузка - 1,8 кПа;
- за относительную отметку 0,000 принят уровень чистого пола 1-го этажа, что соответствует абсолютной отметке 158,680.

Площадка строительства представляет собой пустырь площадью 0,69га. Рельеф участка относительно ровный, сnivelирован насыпными грунтами.

Характеристика здания:

- Класс ответственности – II;
- Степень огнестойкости – II;
- Класс конструктивной пожарной опасности – CO;
- Класс функциональной пожарной опасности – Ф4.3.

Здание имеет сложную «Г-образную» конфигурацию в плане с размерами в цифровых осях 1-9 и буквенных осях А-Л 36,1x40,0м. Здание монолитное с несущими колоннами, 4-х этажное высотой 17,7м от уровня земли.

Строительный объем здания - 21,576 тыс. м³

Площадь застройки - 3140,6 м²

Полезная площадь здания - 4043,4 м²

Общая площадь - 5880,8 м²

Здание четырехэтажное с подвальным и техническим этажом, высота этажа - 3,6 м, высота подвала – 2,55 м. Проект выполнен с учетом

требований комфорта и удобством функционального зонирования с учетом противопожарных норм и требований.

Район строительства относится к III-снеговому, II - ветровому климатическому району согласно СНиП 23-01-2003:

Данные условия берутся из [1].

Температура наружного воздуха, °С:

- абсолютная минимальная- -43°
- абсолютная максимальная- $+40^{\circ}$
- наиболее холодных суток обеспеченностью

0.98- -31°

0.92- -29°

- наиболее холодной пятидневки обеспеченностью

0.98- -27°

0.92- -15° .

- среднегодовая- $+5.1^{\circ}$

- период со средней суточной температурой воздуха.

$\leq 8^{\circ}\text{C}$		$\leq 10^{\circ}\text{C}$	
Продолжительность, сут	Средняя температура, °С	Продолжительность, сут	Средняя температура, °С
200	-4.1	214	-3.2

- средняя температура наиболее холодного периода, °С:-18.

- продолжительность периода со среднесуточной температурой $<0^{\circ}\text{C}$, сут
200.

По карте [1], постоянная величина T для определения температуры воздуха наиболее жарких суток: 10.

Среднемесячная температура воздуха в январе – 4 - 14°C .

Среднемесячная температура воздуха в июле - +12 - +21°C

Среднемесячная относительная влажность воздуха в июле >75%.

Средняя скорость ветра за 3 месяца зимы: 5 и более м/с.

Среднемесячная относительная влажность воздуха- 13.2%

наиболее холодного месяца- 85%;

наиболее жаркого месяца- 55%.

Количество осадков за год, мм - 587.

Амплитуда температуры средн./ максим. по месяцам, °С: 6.5/20.4, 7.6/19.7, 8/19.5, 8.1/18.7, 10.7/20.7, 11.9/21.9, 11.1/19.1, 10.8/19.8, 9.2/21.3, 6.1/17.3, 5.2/22.3, 6.2/26.7.

Упругость водяного пара наружного воздуха по месяцам: 2.2, 2.2, 3.1, 6, 8.7, 12.3, 14.9, 13.8, 9.9, 6.5, 4.2, 2.8.

Повторяемость направлений ветра (числитель)%, средняя скорость ветра по направлениям (знаменатель) м/с, повторяемость штилей %, максимальная и минимальная скорость ветра, м/с:

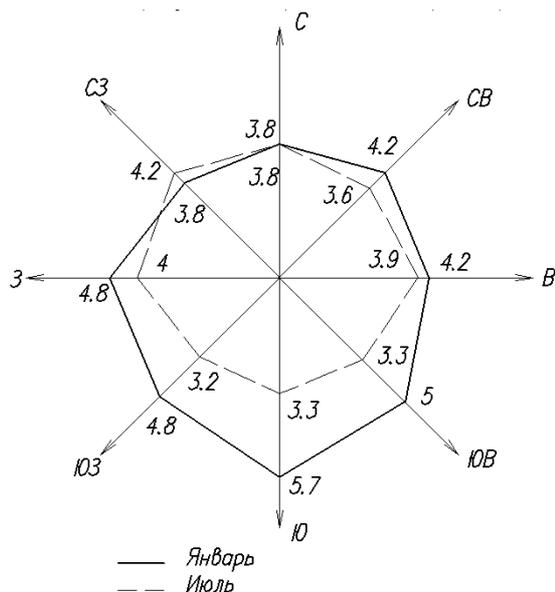
Таблица 1

	С	СВ	В	ЮВ	Ю	ЮЗ	З	СЗ
Январь	11/3.8	4/4.2	6/4.2	20/5	28/5.7	12/4.8	13/4.8	6/3.8
Июль	16/3.8	13/3.6	11/3.9	10/3.3	10/3.3	8/3.2	14/4	18/4.2

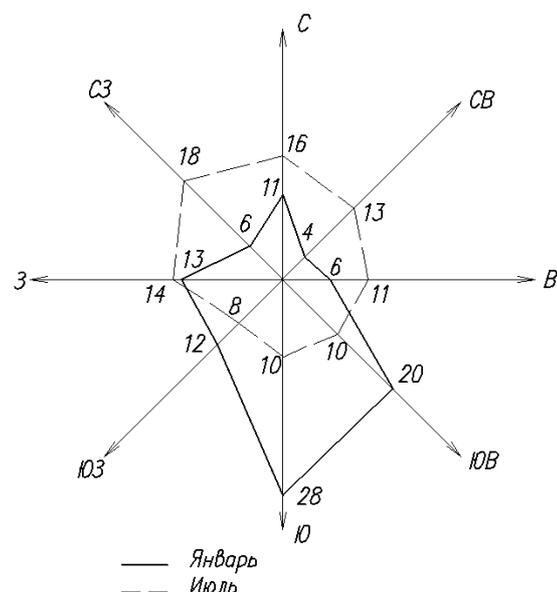
за январь- 5,7; за июль-3,8.

По повторяемости направлений ветра строится роза ветров.

Средняя скорость ветра, м/с



Повторяемость ветра, %



Инженерное обеспечение:

- 1) Водоснабжение – от существующих сетей
- 2) Канализация – к существующим сетям
- 3) Отопление – от существующих теплосетей.

Грунтовые условия строительной площадки представлены следующими грунтами:

- песок желтый, мощностью 3.5...3.7м
- супесь желтая, мощностью 2.5...2.6м
- глина коричневая, мощностью 3.8...4.1м
- песок желтый, мощностью 4.6...5.1м

Грунты относятся к категории надежных, так как модуль деформаций $E_0 > 5$ МПа.

Просадочные грунты в пределах площадки строительства отсутствуют.

Уровень грунтовых вод наблюдается в 4 м от поверхности земли.

Рельеф строительной площадки достаточно пологий. Представляет собой склон с перепадом высот в пределах границ участка 2м (1,5%).

1.2. План организации земельного участка

Участок, отведенный для строительства, расположен вблизи дороги, обеспечивающей хорошую транспортную связь возводимого объекта с инфраструктурой города.

Для обеспечения беспрепятственного проезда пожарных машин вокруг возводимого здания, выполнены проезды с шириной дорожного полотна 3,5м. Эти же проезды также служат для доставки продуктов питания к загрузочным столовой, находящегося на втором этаже здания, подъезда мусоровозов к мусорным контейнерам, а также для доступа сотрудников к стоянке на территории управления.

На плане организации земельного участка предусмотрены:

Таблица 2

Номер помещения	Наименование	Площадь, м ²	Примечание
1	Проектируемое здание	1130.6	
2	Площадка автостоянки для сотрудников	770.4	
3	Автостоянка гостевая	108.0	
4	Хозблок	118.0	
5	Спортплощадка	950.0	
6	Гаражи	136.0	
7	Трансформаторная подстанция	21.6	

8	КПП	9,0	
---	-----	-----	--

На плане выделяют следующие зоны:

- здание управления;
- хозяйственная зона;
- зона спортивного отдыха;

В хозяйственной зоне находятся трансформаторная, гаражи с подъездными площадками, относящиеся к зданию управления. Они расположены с тыльной стороны основного объекта. Также запроектирована автомобильная стоянка, которая располагается с левой стороны возводимого объекта. Одно машино-место парковки представляет собой площадку размером 6х3 м. Доступ к хозяйственной зоне возможен со стороны улицы с въездов через КПП.

Зона спортивного отдыха расположена справа от здания управления на солнечной стороне. Участок предназначен для спортивных игр (баскетбол, волейбол), строевых подготовок. Запроектирован с учетом обеспечения необходимых санитарно-гигиенических требований, инсоляции и аэрации территории.

Озеленение является важным компонентом благоустройства и средством формирования благоприятных оздоровительных условий на участке, оказывает непосредственное влияние на температуру воздуха, его влажность, солнечную радиацию, способствует ослаблению отрицательных факторов окружающей городской среды. Озеленение участка управления составляет не менее 50 % его территории.

В площадь озеленения участка включается площадь зеленых насаждений, газонов, цветников.

Ширина основных транспортных коммуникаций – 3,5 м, радиусы дорог - 6м, ширина тротуаров – 1,5м. Территория жилого дома имеет один

въезд и один выезд, и металлическое ограждение с кирпичными столбцами высотой 2 м.

Основные технико-экономические показатели генерального плана:

Площадь участка – 0,69га;

Площадь застройки – 1340,6м²;

Площадь асфальтового покрытия – 3755,4м²;

Площадь озеленения – 6531,6 м²;

Коэффициент застройки - 0,46;

Коэффициент асфальтового покрытия - 0,32;

Коэффициент озеленения - 0,36;

Коэффициент использования территории - 0,64.

1.3. Архитектурно-планировочное решение

Здание имеет неправильную форму в плане. Основные габариты здания в осях 36,1х40м. Количество этажей – 4, высота этажа 3.6м. На втором этаже со стороны центрального фасада расположена столовая, рассчитанная на 120 человек, а также банкетный зал на 30 человек.

Архитектурную выразительность фасаду придают окраска водоэмульсионной фасадной краской, использование карнизов и колонн по углам здания.

Общая высота здания от уровня чистого пола первого этажа – 16м. Высота типового этажа – 3.6м. Высота подвала – 2,5 м. Подвал для проводок инженерных сетей, технический этаж предназначен для размещения вентиляционных камер, вход в подвал осуществляется через первый этаж по специальной лестничной клетке.

Помещения первого этажа

На первом этаже расположены спортивно-тренировочный зал, медпункт, архив. Также на первом этаже расположена комната охраны.

На втором этаже расположена столовая, банкетный зал. В состав служебно-бытовых помещений столовой входят: кабинет заведующего, комната завхоза, хозяйственная кладовая, уборные для персонала, комната отдыха для персонала, постирочная. Данные помещения расположены с тыльной стороны фасада, и имеют служебный вход через двор.

В здании - два подъезда. Вход осуществляется через лестничную клетку, либо через запасной выход, расположенный со двора территории.

Лестницы незадымляемые переход с лестничной клетки к лифтам осуществляется через балкон. Запроектированы тамбуры.

Для обеспечения вертикальной взаимосвязи между этажами применяются три лифта и три лестничные клетки. Размеры лестничной клетки в осях бхЗм.

Эвакуация с жилых этажей предусматривается через лестничные клетки, расположенные на достаточном расстоянии друг от друга. Также запроектированы выходы на крышу через лестничные клетки при чрезвычайных происшествиях. Выход с первого этажа наружу осуществляется через холл или через запасной выход.

1.4. Конструктивные решения

Центральная эвакуационная лестница связывает помещения общего назначения с рабочими помещениями. По торцам здания также предусмотрены две запасные эвакуационные лестницы. Вход в подвальный этаж и въезд на подземную автостоянку обособлены с улицы.

Запроектирована плоская крыша. Выходы на кровлю предусмотрены со всех трех лестничных клеток. По периметру крыши здания предусмотрен парапет.

Проект выполнен с учетом требований комфорта и удобством функционального зонирования, а также с учетом противопожарных норм и требований.

Конструктивные решения:

- фундаменты – монолитный фундамент мелкого заложения: с ростверками под колонны и ленточный – под стены фундамента;
- Стены наружные ниже отм. -0.100 – монолитный железобетон из бетона класса В22,5 по ГОСТ 25192 толщиной 400мм.;
- Колонны - монолитный железобетон из бетона класса В22,5 по ГОСТ 25192;
- Стены наружные – блоки из ячеистого бетона марки Д 500 по ГОСТ 21520-89 на растворе марки 100;
- Заполнение наружных стен выше отм. -0.100 – блоки из ячеистого бетона марки Д 500 по ГОСТ 21520-89 толщиной 400мм, на растворе марки 100;
- Перегородки – блоки из ячеистого бетона марки Д 500 по ГОСТ 21520-89 толщиной 100мм, на растворе М100;
- Перегородки в мокрых помещениях – полнотелый керамический кирпич пластического формования с марки 100 по ГОСТ 530-95 на растворе марки М100;
- Перекрытия – монолитный железобетон из бетона класса В22,5 по ГОСТ 25192 толщиной 200мм.;
- Окна – пластиковые с поворотно-откидными переплетами;
- Двери наружные и внутренние - деревянные, филенчатые из хвойных пород.

Отделка наружных поверхностей:

Цоколь, а также выступающие элементы входных узлов выполнить из утеплителя из минеральной ваты повышенной жесткости РУФ БАТТС; Стены наружные отделать декоративным составом по сетке.

Конструкции применяемых полов различаются в зависимости от назначения помещения.

Отделка внутренних поверхностей:

Внутренние поверхности стен и перегородок оштукатурить и покрасить красками на вододисперсионной основе. Полы и стены в помещениях с повышенной влажностью облицовываются керамической плиткой. Полы в офисных помещениях выполнить из линолеума. Потолки во влажных помещениях – подвесной потолок по технологии «Тиги-Кнауф» из влагостойкого гипсокартона, в офисных помещениях – подвесной потолок типа «Армстронг».

Тип кровли – плоская.

Отвод воды с крыши будет осуществляться через внутренний организованный водоотвод, запроектировано 6 водоприемных воронок Ø300 мм, высота парапетной панели принята равной 1000 мм.

Вокруг водоприемных воронок внутреннего водостока основной водоизоляционный ковер усилить двумя дополнительными слоями рулонного материала.

Металлический лист по верху парапета должен иметь гнутый профиль и перекрывать стену по высоте не менее 50 мм и иметь плоскость отрыва капель не менее 80 мм от стены парапета.

Вентшахты и вентканалы на крыше запроектированы из керамического полнотелого одинарного кирпича КРО 75/СТБ 1160-99. Для предотвращения попадания в них атмосферных осадков запроектирован козырек из оцинкованной стали.

Окна и двери

Входные и внутренние двери со сплошным заполнением и снабжены прокладками для герметизации.

Окна запроектированы с двойным остеклением (стеклопакет), одно- и двустворчатые. Всего 2 типа окон.

С наружной стороны оконного блока по бортику из цементного раствора М 100 выполнить слив из оцинкованной стали по кровельным костылям размерами 20×3 мм с шагом 600 мм, которые крепить дюбелями полиамидными. Сливы из оцинкованной стали толщиной 0,8 мм должны быть плотно обжаты к костылям. Вылет сливов – не менее 50 мм за наружную плоскость стены.

Подоконник устанавливать в зазор между оконным блоком и стеной. Образовавшееся пространство заполнить монтажной пеной.

Двери запроектированы глухие филенчатые, одно- и двупольные. А также двери двупольные с остеклением. Всего 7 типов дверей.

Поверхности дверных блоков, примыкающих к стенам, должны антисептироваться и защищаться гидроизоляционным рулонным материалом. Зазор между коробкой и наружной стеной тщательно проконопатить термоизоляционными материалами – на $\frac{3}{4}$ глубины зазор проконопатить сухой паклей, а оставшуюся $\frac{1}{4}$ глубины со стороны помещения проконопатить жгутом, смоченным в гипсовом растворе. Крепить дверные блоки в стенах стальными костылями, забиваемыми в антисептированные деревянные пробки, установленные в проеме в процессе кладки. С каждой стороны дверного блока должно быть установлено не менее 3 пробок по высоте.

1.5 Теплотехнический расчет ограждающих

конструкций

В целях сокращения потерь тепла в зимний период и поступлений тепла в летний период при проектировании здания производится теплотехнический расчет стеновых ограждений и перекрытий.

Приведенное сопротивление теплопередаче ограждающих конструкций принимается не менее требуемых значений R_0^{mp} определяемых исходя из:

санитарно-гигиенических и комфортных условий;
условий энергосбережения.

Санитарно-гигиенические и комфортные условия

Требуемое сопротивление теплопередаче ограждающих конструкций, отвечающих санитарно-гигиеническим и комфортным условиям определяется по формуле:

$$R_0^{mp} = \frac{n \cdot (t_{в} - t_{н})}{\Delta t^H \cdot \alpha_{в}} = \frac{1 \cdot (18 - (-29))}{4 \cdot 8.7} = 1,351 \text{ м}^2 \text{ } ^\circ\text{C}/\text{Вт},$$

где:

n – коэффициент, принимаемый в зависимости от положения наружной поверхности ограждающих конструкций по отношению к наружному воздуху по табл. 3.2 [2]; $n=1$.

$t_{в}$ – расчетная температура внутреннего воздуха, $^\circ\text{C}$ принимаемая согласно ГОСТ 12.1.005-88 и нормам проектирования соответствующих зданий и сооружений. По табл. 2.2 [2] $t_{в} = 18^\circ\text{C}$.

t_H – расчетная зимняя температура наружного воздуха, °С, равная средней температуре наиболее холодной пятидневки, обеспеченностью 0.92. По табл.1 СНиП 23-01-2003 [] $t_H = - 29^\circ\text{C}$.

Δt^H - нормативный температурный перепад между температурой внутреннего воздуха и температурой внутренней поверхности ограждающей конструкции. По табл.2 [2] $\Delta t^H = 4.0$ °С (для покрытий) или 4.5 для наружных стен.

$\alpha_в$ – коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности ограждающих конструкций. По табл. 3.3 $\alpha_в = 8.7$ Вт/м² °С.

Условия энергосбережения

Градусо-сутки отопительного периода (ГСОП) определяют по формуле:

$$\text{ГСОП} = ((t_в - t_{\text{от.пер}}) \cdot z_{\text{от.пер}} = (18 - (-4.1)) \cdot 200 = 4420 \text{ }^\circ\text{C} \cdot \text{сут}$$

$t_в$ – расчетная температура внутреннего воздуха. По табл. 2.2 [2] со средней суточной температурой воздуха ниже или равной 8°С . = -4.1

$z_{\text{от.пер}}$ – продолжительность периода со средней суточной температурой воздуха ниже или равной 8°С $z_{\text{от.пер}} = 200$ сут.

Теплотехнический расчет покрытия кровли для г. Кузнецк

По табл. 16 $R_0^{mp} = 4,75$ м² °С/Вт.

Итак, принимаем $R_0^{mp} = 4,75$ м² °С/Вт из условия энергосбережения.

Конструкция покрытия от внутреннего слоя к наружному, имеющие соответствующую толщину и коэффициенты теплопроводности:

Таблица 4.

№ п/п	Наименования слоя	Толщина слоя, м	λ , Вт/м ⁰ ·С
1	Монолитная ж/б плита	$\delta_n = 0.20\text{м}$	$\lambda_n = 2.04$
2	Пароизоляция	$\delta_{нар} = 0.01\text{м}$	$\lambda_{нар} = 0.2$
3	Керамзитовый гравий по уклону	$\delta_{кер} = 0.0\div 0.3\text{м}$	$\lambda_{кер} = 0.23$
4	Утеплитель РУФ БАТТС	δ_y	$\lambda_y = 0.048$
5	Цементно-песчаная стяжка	$\delta_{ун} = 0.06\text{м}$	$\lambda_{ун} = 0.93$
6	Рулонный ковер в 3 слоя	$\delta_k = 0.15\text{м}$	$\lambda_k = 0.018$
7	Защитный слой из гравия	$\delta_{зр} = 0.01\text{м}$	$\lambda_{зр} = 0.23$

Толщина теплоизоляционного слоя определяется исходя из формул по СП-23-101-2004 «Проектирование тепловой защиты зданий»

$$\delta_y = (R_0^{мп} / r - \delta_n / \lambda_n - \delta_{нар} / \lambda_{нар} - \delta_{кер} / \lambda_{кер} - \delta_{ун} / \lambda_{ун} - \delta_k / \lambda_k - \delta_{зр} / \lambda_{зр} - 1 / \alpha_в - 1 / \alpha_n) \cdot \lambda_y$$

где $r = 0.95$ – коэффициент теплотехнической однородности (ф-ла 11)

$$\alpha_в = 8.7 \text{ Вт/м}^2 \cdot \text{°С}$$

α_H – коэффициент теплопередачи для зимних условий, который для наружных стен и покрытий равен $\alpha_H = 23 \text{ Вт/м}^2 \cdot \text{°C}$

$$\delta_y = (4.75/0.95 - 0.2/2.04 - 0.01/0.2 - 0.15/0.23 - 0.06/0.93 - 0.15/0.18 - 0.01/0.23 - 1/8,7 - 1/23) \cdot 0.048 = 0.184 \text{ м}$$

Конструктивно толщину необходимой теплоизоляции принимаем равной 200мм

1.6. Теплотехнический расчет наружных стен для г. Кузнецк

Требуемое сопротивление теплопередаче стеновых ограждающих конструкций, отвечающее санитарно-гигиеническим и комфортным условиям, определяют по таблице 1б:

$$R_0^{mp} = 3,18 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт.}$$

Таблица 5.1

№ п/п	Наименования слоя	Толщина слоя, м	λ , Вт/м·°C
1	Отделочный декоративный слой	$\delta_o = 0.004 \text{ м}$	$\lambda_o = 0.93$
2	Утеплитель минераловатный РУФ БАТТС	δ_y	$\lambda_y = 0.076$
3	Пенобетонные блоки	$\delta_n = 0.4 \text{ м}$	$\lambda_n = 0,47$
4	Штукатурный слой	$\delta_{ш} = 0.02 \text{ м}$	$\lambda_{ш} = 0.87$
5	Краска водоэмульсионная	$\delta_k = 0.01 \text{ м}$	$\lambda_k = 0.93$

Толщина теплоизоляционного слоя определяется по глади стены без учета влияния откосов проемов и других теплопроводных включений. Толщина теплоизоляционного слоя определяется исходя из формул по СП-23-101-2004 «Проектирование тепловой защиты зданий»

$$\delta_y = (R_0^{mp} / r - \delta_o / \lambda_o - \delta_n / \lambda_n - \delta_{ин} / \lambda_{ин} - \delta_k / \lambda_k - 1 / \alpha_o - 1 / \alpha_n) \cdot \lambda_y$$

где $r = 0.95$ – коэффициент теплотехнической однородности (ф-ла 11)

$$\alpha_o = 8.7 \text{ Вт/м}^2 \cdot \text{°C}$$

α_n – коэффициент теплопередачи для зимних условий, который для наружных стен с воздушной прослойкой вентилируемой наружным воздухом равна $\alpha_n = 12 \text{ Вт/м}^2 \cdot \text{°C}$

$$\delta_y = (3,18/0,95 - 0,004/0,93 - 0,4/0,43 - 0,02/0,87 - 0,01/0,93 - 1/8,7 - 1/23) \cdot 0,048 = 0,146\text{м}$$

Конструктивно толщину необходимой теплоизоляции принимаем равной 150мм.

1.7. Основные технико – экономические показатели

Количество этажей:

- надземных – 4

- подземных – 1

Из них:

- общественных – 4

- технических – 1

Площадь застройки – 1413м²

Общая площадь здания – 12717м²

Строительный объем здания – 41966,1м³.

2.1 Общая характеристика несущей системы

В качестве несущей системы здания принят монолитный железобетонный каркас с неравномерной сеткой колонн 3...6 м. Высота этажа принята 3,6 м. Пространственная жесткость каркаса обеспечивается поперечными и продольными рамами, диафрагмами жесткости, стенками лестничных клеток толщиной 400мм из тяжёлого бетона В25.

Колонны запроектированы сечением 400х400мм, 400х600мм из тяжелого бетона В25. Диск перекрытия - плоская железобетонная плита толщиной 200 мм из тяжелого бетона В25 с двойным армированием – верхним и нижним, с опорой на железобетонные вспомогательные балки.

Диафрагмы жесткости приняты толщиной 200 мм. Фундамент перекрестно-ленточный, мелкого заложения под колонны, и ленточный под монолитный стены подвала.

В качестве расчетной схемы железобетонного каркаса принята пространственная рама с жесткими узлами – шесть степеней свободы в узле (X, Y, Z, U_x, U_y, U_z). В этом случае будет в полной мере учтена совместная работа элементов каркаса.

2.2. Сбор нагрузок

Значения действующих нагрузок определим для четырёх загрузений:

- а) при действии расчётной постоянной нагрузки;
- б) при действии расчетной полной снеговой (временной) нагрузки на покрытие – для расчета с учетом длительности действия нагрузки коэффициент длительности равен 0,5;
- в) при действии расчетной полезной на перекрытия - для расчета с учетом длительности действия нагрузки коэффициент длительности равен 0,7;
- г) при действии нормативной ветровой нагрузки для проверки перемещений.

Нагрузку от действия ветра при высоте здания до 40 м можно учитывать без пульсационной составляющей.

Снеговая нагрузка определяется в соответствии со снеговым районом. Кузнецк находится в III снеговом районе согласно картам климатического районирования [3]. Снеговая нагрузка на 1 м^2 площади горизонтальной проекции покрытия определяется по указаниям раздела 5 СНиП 2.01.07-85* [3]. Коэффициент μ , перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие принимается равным 1,0, в соответствии с указаниями п.п.5.3-5.6 [3] по таблице приложения 3 [3] (номер схемы 1а, кровля плоская).

Расчётная снеговая нагрузка на покрытие для второго варианта расчёта равна:

$$S = \mu S_0 = 1.0 \cdot 1.8 = 1.8 \text{ кН/м}^2$$

где $S_0 = 1.8 \text{ кПа}$ - вес снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли, принимается по указаниям п. 5.2 [1] – для III снегового района. Для учета длительности действия нагрузки примем, что длительная и кратковременная снеговая нагрузка равны половине от полной:

$$S_{long} = S_{short} = 0.5S = 0.5 \cdot 1.8 = 0.9 \text{ кН/м}^2$$

Таблица 1.1 - Сбор нагрузок на покрытие

Вид нагрузки и расчет		Нормативная нагрузка кН/м ²	Коэффициент надежности γ_f	Расчетная нагрузка кН/м ²
1. Постоянные:				
1	Защитный слой из гравия на битумной мастике -10мм, $\rho = 16 \text{ кН/м}^3$	$16 \cdot 0,01 = 0,16$	1,1	0,176
2	3 Слоя наплавляемого рулонного битумно - полимерного материала "Техноэласт-ЭКП" - $g_1 = 0.012 \text{ кН/м}^2$	$3 \cdot 0,012 = 0,036$	1,2	0,043
3	Цементно-песчаная стяжка $\delta = 40 \text{ мм}$, $\rho = 18 \text{ кН/м}^3$	$18 \cdot 0,04 = 0,72$	1,1	0,792
4	Утеплитель - РУФ БАТТС - 200мм, $\rho = 3 \text{ кН/м}^3$	$3 \cdot 0,2 = 0,6$	1,2	0,72
5	Цементно-песчаная стяжка $\delta = 40 \text{ мм}$, $\rho = 18 \text{ кН/м}^3$	$18 \cdot 0,04 = 0,72$	1,1	0,792
6	Сетка 100/100/5/5 -5мм, $\rho = 3,168 \text{ кН/м}^3$	3,168	1,1	3,45
7	Керамзитовый гравий по уклону 300мм, $\rho = 12 \text{ кН/м}^3$	$12 \cdot 0,30 = 3,6$	1,1	3,96
8	Пароизоляция $g_1 = 0.012 \text{ кН/м}^2$	0,012	1,2	0,014
9	Монолитная ж/б плита $\delta = 200 \text{ мм}$, $\rho = 25 \text{ кН/м}^3$	$25 \cdot 0,20 = 5,0$	1,1	5,5
ИТОГО		13,116		14,457
2. Временные:				
1	Снеговая	1,26	1/0,7	1,8
	в том числе:			
	- длительная			1,2

	- кратковременная		1,2
	ВСЕГО	14,37	16,26

Таблица 1.2- Сбор временных нагрузок

Вид нагрузки и расчет		Норматив-ная нагрузка кН/м ²	Кoeffи-циент надежности γ_f	Расчет-ная нагрузка кН/м ²
2. Временные				
1	Полезная (служебные помещения административного персонала)	2,0		2,6
	в том числе:			
	- длительная	1,3	1,3	1,69
	- кратковременная	0,7	1,3	0,91
2	Коридоры и лестницы	3,0	1.1	3,3
3	Технический этаж	2,0	1.1	2,2
4	Чердачные помещения	0,70	1.3	0,91
5	Балконы (полосовая нагрузка шириной b=0,8м)	4,0	1.1	4,4

Ветровая нагрузка.

Ветровая нагрузка на высоте z над поверхностью земли определяется по формуле (6) [1]:

$$\omega_m = \omega_0 \cdot k \cdot c_e$$

где ω_0 - нормативное значение ветрового давления, определяемое по указаниям п.6.4 [1] для II ветрового района и типа местности «В» - г.Кузнецк: $\omega_0=0,3\text{кПа}$ ($0,3\text{кН/м}^2$);

k - коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте, принимаемый в соответствии с п.6.5 [1] для типа местности «В» по табл.6 [1] и рис. 4а;

c_e - аэродинамический коэффициент: наветренная поверхность – $c_e=0,8$; подветренная поверхность – $c_e=0,6$.

Распределённая по высоте ветровая нагрузка приводится к узловой по эквивалентному моменту. Узловые нагрузки определяются по формуле:

$$F = \omega_0 \cdot k \cdot c_e \cdot \gamma_f \cdot H_{fl} \cdot B$$

где γ_f - коэффициент надёжности по нагрузке, $\gamma_f = 1,4$;

H_{fl} - высота этажа, принимаемый равной сумме половины высоты этажей, расположенных ниже и выше рассматриваемого узла;

B - ширина ветрового фронта (шаг поперечных стен).

Значения статической составляющей ветрового давления

Наветренная сторона здания

Таблица 2

Наветренная сторона здания		
Высоты (м)	Нормативное значение ветрового давления (кН/м ²)	Расчетное значение ветрового давления (кН/м ²)
0	0.12	0.17
5	0.12	0.17
10	0.16	0.22
15	0.18	0.26
20	0.21	0.29
Подветренная сторона здания		
Высота (м)	Нормативное значение ветрового давления (кН/м ²)	Расчетное значение ветрового давления (кН/м ²)
0	-0.09	-0.13
5	-0.09	-0.13
10	-0.12	-0.16
15	-0.14	-0.19
20	-0.15	-0.22

Коэффициенты сочетания по нагрузкам.

Коэффициент надежности по I уровню ответственности здания: $\gamma_n = 1$.

Коэффициент сочетания по заданной площади определяем по формуле в соответствии с п.3.8 [2]:

$$\psi_{A1} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{\frac{A}{A_1}}};$$

За величину A в формуле принимаем минимальную грузовую площадь, согласно плана здания, в результате получаем максимальное значение коэффициента ψ_{A1} :

$$\psi_{A1} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{\frac{A}{A_1}}} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{\frac{36,3}{9}}} = 0,697$$

Согласно п.3.9 [1] при расчёте колонн, стен и фундаментов, воспринимающих нагрузки от двух перекрытий и более, полные нормативные значения полезной нагрузки следует снижать умножением на коэффициент сочетания ψ_{n1} :

$$\psi_{n1} = 0,4 + \frac{\psi_{A1} - 0,4}{\sqrt{n}} = 0,4 + \frac{0,697 - 0,4}{\sqrt{4}} = 0,548;$$

где n - общее число перекрытий, нагрузки от которых учитываются при расчете рассматриваемого сечения колонны.

При учете сочетаний нагрузок, включающих постоянные и не менее двух временных, расчетные значения временных нагрузок или соответствующих им усилия умножались на коэффициенты сочетаний, равные для длительных нагрузок $\psi_1 = 0,95$; для кратковременных $\psi_2 = 0,9$.

2.3. Расчет монолитного плоского перекрытия

Производим сбор нагрузок для плиты перекрытия в цифровых 4-8 и буквенных осях Ж-Л на втором этаже на отметке +3,300.

Нагрузка от конструкции покрытия прикладывается как равномерно распределенную. Сбор нагрузок на перекрытие.

Таблица 3

Вид нагрузки и расчет		Нормативная нагрузка кН/м ²	Коэффициент надежности γ_f	Расчетная нагрузка кН/м ²
1. Постоянные:				
1	Конструкция пола:	1,425	1,2	1,71
1.1	Линолеум "Таркет" - $\delta=2\text{мм}$ $\rho=18\text{ кН/м}^3$	$0,002 \cdot 18 = 0,036$	1,2	0,043
1.2	Мастика клеящая "бустилат" - $\delta=1\text{мм}$ $\rho=9\text{ кН/м}^3$	$0,001 \cdot 9 = 0,009$	1,2	0,011
1.3	Стяжка из цементно-песчаного раствора М150 - $\delta=0,04\text{м}$, $\rho=18\text{ кН/м}^3$	$0,04 \cdot 18 = 0,72$	1,1	0,792
1.4	4. Слой теплоизоляционный - керамзитобетон - $\delta=55\text{мм}$ $\rho=12\text{ кН/м}^3$	$0,055 \cdot 12 = 0,66$	1,1	0,726
2	От перегородок	0,575	1,2	0,69
3	Монолитная ж/б плита $\delta = 200\text{мм}$, $\rho = 25\text{ кН/м}^3$	$25 \cdot 0,2 = 5,0$	1,1	6,05
ИТОГО		7,0		7,9
2. Временные				
1	Полезная (служебные помещения административного персонала)	2,0		2,6
	в том числе:			
	- длительная	1,3	1,3	1,69
	- кратковременная	0,7	1,3	0,91
ВСЕГО		9,0		10,5

Подбор арматуры.

Для расчета монолитного перекрытия рассмотрим представительную ячейку второго этажа в осях 4-8 и Ж-Л, которая будет опираться на колонны и второстепенные балки.

Для расчета плиты в плане условно выделяем полосу шириной 1м. Плита будет работать как простая неразрезная балка, опорами которой

служат второстепенная балка и наружные стены. При этом нагрузка на 1 м плиты будет равна нагрузке на 1 м² перекрытия.

С учетом коэффициента надежности по назначению здания расчетная нагрузка на 1 м плиты:

$$q = (g + v \cdot \psi_{A1}) \cdot \gamma_n = (7,9 + 2,6 \cdot 0,697) \cdot 1 = 9,71 \text{ кН/м}^2$$

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

$$q_{tot} = 9,0 \cdot 1 = 9,0 \text{ кН/м}^2$$

Определим изгибающие моменты усилий:

$$M = ql_0^2 / 8 = 9,71 \cdot 6,0^2 / 8 = 43,71 \text{ кНм}$$

$$M_{tot} = q_{tot} l_0^2 / 8 = 9 \cdot 6,0^2 / 8 = 40,5 \text{ кНм}$$

$$M_l = q_l l_0^2 / 8 = 7 \cdot 6,0^2 / 8 = 31,5 \text{ кНм}$$

Толщина плиты 200мм.

Характеристики бетона. Прочностные и деформационные характеристики бетон класса В25 арматура класса А400:

$$\gamma_{b1} = 0,9, \quad R_b = 14,5 \cdot 0,9 = 13,05 \text{ МПа}, \quad R_{bt} = 1,05 \cdot 0,9 = 0,945 \text{ МПа},$$

$$R_s = R_{sc} = 355 \text{ МПа}, E_b = 30000 \text{ МПа}, \text{ защитный слой } a = 20 \text{ мм}$$

Подбор сечения продольной арматуры сеток.

$$\text{Рабочая высота сечения плиты: } h_0 = h - a = 200 - 20 = 180 \text{ мм.}$$

$$\text{Коэффициент: } \alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{43,71 \cdot 10^6}{13,05 \cdot 1000 \cdot 180^2} = 0,0561.$$

Находим $\xi = 0,17 < \xi_R = 0,604$, где

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{scu}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,746}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,746}{1,1}\right)} = 0,604;$$

$$\omega = 0,85 - 0,008 R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 13,05 = 0,746$$

Предельная относительная высота сжатой зоны: $\xi_R = 0,604$,
соответственно $\alpha_R = \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) = 0,604 (1 - 0,5 \cdot 0,604) = 0,421 > \alpha_m = 0,0561$, т.е.
сжатая арматура не требуется.

Требуемая площадь растянутой арматуры:

$$A_s = \frac{R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - \alpha_m})}{R_s} = \frac{13,05 \cdot 1 \cdot 0,180 \cdot (1 - \sqrt{1 - 0,0561})}{355} \cdot 10^6 = 261,8 \text{ мм}^2.$$

Задаемся шагом рабочих стержней в сетке $s=200$ мм. Тогда принимаем $3\text{Ø}12\text{A}400$ $A_s = 339 \text{ мм}^2$, $s=200$ мм. В другом направлении аналогично принимаем $3\text{Ø}12$ $\text{A}400$ $A_s = 339 \text{ мм}^2$, $s=200$ мм. Верхние сетки устанавливаем конструктивно $3\text{Ø}8$ $\text{B}500$ $s=200$ мм в обоих направлениях.

Расчет по бетонной полосе между наклонными сечениями.

Производят из условия:

$$Q_{\max} = q l_0 / 2 = 9,71 \cdot 6,0 / 2 = 29,13 \text{ кН}$$

$Q_{\max} = 29,13 \leq 0,3 R_b b h_0 = 0,3 \cdot 13,05 \cdot 1000 \cdot 180 = 704,7 \text{ кН}$, т.е. прочность обеспечена.

Расчет по наклонному сечению.

Расчетное сопротивление поперечной арматуры срезу $R_{sw} = 300 \text{ МПа}$ (для $\text{B}500$).

Момент в наклонном сечении

$$M_b = 1,5 R_{bt} b h_0^2 = 1,5 \cdot 0,945 \cdot 10^3 \cdot 0,180^2 = 45,93 \text{ кНм.}$$

Длина проекции наклонного сечения $c = 3 h_0 = 3 \cdot 180 = 540$ мм.

$$\text{Поперечная сила, воспринимаемая бетоном } Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{45,93}{0,54} = 85,05 \text{ кН}$$

Нагрузка в наклонном сечении $q_1 = R_{sw} A_{sw} / s = 300 \cdot 59 / 200 = 88,5 \text{ кН/м}$

Поперечная сила в конце наклонного сечения
 $Q = Q_{\max} - q_1 c = 29,13 - 88,5 \cdot 0,540 = 18,66 \text{ кН}$

Проверим, нужны ли хомуты, по двум условиям:

а) $Q_{\max} = 29,13 \leq 2,5 R_{bt} b h_0 = 389,9 \text{ кН}$

б) $Q = 18,66 \leq Q_b = 85,05$, т.е. поперечная арматура не требуется.

Расчет по образованию трещин.

Коэффициент приведения арматуры к бетону $\alpha = E_s / E_b = 7,407$

Площадь бетонного сечения $A_b = bh = 0.2 \text{ м}^2$.

Коэффициент армирования $\mu_s = \frac{A_s}{bh} = \frac{769}{1000 \cdot 200} = 0,0038$;

Площадь приведенного сечения $A_{red} = A_b + \alpha A_s = 0.314 \text{ м}^2$.

Приведенный статический момент $S_{red} = bh \frac{h}{2} + \alpha A_s a = 0,042 \text{ м}^3$.

Ордината ц.т. приведенного сечения $y = \frac{S_{red}}{A_{red}} = 0,133 \text{ м}$

Момент инерции приведенного сечения

$$I_{red} = I_b + \alpha I_{sp} = \frac{bh^3}{12} + [\alpha A_s (y - a)^2] = 2.116 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4.$$

Приведенный момент сопротивления сечения $W_{red} = \frac{I_{red}}{y} = 0.016 \text{ м}^3$.

Момент трещинообразования

в: $M_{crc} = \gamma R_{bt,ser} W_{red} = 35,3 > M_{tot} = 20,25 \text{ кНм}$, т.е. трещины не образуются.

Расчет по прогибам.

Предельно допустимый прогиб плиты $f_{ult} = \frac{1}{250} l_0 = 24 \text{ мм}$.

Момент от кратковременной нагрузки

$$M_{sh} = M_{tot} - M_l = 40,5 - 31,5 = 9 \text{ кНм}$$

Модуль упругости бетона при непродолжительном действии нагрузки

$$E_{b1} = 0.85 E_b = 23370 \text{ МПа}$$

Коэффициент ползучести бетона $\varphi_{b,cr} = 2.8$.

Модуль упругости бетона при продолжительном действии нагрузки

$$E_{b1}^r = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}} = 7237 \text{ МПа}$$

Коэффициент приведения арматуры и бетона при непродолжительном действии нагрузки $\alpha_{s1} = E_s / E_{b1} = 8.5$

Коэффициент приведения арматуры и бетона при продолжительном действии нагрузки $\alpha_{s1}^{\tau} = E_s / E_{b1}^{\tau} = 27.6$

Приведенный момент инерции сечения при непродолжительном действии нагрузки $I_{red} = I_b + \alpha_{s1} I_s = 2.25 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4$

Приведенный момент инерции сечения при продолжительном действии нагрузки $I_{red}^{\tau} = I_b + \alpha_{s1}^{\tau} I_s = 2.6 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4$

Кривизны соответственно от непродолжительного действия кратковременных нагрузок и от продолжительного действия постоянных и

длительных нагрузок $\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{M_{sh}}{E_{b1} I_{red}} = \frac{9}{23370 * 2,25 * 10^{-3}} = 16,6 \cdot 10^{-5} \text{ м}^{-1}$,

$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M_l}{E_{b1} I_{red}^{\tau}} = \frac{34,5}{7237 * 2,6 * 10^{-3}} = 4,88 \cdot 10^{-3} \text{ м}^{-1}$.

Полная кривизна $\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2 = 0,653 \cdot 10^{-3} \text{ м}^{-1}$.

Коэффициент расчетной схемы $S=5/48$.

Расчетный прогиб $f = \frac{1}{r} S l_0^2 = 6,11 \text{ мм} < f_{ult} = 25,2$, т.е. жесткость плиты обеспечена.

Поскольку длина арматурных стержней не перекрывает всей длины плиты, то необходимо использовать несколько стержней арматуры. Длина нахлесточного соединения зависит от условия работы стыка, марки бетона и типа рабочей арматуры.

Ненапрягаемую арматуру периодического профиля заводят за нормальное к продольной оси элемента сечение, в котором она учитывается с полным расчетным сопротивлением на длину анкеровки:

$$l_{an} = [\omega_{an} (R_s / R_b + \Lambda \lambda_{an})] d = [0.7(355 / 13.05 + 11)] 12 = 392 \text{ мм}$$

Но не менее $l_{an} = \lambda_{an} d = 20 * 12 = 240 \text{ мм}$

Принимаем длину нахлесточного соединения 400 мм.

2.4 Расчет второстепенной балки

Сбор нагрузок на второстепенную балку с грузовой полосой 6000мм

Таблица 4

Вид нагрузки и расчет		Норматив-ная нагрузка кН/м ²	Коэффи-циент надежнос-ти γ_f	Расчет-ная нагрузка кН/м ²
1. Постоянные:				
1	Конструкция пола:	1,425	1,2	1,71
1.1	Линолеум "Таркет" - $\delta=2\text{мм}$ $\rho=18\text{ кН/м}^3$	$0,002 \cdot 18 =$ $=0,036$	1,2	0,043
1.2	Мастика клеящая "бустилат" - $\delta=1\text{мм}$ $\rho=9\text{ кН/м}^3$	$0,001 \cdot 9 =$ $=0,009$	1,2	0,011
1.3	Стяжка из цементно-песчаного раствора М150 - $\delta=0,04\text{м}$, $\rho=18\text{ кН/м}^3$	$0,04 \cdot 18 = 0,72$	1,1	0,792
1.4	4. Слой теплоизоляционный - керамзитобетон - $\delta=55\text{мм}$ $\rho=12\text{ кН/м}^3$	$0,055 \cdot 12 =$ $=0,66$	1,1	0,726
2	От перегородок	0,575	1,2	0,69
3	Монолитная ж/б плита $\delta = 200\text{мм}$, $\rho = 25\text{ кН/м}^3$	$25 \cdot 0,2 \cdot 6,0 =$ $=30,0$	1,1	33
4	Собственный вес балки 250x500мм, $\rho=25\text{кН/м}^3$	$25 \cdot 0,25 \cdot 0,5 \cdot 6,0$ $=18,75$	1,1	20,63
ИТОГО		50,75		56,03
2. Временные				
1	Полезная	2,0		2,6
	в том числе:			
	- длительная	1,3	1,3	1,69
	- кратковременная	0,7	1,3	0,91
ВСЕГО		52,75		58,63

Вычисляем расчетный пролет для крайнего пролета балки, который равен расстоянию от оси опоры на стене до грани главной балки, балка рассматривается с обоими заземленными концами.

$$l_{0_1} = 6000 \text{ мм}$$

$$q = (g + v \cdot \psi_{A1}) \cdot \gamma_n = (56,03 + 2,6 \cdot 0,697) \cdot 1 = 57,84 \text{ кН/м}^2$$

Изгибающие моменты в пролете:

$$M = ql_{0_1}^2 / 24 = 57,84 \cdot 6,0^2 / 24 = 86,76 \text{ кНм}$$

Максимальная поперечная сила (на первой опоре слева) равна

$$Q = 0,6ql_{0_1} = 0,5 \cdot 57,84 \cdot 6,0 = 173,52 \text{ кН.}$$

Продольная рабочая арматура для второстепенной балки класса А-400 ($R_s = 365 \text{ МПа}$).

По формуле проверим правильность предварительного назначения высоты сечения второстепенной балки:

$$h_0 \geq \sqrt{\frac{M}{0,289R_b b}} = \sqrt{\frac{86,76 \cdot 10^6}{0,289 \cdot 13,05 \cdot 250}} = 303,4 \text{ мм}$$

или $h_0 + a = 303,4 + 35 = 338,4 \text{ мм} < 500 \text{ мм}$, т.е. увеличивать высоту сечения не требуется.

Выполним расчеты прочности сечений, нормальных к продольной оси балки, на действие изгибающих моментов

$$\text{Вычислим } h_0 = h - a = 500 - 30 = 470 \text{ мм,}$$

$$b'_f = 2 \cdot 1/6 \cdot l_{0_1} + b = 2/6 \cdot 6000 + 250 = 2250 \text{ мм.}$$

$$\text{Так как } R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5h'_f) = 13,05 \cdot 2250 \cdot 200(500 - 0,5 \cdot 200) = 234,9 \text{ кНм}$$

$234,9 \text{ кНм} > 86,76 \text{ кНм}$, то граница сжатой зоны проходит в полке.

Вычислим

$$\alpha_m = M / (R_b b h_0^2) = 86,76 \cdot 10^6 / (13,05 \cdot 2250 \cdot 470^2) = 0,0134 < \alpha_R = 0,44$$

По $\alpha_m = 0,019$ находим $\zeta = 0,986$, тогда требуемая по расчету площадь продольной рабочей арматуры будет равна

$$A_s = M / (R_s \zeta h_0) = 86,76 \cdot 10^6 / (365 \cdot 0,986 \cdot 470) = 514,28 \text{ мм}^2.$$

Принимаем $2\varnothing 22A-400 (A_s = 760)$.

Выполним расчет прочности наиболее опасного сечения балки на действие поперечной силы у опоры слева. По Приложению из условия сварки принимаем поперечные стержни $\varnothing 6$ класса В-500 ($R_{sw} = 260$ МПа, $E = 200000$ МПа, число каркасов – два ($A_{sw} = 2 \cdot 28,3 = 56,6$ мм²). Назначаем максимально допустимый шаг стержней $s = 150$ мм согласно требованиям.

Поперечная сила на опоре $Q_{max} = 173,52$ кН, фактически распределенная нагрузка $q = 57,84$ кН/м.

Проверим прочность наклонной полосы на сжатие по условию. Определим коэффициенты φ_{w_1} и φ_{b_1} :

$$\mu_w = A_{sw} / (bs) = 56,6 / (250 \cdot 150) = 0,0015,$$

$$\alpha = E_s / E_b = 200000 / 30000 = 6,67,$$

$$\varphi_{w_1} = 1 + 5\alpha\mu_w = 1 + 5 \cdot 6,67 \cdot 0,0015 = 1,05 < 1,3$$

Для тяжелых бетонов $\beta = 0,01$

$$\varphi_{b_1} = 1 - \beta R_b = 1 - 0,01 \cdot 13,05 = 0,8695$$

Тогда

$$0,3\varphi_{w_1}\varphi_{b_1}R_b b h_0 = 0,3 \cdot 1,05 \cdot 0,8695 \cdot 13,05 \cdot 250 \cdot 470 = 1807 \text{ кН}$$

Т.к. $1807 \text{ кН} > 173,52 \text{ кН}$, т.е. прочность наклонной полосы ребра балки обеспечена.

По условию проверим прочность наклонного сечения по поперечной силе. Определим величины M_b и q_{sw} :

$$\varphi_{b_2} = 2; \quad \text{т.к.} \quad b'_f - b = 2250 - 250 = 2000 \text{ мм} > 3h'_f = 3 \cdot 200 = 600 \text{ мм},$$

принимаем $b'_f - b = 600$ мм, тогда

$$\varphi_f = 0,75(b'_f - b)h'_f / (bh_0) = 0,75 \cdot 600 \cdot 200 / (250 \cdot 470) = 0,471 < 0,5,$$

$$M_b = \varphi_{b_2} (1 + \varphi_f) R_{bt} b h_0^2 = 2(1 + 0,471) \cdot 0,945 \cdot 250 \cdot 470^2 = 153,5 \cdot 10^6 \text{ Нмм} = \\ = 153,5 \text{ кНм},$$

$$q_{sw} = R_{sw} A_{sw} / s = 260 \cdot 56,6 / 150 = 128,11 \text{ кН/м}$$

Определим значение $Q_{b,\min}$, $\varphi_{b_3} = 0,6$;

$$Q_{b,\min} = \varphi_{b_3} (1 + \varphi_f) R_{bt} b h_0 = 0.6(1 + 0.471) 0.945 \cdot 250 \cdot 470 = 98 \text{ кН}$$

Поскольку

$$Q_{b,\min} / (2h_0) = 98 / (2 \cdot 0.47) = 104.26 \text{ кН/м} < q_{sw} = 128,11 \text{ кН/м}$$

Следовательно, значение M_b не корректируем.

Определяем длину проекции опасного наклонного сечения с. Так как $0.56q_{sw} = 0.56 \cdot 128,11 = 71,74 \text{ кН/м} > q_1 = 57,84 \text{ кН/м}$, значением с определяем только по формуле:

$$c = \sqrt{M / q} = \sqrt{86,76 / 57,84} = 1,23 \text{ м}$$

Поскольку $c = 1,23 \text{ м} < (\varphi_{b_2} / \varphi_{b_3}) h_0 = (2 / 0.6) 0.47 = 1.56 \text{ м}$, принимаем $c = 1.23 \text{ м}$.

Тогда

$$Q_b = M_b / c = 153.5 / 1.23 = 124,79 \text{ кН} > Q_{b,\min} = 98 \text{ кН},$$

$$Q = Q_{\max} - q_1 c = 173,52 - 57,84 \cdot 1.23 = 102,38 \text{ кН}$$

Длина проекции наклонной трещины будет равна

$$c_0 = \sqrt{M_b / q_{sw}} = \sqrt{153.5 / 128,11} = 1,095 \text{ м}$$

Так как $c_0 = 1,095 \text{ м} > 2h_0 = 2 \cdot 0.47 = 0.94 \text{ м}$, принимаем $c_0 = 0.94 \text{ м}$, тогда $Q_{sw} = q_{sw} c_0 = 128,11 \cdot 0.94 = 120,43 \text{ кН}$.

Проверим условие:

$$Q_b + Q_{sw} = 124,79 + 120,43 = 245,22 \text{ кН} > Q = 102,38 \text{ кН}$$

т.е. прочность наклонного сечения по поперечной силе обеспечена.

Требования также выполняются, поскольку

$$s_{\max} = \varphi_{b_4} R_{bt} b h_0^2 / Q_{\max}$$

$$s_{\max} = 1.5 \cdot 0.945 \cdot 250 \cdot 470^2 / (173,52 \cdot 10^3) = 451,8 \text{ мм} > s = 150 \text{ мм}$$

2.5. Расчет монолитного козырька

Сбор нагрузок на козырек

Таблица 5

Вид нагрузки и расчет		Норматив-ная нагрузка кН/м ²	Коэффи-циент надежнос-ти γ_f	Расчет-ная нагрузка кН/м ²
1. Постоянные:				
1	Защитный слой из гравия на битумной мастике -10мм, $\rho = 16 \text{ кН/м}^3$	$16 \cdot 0,01 = 0,16$	1,1	0,176
2	3 Слоя наплаваемого рулонного битумно-полимерного материала "Техноэласт-ЭКП" - $g_1 = 0.012 \text{ кН/м}^2$	$3 \cdot 0,012 = 0,036$	1,2	0,043
3	Цементно-песчаная стяжка $\delta = 30 \text{ мм}$, $\rho = 18 \text{ кН/м}^3$	$18 \cdot 0,03 = 0,54$	1,1	0,594
4	Пароизоляция $g_1 = 0.012 \text{ кН/м}^2$	0,012	1,2	0,014
5	Монолитная ж/б плита $\delta = 200 \text{ мм}$, $\rho = 25 \text{ кН/м}^3$	$25 \cdot 0,2 = 5,0$	1,1	5,5
ИТОГО		5,748		6,327
2. Временные				
1	Снеговая	1,26	1/0,7	1,8
	в том числе:			
	- длительная			1,2
	- кратковременная			1,2
ВСЕГО		7,01		8,127

Подбор арматуры.

Рассчитываем монолитный козырек в цифровых осях 4-7 и буквенной Б, расположенный над центральным входом в здание.

Для расчета козырька в плане условно выделяем полосу шириной 1м. Плита будет работать как балка, с одним защемленным и другим шарнирно

опертым концами, опорами служат колонны и вспомогательные балки. При этом нагрузка на 1м плиты будет равна нагрузке на 1 м² козырька.

С учетом коэффициента надежности по назначению здания расчетная нагрузка на 1 м козырька $q = (g + v \cdot \psi_{A1}) \cdot \gamma_n = (6,327 + 2,4 \cdot 0,697) \cdot 1 = 8,127$ кН/м²

$$q_l = 5,748 \cdot 1 = 5,748 \text{ кН/м}^2$$

$$q_{tot} = 7,01 \cdot 1 = 7,01 \text{ кН/м}^2$$

Определим изгибающие моменты усилий:

$$M = \frac{9}{128} q l_{0_2}^2 = \frac{9}{128} 8,127 \cdot 4,75^2 = 13,85 \text{ кНм}$$

$$M_{tot} = \frac{9}{128} q_{tot} l_{0_2}^2 = \frac{9}{128} 7,01 \cdot 4,75^2 = 11,78 \text{ кНм}$$

$$M_l = \frac{9}{128} q_l l_{0_2}^2 = \frac{9}{128} 5,748 \cdot 4,75^2 / 16 = 9,12 \text{ кНм}$$

Толщина плиты козырька 200мм.

Характеристики бетона. Прочностные и деформационные характеристики бетон класса В25 арматура класса А400:

$$\gamma_{b1} = 0,9, \quad R_b = 14,5 \cdot 0,9 = 13,05 \text{ МПа}, \quad R_{bt} = 1,05 \cdot 0,9 = 0,945 \text{ МПа},$$

$$R_s = R_{sc} = 355 \text{ МПа}, E_b = 30000 \text{ МПа}, \text{ защитный слой } a = 20 \text{ мм}$$

Подбор сечения продольной арматуры сеток.

Рабочая высота сечения плиты: $h_0 = h - a = 200 - 20 = 180$ мм.

$$\text{Коэффициент: } \alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{13,85 \cdot 10^6}{13,05 \cdot 1000 \cdot 180^2} = 0,033.$$

Находим $\xi = 0,03 < \xi_R = 0,604$, где

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{scu}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,746}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,746}{1,1}\right)} = 0,604;$$

$$\omega = 0,85 - 0,008 R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 13,05 = 0,746$$

Предельная относительная высота сжатой зоны: $\xi_R = 0.604$,
соответственно $\alpha_R = \xi_R(1 - 0.5\xi_R) = 0,604(1 - 0,5 \cdot 0,604) = 0.421 > \alpha_m = 0,033$, т.е.
сжатая арматура не требуется.

Требуемая площадь растянутой арматуры:

$$A_s = \frac{R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - \alpha_m})}{R_s} = \frac{13,05 \cdot 1 \cdot 0,180 \cdot (1 - \sqrt{1 - 0,033})}{355} \cdot 10^6 = 650,7 \text{ мм}^2.$$

Задаемся шагом рабочих стержней в сетке $s=300$ мм. Тогда принимаем $5\text{Ø}14$ А400 $A_s = 769 \text{ мм}^2$, $s=300$ мм. В другом направлении аналогично принимаем $5\text{Ø}14$ А400 $A_s = 769 \text{ мм}^2$, $s=300$ мм. Верхние сетки устанавливаем конструктивно $5\text{Ø}5$ В500 $s=300$ мм в обоих направлениях.

Расчет по бетонной полосе между наклонными сечениями.

Производят из условия:

$$Q_{\max} = 5/8 \cdot q l_0 = 5/8 \cdot 8,127 \cdot 4,75 = 25,91 \text{ кН}$$

$Q_{\max} = 25,91 \leq 0,3R_b b h_0 = 0,3 \cdot 13,05 \cdot 1000 \cdot 180 = 704,7 \text{ кН}$, т.е. прочность обеспечена.

Расчет по наклонному сечению.

Расчетное сопротивление поперечной арматуры срезу $R_{sw} = 260 \text{ МПа}$ (для В500).

Момент в наклонном сечении

$$M_b = 1,5 R_{bt} b h_0^2 = 1,5 \cdot 0,945 \cdot 10^3 \cdot 0,180^2 = 45,93 \text{ кНм.}$$

Длина проекции наклонного сечения $c = 3h_0 = 3 \cdot 180 = 540$ мм.

$$\text{Поперечная сила, воспринимаемая бетоном } Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{45,93}{0,54} = 85,05 \text{ кН}$$

Нагрузка в наклонном сечении $q_1 = R_{sw} A_{sw} / s = 260 \cdot 39 / 300 = 33,8 \text{ кН/м}$

Поперечная сила в конце наклонного сечения

$$Q = Q_{\max} - q_1 c = 25,91 - 33,8 \cdot 0,540 = 7,66 \text{ кН}$$

Проверим, нужны ли хомуты, по двум условиям:

а) $Q_{\max} = 25,91 \leq 2,5 R_{bt} b h_0 = 389,9 \text{ кН}$

б) $Q = 7,66 \leq Q_b = 85,05$, т.е. поперечная арматура не требуется.

Расчет по образованию трещин.

Коэффициент приведения арматуры к бетону $\alpha = E_s / E_b = 7,407$

Площадь бетонного сечения $A_b = bh = 0,2 \text{ м}^2$.

Коэффициент армирования $\mu_s = \frac{A_s}{bh} = \frac{769}{1000 \cdot 200} = 0,0038$;

Площадь приведенного сечения $A_{red} = A_b + \alpha A_s = 0,314 \text{ м}^2$.

Приведенный статический момент $S_{red} = bh \frac{h}{2} + \alpha A_s a = 0,042 \text{ м}^3$.

Ордината ц.т. приведенного сечения $y = \frac{S_{red}}{A_{red}} = 0,133 \text{ м}$

Момент инерции приведенного сечения

$$I_{red} = I_b + \alpha I_{sp} = \frac{bh^3}{12} + [\alpha A_s (y - a)^2] = 2,116 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4.$$

Приведенный момент сопротивления сечения $W_{red} = \frac{I_{red}}{y} = 0,016 \text{ м}^3$.

Момент трещинообразования:

$M_{crc} = \gamma R_{bt,ser} W_{red} = 35,3 > M_{tot} = 11,78 \text{ кНм}$, т.е. трещины не образуются.

Расчет по прогибам.

Предельно допустимый прогиб плиты $f_{ult} = \frac{1}{250} l_0 = 19 \text{ мм}$.

Момент от кратковременной нагрузки $M_{sh} = M_{tot} - M_l = 2,26 \text{ кНм}$

Модуль упругости бетона при непродолжительном действии нагрузки
 $E_{b1} = 0,85 E_b = 23370 \text{ МПа}$

Коэффициент ползучести бетона $\varphi_{b,cr} = 2,8$.

Модуль упругости бетона при продолжительном действии нагрузки

$$E_{b1}^r = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}} = 7237 \text{ МПа}$$

Коэффициент приведения арматуры и бетона при непродолжительном действии нагрузки $\alpha_{s1} = E_s / E_{b1} = 8,5$

Коэффициент приведения арматуры и бетона при продолжительном действии нагрузки $\alpha_{s1}^{\tau} = E_s / E_{b1}^{\tau} = 27.6$

Приведенный момент инерции сечения при непродолжительном действии нагрузки $I_{red} = I_b + \alpha_{s1} I_s = 2.25 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4$

Приведенный момент инерции сечения при продолжительном действии нагрузки $I_{red}^{\tau} = I_b + \alpha_{s1}^{\tau} I_s = 2.6 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4$

Кривизны соответственно от непродолжительного действия кратковременных нагрузок и от продолжительного действия постоянных и

длительных нагрузок $\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{M_{sh}}{E_{b1} I_{red}} = 1.05 \cdot 10^{-5} \text{ м}^{-1}$

, $\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M_l}{E_{b1}^{\tau} I_{red}^{\tau}} = 0.36 \cdot 10^{-3} \text{ м}^{-1}$.

Полная кривизна $\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2 = 3.7 \cdot 10^{-3} \text{ м}^{-1}$.

Коэффициент расчетной схемы $S=5/48$.

Расчетный прогиб $f = \frac{1}{r} S l_0^2 = 6,32 \text{ мм} < f_{ult} = 19$, т.е. жесткость плиты обеспечена.

2.6 Расчет монолитной колонны по оси Е-8

Производим сбор нагрузок на $36,3 \text{ м}^2$ грузовой площади для колонны в осях Е-8 на отметке +3,400.

Таблица 6

Вид нагрузки и расчет		Нормативная нагрузка кН/м ²	Коэффициент надежности γ_f	Расчетная нагрузка кН/м ²
1. Постоянные:				
1	Конструкция пола:	$1,425 \cdot 36,3 = 51,73$	1,2	62,07
1.1	Линолеум "Таркет" - $\delta=2 \text{ мм}$ $\rho=18 \text{ кН/м}^3$	$0,002 \cdot 18 =$	1,2	0,043

		=0,036		
1.2	Мастика клеящая "бустилат" - $\delta=1\text{мм}$ $\rho=9\text{ кН/м}^3$	$0,001\cdot 9=$ $=0,009$	1,2	0,011
1.3	Стяжка из цементно-песчаного раствора М150 – $\delta=0,04\text{м}$, $\rho=18\text{ кН/м}^3$	$0,04\cdot 18=0,72$	1,1	0,792
1.4	4. Слой теплоизоляционный – керамзитобетон – $\delta=55\text{мм}$ $\rho=12\text{ кН/м}^3$	$0,055\cdot 12=$ $=0,66$	1,1	0,726
2	От перегородок	$0,575\cdot 36,3=$ $=20,87$	1,2	25,05
3	Монолитная ж/б плита $b = 200\text{мм}$, $\rho = 25\text{ кН/м}^3$	$0,2\cdot 25\cdot 36,3=$ $=181,5$	1,1	199,65
4	Монолитная ж/б второстепенная балка $b = 250\text{мм}$, $h=500\text{мм}$ $\rho = 25\text{ кН/м}^3$	$25\cdot 0,25\cdot 0,5\cdot$ $\cdot 12,05=$ $=37,66$	1,1	41,42
5	Собственный вес монолитной ж/б колонны $600\text{х}400\text{мм}$ $h=3,6\text{м}$, $\rho=25\text{кН/м}^3$	$25\cdot 0,4\cdot 0,6\cdot 3,6$ $=21,6$	1,1	23,76
ИТОГО		313,96		351,95
2. Временные				
1	Полезная	$2,0\cdot 36,3=72,6$		
	в том числе:			
	- длительная	$1,3\cdot 36,3=47,19$	1,3	61,35
	- кратковременная	$0,7\cdot 36,3=25,41$	1,3	33,03
ВСЕГО		386,56		446,33

Расчет монолитной колонны

Дано:

- расчетные усилия в сечении

$$N = (g + v \cdot \psi_{A1} \cdot \psi_{n1}) \cdot \gamma_n = (351,95 + 94,37 * 0,697 * 0,548) \cdot 1 = 446,33 \text{ кН}$$

$$M = ql_0^2 / 2 = 28,92 \text{ кНм}$$

$$N_l = 313,96 \text{ кН}$$

$$M_l = 0$$

$$N_{sh} = 132,37 \text{ кН}$$

$$M_{sh} = 8,58 \text{ кНм}$$

- класс бетона В30:

$$E_b = 30000 \text{ МПа}$$

$$R_b = 13,05 \text{ МПа}$$

$$R_{bt} = 0,945 \text{ МПа}$$

- класс обычной арматуры А400:

$$R_s = R_{sc} = 355 \text{ МПа}$$

$$E_s = 200000 \text{ МПа}$$

- размеры сечения стены $h=600\text{мм}$, $b=400\text{мм}$

Величина защитного слоя бетона

$$a = a' = 20 \text{ мм}$$

Расчетная длина колонны $l_0 = 3600 \text{ мм}$

Проверка условия $\frac{l_0}{h} = \frac{3600}{600} = 6 > 4$

Следовательно, расчет ведем с учетом гибкости

Величина случайного эксцентриситета

$$e_a = \max\left(\frac{1}{600}l = \frac{3600}{600} = 6 \text{ мм}; \frac{1}{30}h = \frac{600}{30} = 20 \text{ мм}; 10 \text{ мм}\right)$$

$$e_a = 20 \text{ мм}$$

Эксцентриситет продольного усилия относительно центра тяжести сечения

$$e_0 = \max\left(\frac{M}{N} = \frac{28,92 \cdot 10^3}{446,33} = 64,8 \text{ мм}; 10 \text{ мм}\right)$$

$$e_0 = 64,8 \text{ мм}$$

Находим момент от действия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок относительно оси, проходящей через наиболее растянутый стержень арматуры

$$M_{1L} = \frac{(N - N_{sh})(h_0 - a')}{2} + (M - M_{sh}) = \frac{(446,33 - 132,37)(0,58 - 0,02)}{2} + (28,92 - 8,58) = 196,16 \text{ кНм}$$

то же, от всех нагрузок

$$M_1 = \frac{N(h_0 - a')}{2} + M = \frac{446,33(0,58 - 0,02)}{2} + 28,92 = 153,89 \text{ кНм}$$

$$\varphi_L = \min\left(1 + \frac{M_{1L}}{M_L} = 1 + \frac{196,1}{153,89} = 2,27; 2\right)$$

$$\varphi_L = 2$$

В первом приближении коэффициент армирования возьмем $\mu = 0.004$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{30000} = 6.667$$

$$\delta_e = \frac{e_0}{h} = \frac{64,8}{600} = 0.168 > 0,15$$

Тогда

$$D = E_b b h^3 \left[\frac{0.125}{\varphi_1(0.3 + \delta_e)} + 0.175 \mu \alpha \left(\frac{h_0 - a'}{h} \right)^2 \right] = 34500 \cdot 400 \cdot 600^3 \cdot \left[\frac{0.0125}{2(0.3 + 0.168)} + 0.175 \cdot 0.004 \cdot 6.667 \left(\frac{580 - 20}{600} \right)^2 \right] = 51,92 \cdot 10^{12} \text{ н} \cdot \text{мм}^2$$

Определим условную критическую силу

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{l_0^2} = \frac{3.14^2 \cdot 51,92 \cdot 10^{12}}{3600^2} = 3950,5 \text{ кН}$$

Определим коэффициент η

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{446,33}{3950,5}} = 1.127$$

Эксцентриситет продольного усилия с учетом прогиба

$$e = \eta e_0 + \frac{h_0 - a'}{2} = 1.127 \cdot 64,8 + \frac{580 - 20}{2} = 353,03 \text{ мм}$$

Подбор сжатой арматуры

Определим коэффициент α_n

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b b h_0} = \frac{446,33 \cdot 10^3}{13,05 \cdot 400 \cdot 580} = 0.147$$

Граничная высота сжатой зоны

$$\xi_R = \min \left(\frac{0.8}{1 + \frac{R_s}{700}} = \frac{0.8}{1 + \frac{355}{700}} = 0.531; 0.55 \right)$$

Определим коэффициент α_{m1}

$$\begin{aligned} \alpha_{m1} &= \frac{M\eta + N(h_0 - a')0,5}{R_b b h_0^2} = \\ &= \frac{28,92 \cdot 1.127 \cdot 10^6 + 446,33 \cdot 10^3 (580 - 20) 0.5}{13,05 \cdot 400 \cdot 580^2} = 0.189 \end{aligned}$$

Определим δ

$$\delta = \frac{a'}{h_0} = \frac{0.02}{0.58} = 0.035$$

Проверка условия

$$\begin{aligned} \alpha_n &\leq \xi_R \\ 0.147 &< 0.531 \end{aligned}$$

Условие выполняется. Следовательно, требуемая площадь продольного сечения арматуры:

$$\begin{aligned} A_s^n = A_s' &= \frac{R_b b h_0}{R_{sc}} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n \left(1 - \frac{\alpha_n}{2}\right)}{1 - \delta} = \\ &= \frac{19,5 \cdot 400 \cdot 580}{355} \cdot \frac{0.189 - 0.147 \left(1 - \frac{0.147}{2}\right)}{1 - 0.035} = 697,33 \text{ мм}^2 \end{aligned}$$

Арматуру принимаем 6Ø14 A400 ($A_s'_{fac} = 923 \text{ мм}^2$)

Проверка условия $\frac{(A_s + A'_s)}{bh_0} = 0,0043 \approx \mu = 0,004$ Условие выполняется.

Поперечную арматуру стены по условию свариваемости принимаем диаметром 5мм класса Вр-500, которая должна устанавливаться в сварных каркасах с шагом 150мм.

3.1 Привязка проектируемого здания к существующему рельефу строительной площадки

Природный рельеф строительной площадки с размерами $AB \times CO = 61 \times 90,6$ м имеет незначительный перепад высот по абсолютным отметкам в пределах длины здания, который составил $155,20 - 153,75 = 1,45$ м. Это свидетельствует о том, что природный рельеф площадки относительно «спокойный».

Существующие уклоны строительной площадки в восточном и южном направлениях составляют соответственно:

$$- \text{ для } OC = 90,6\text{м: } (155,20 - 155,13) / 90,6 = 0,00077;$$

$$- \text{ для } OA = 61\text{м: } (155,20 - 153,75) / 61 = 0,023$$

Из условия обеспечения беспрепятственного стока атмосферных осадков назначаем проектный уклон в обоих направлениях, тогда $i_{OA} = i_{OC} = 0,02$.

Тогда величины красных отметок для углов строительной площадки будут:

$$R_0 = 155,20 \text{ м;}$$

$$R_A = 155,20 - 0,02 \cdot 61 = 153,98 \text{ м;}$$

$$R_B = 155,20 - 0,02 \cdot (61 + 90,6) = 152,17 \text{ м;}$$

$$R_C = 155,20 - 0,02 \cdot 90,6 = 153,39 \text{ м}$$

То же для углов здания:

$$m.1: x = 29,1\text{м}, y = 46,15\text{м} \quad R_1 = 155,20 - 0,02 \cdot (29,1 + 46,15) = 153,69\text{м;}$$

$$m.2: x = 29,1\text{м}, y = 30,51\text{м} \quad R_1 = 155,20 - 0,02 \cdot (29,1 + 30,51) = 154,01\text{м;}$$

$$m.3: x = 43,72\text{м}, y = 30,51\text{м} \quad R_1 = 155,20 - 0,02 \cdot (43,72 + 30,51) = 153,72\text{м;}$$

$$m.4: x = 43,72\text{м}, y = 9,98\text{м} \quad R_1 = 155,20 - 0,02 \cdot (43,72 + 9,98) = 154,13\text{м;}$$

$$m.5: x = 59,36\text{м}, y = 9,98\text{м} \quad R_1 = 155,20 - 0,02 \cdot (59,36 + 9,98) = 153,81\text{м;}$$

$$m.6: x = 59,36\text{м}, y = 30,51\text{м} \quad R_1 = 155,20 - 0,02 \cdot (59,36 + 30,51) = 153,40\text{м;}$$

$$m.7: x = 65,33\text{м}, y = 30,51\text{м} \quad R_1 = 155,20 - 0,02 \cdot (65,33 + 30,51) = 153,28\text{м;}$$

$$m.8: x = 65,33\text{м}, y = 46,15\text{м} \quad R_1 = 155,20 - 0,02 \cdot (65,33 + 46,15) = 152,97\text{м;}$$

$$m.9: x = 59,36\text{м}, y = 49,08\text{м} \quad R_1 = 155,20 - 0,02 \cdot (59,36 + 49,08) = 153,03\text{м;}$$

$$m.10: x = 48,35\text{ м}, y = 54,25\text{ м} \quad R_1 = 155,20 - 0,02 \cdot (48,35 + 54,25) = 153,15\text{ м};$$

$$m.11: x = 37,85\text{ м}, y = 49,08\text{ м} \quad R_1 = 155,20 - 0,02 \cdot (37,85 + 49,08) = 153,46\text{ м};$$

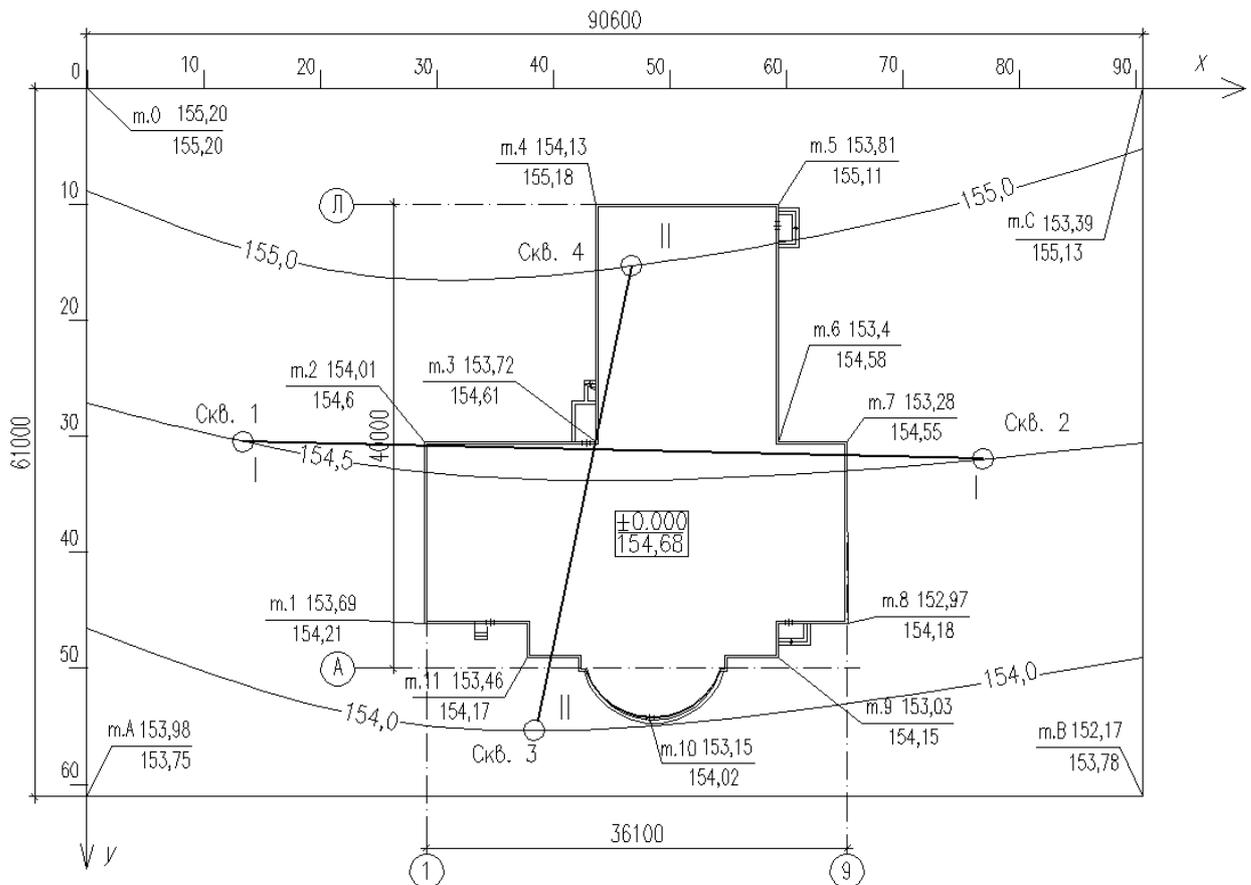


Рис.1. К определению вертикальной привязки проектируемого здания
 Абсолютная отметка чистого пола 1-го этажа составит:

$$\pm 0,000 = 154,13 + 0,55 = 154,68 \text{ м.}$$

3.2 Оценка инженерно-геологических и гидрогеологических условий площадки строительства

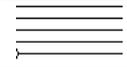
Оценка инженерно-геологических и гидрогеологических условий площадки строительства заключается в уточнении наименований каждого инженерно-геологического элемента, а также в определении производных и классификационных характеристик грунтов и начального расчетного сопротивления R_0 .

3.2.1 Расчет характеристик грунтов

Расчет производится в порядке залегания ИГЭ грунта от поверхности

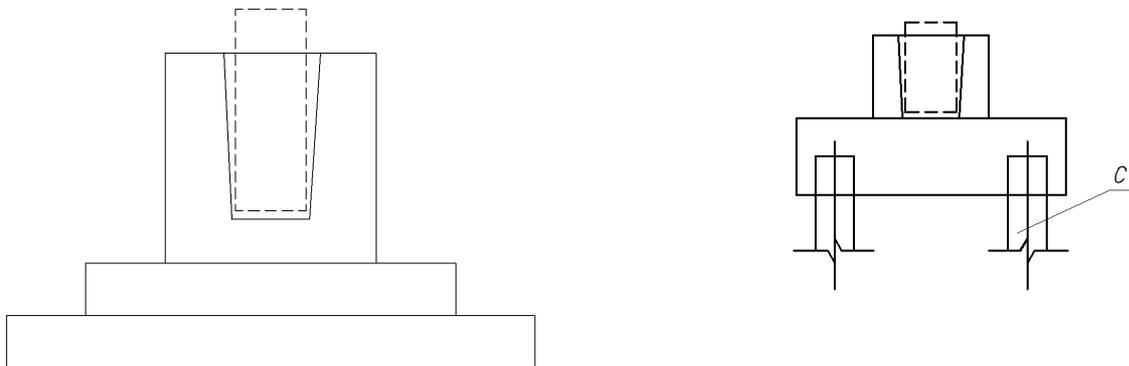
земли по второй скважине, как наиболее близко расположенной к расчетному сечению.

Результаты расчета сведены в таблицу 1:

№ ИГЭ	Усл. обозн.	Наименование грунта и его состояние	h_i , м	J_{Pi} , %	J_{Li}	e_i	S_{ri}	E_{0i} , МПа	R_{0i} , кПа
ИГЭ-1		Почвенно-растительный	1,0	-	-	-	-	-	-
ИГЭ-2		Глина	3,0	20	0,45	1,05	0,9	6,0	290
ИГЭ-3		Супесь	7,0	7	0,43	0,65	0,8	7,0	240
ИГЭ-4		Песок мелкий	20,0	-	-	1	0,8	21	220

3.2.3 Варианты возможных фундаментов

Строительная площадка сложена хорошими грунтами, обеспечивающими высокое расчетное сопротивление. В качестве несущего слоя примем ИГЭ-3. При проектировании фундаментов были рассмотрены следующие варианты – фундамента мелкого заложения под колонны, свайного фундамента, ленточного монолитного под монолитные стены подвала. Свайный фундамент не является экономичным вариантом, инженерно-геологические условия позволяют применить фундамент мелкого заложения.



3.3 Расчет и проектирование фундаментов мелкого заложения в сечении I – I

Выполняем расчет фундаментов по буквенной оси Е и цифровой 8 (ФМЗ-1), Е и 9 (ФМЗ-2).

Строительство ведется в г. Кузнецк. Подвал запроектирован.

Мощность $h_3=4,0$ м, начальное расчетное сопротивление $R_0=240$ кПа и модуль деформации $E_0=19$ МПа грунта ИГЭ-3 являются достаточными, чтобы

использовать данный слой грунта в качестве несущего.

Назначаем класс бетона фундамента В20. Толщину защитного слоя $a_s = 50 \text{ мм}$. Запроектирована железобетонная колонна с размерами сторон $b_c \times h_c = 0.4 \times 0.6 \text{ м}$.

Производим сбор нагрузок на $36,3 \text{ м}^2$ грузовой площади фундамента в осях Е-8.

Таблица 2

Вид нагрузки и расчет		Нормативная нагрузка кН/м ²	Коэффициент надежности γ_f	Расчетная нагрузка кН/м ²
1. Постоянные:				
1	Защитный слой из гравия на битумной мастике -10мм, $\rho = 16$ кН/м ³	$16 \cdot 0,01 \cdot 36,3 = 5,81$	1,1	6,39
2	3 Слоя наплаваемого рулонного битумно-полимерного материала "Техноэласт-ЭКП" - $g_1 = 0.012$ кН/м ²	$3 \cdot 0,012 \cdot 36,3 = 1,31$	1,2	1,57
3	Утеплитель - РУФ БАТТС - 200мм, $\rho = 3$ кН/м ³	$3 \cdot 0,2 \cdot 36,3 = 21,78$	1,2	26,14
4	Цементно/песчаная стяжка $\delta = 30$ мм, $\rho = 18$ кН/м ³	$18 \cdot 0,03 \cdot 36,3 = 19,61$	1,1	21,56
5	Сетка 100/100/5/5 -5мм, $\rho = 3,168$ кН/м ³	$3,168 \cdot 36,3 = 114,99$	1,1	126,49
6	Керамзитовый гравий по уклону 300мм, $\rho = 12$ кН/м ³	$12 \cdot 0,30 \cdot 36,3 = 130,68$	1,1	143,75
7	Пароизоляция $g_1 = 0.012$ кН/м ²	$0,012 \cdot 36,3 = 0,44$	1,2	0,53
8	Монолитная ж/б плита $\delta = 200$ мм, $\rho = 25$ кН/м ³	$25 \cdot 0,20 \cdot 36,3 = 181,5$	1,1	199,65
9	Конструкция пола:	$1,425 \cdot 36,3 \cdot 4 = 206,92$	1,2	248,31
9.1	Линолеум "Таркет" - $\delta=2$ мм $\rho=18$ кН/м ³	$0,002 \cdot 18 = 0,036$	1,2	0,043
9.2	Мастика клеящая "бустилат" - $\delta=1$ мм $\rho=9$ кН/м ³	$0,001 \cdot 9 = 0,009$	1,2	0,011
9.3	Стяжка из цементно-песчаного раствора М150 - $\delta=0,04$ м, $\rho=18$ кН/м ³	$0,04 \cdot 18 = 0,72$	1,1	0,792
9.4	Слой теплоизоляционный - керамзитобетон - $\delta=55$ мм $\rho=12$ кН/м ³	$0,055 \cdot 12 = 0,66$	1,1	0,726
10	От перегородок	$0,575 \cdot 36,3 \cdot 4 = 83,48$	1,2	100,18
11	Монолитная ж/б плита $b = 200$ мм, $\rho = 25$ кН/м ³ (4шт)	$0,2 \cdot 25 \cdot 36,3 \cdot 4 = 726$	1,1	798,6
12	Монолитная ж/б второстепенная балка $b = 250$ мм, $h=500$ мм $\rho = 25$ кН/м ³ (4шт)	$25 \cdot 0,25 \cdot 0,5 \cdot 12,05 \cdot 4 = 150,64$	1,1	165,71
13	Монолитная ж/б колонна 600x400мм $h=3,6$ м*4, $\rho=25$ кН/м ³	$25 \cdot 0,4 \cdot 0,6 \cdot 3,6 \cdot 4 = 86,4$	1,1	95,04
14	Собственный вес монолитного ж/б фундамента 3000x2100мм $h=600$ мм, $\rho=25$ кН/м ³	$25 \cdot 4,23 = 105,75$	1,1	116,33
ИТОГО		1921,71		2050,25
2. Временные				
1	Снеговая	$1,26 \cdot 36,3 =$	1/0,7	$1,8 \cdot 36,3 =$

		=45,8		=65,34
	в том числе:			
	- длительная			1,2·36,3= =43,56
	- кратковременная			1,2·36,3= =43,56
2	Полезная	2,0·36,3=72,6		
	в том числе:			
	- длительная	1,3·36,3=47,19	1,3	61,35
	- кратковременная	0,7·36,3=25,41	1,3	33,03
	ВСЕГО	2055,29		2231,75

3.4 Определение высоты фундамента (ФМЗ-1)

Расчет и проектирование фундамента (ФМЗ-1) в сечении I-I производим по расчетной нагрузке на обреза фундамента:

$$N_{II} = 2055,29 \text{ кН}$$

$$M_{II} = 130 \text{ кНм}$$

3.4.1 Определение высоты фундамента по конструктивным требованиям

Определение высоты фундамента по конструктивным требованиям выполняем в следующей последовательности:

Назначаем предварительную высоту плитной части фундамента: $d=0.25\text{м}$.

3.4.2 Определение расчетной высоты фундамента

Определение расчетной высоты фундамента выполняем в следующей последовательности:

1. Уточняем требуемую рабочую высоту плитной части фундамента:

$$h_{0pl} = -\frac{h_c + b_c}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N_I}{\alpha \cdot \gamma_{b2} \cdot \gamma_{b9} \cdot R_{bt} + p_{2p}}} = -\frac{0.4 + 0.6}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2231,75}{0.85 \cdot 1 \cdot 0.9 \cdot 900 + 354,2}} = 0.48 \text{ м}$$

$$N_I = 2231,75 \text{ кН}$$

$$p_{2p} = \frac{N_I}{b_f \cdot l_f} = \frac{2231,75}{2.1 \cdot 3} = 354,25 \text{ кПа}$$

2. Определим требуемую расчетную высоту плитной части фундамента:

$$h_{pl} = h_{0pl} + a_s = 0.48 + 0.04 = 0.52 \text{ м} > 0,3 \text{ м} - \text{условие выполняется.}$$

Округляем кратно 0.15: $h_{pl} = 0.6 \text{ м}$.

3. Определим расчетную высоту фундамента:

$$H_f = h_{pl} = 0.6 \text{ м}$$

Округляем кратно 0.3: $H_f = 0,6 \text{ м}$, но так как минимальная высота фундамента $H_f = 1.5 \text{ м}$.

3.5 Определение глубины заложения фундамента (ФМЗ-1)

1. Определяем расчетную глубину промерзания несущего слоя грунта

$$d_f = k \cdot d_{fn} = 0.5 \cdot 1.65 = 0.825 \text{ м, где}$$

k - коэффициент, учитывающий температурный режим здания, $k = 0.6$

d_{fn} - нормативная глубина промерзания грунта, определяемая в

зависимости от климатического района строительства, $d_{fn} = 1.65 \text{ м}$

2. Определяем, зависит ли глубина заложения фундамента от глубины промерзания грунтов: $d_f + 2 = 1,65 + 2 = 3,65 \text{ м}$, т.к. $d_w = 10 \text{ м} \geq d_f + 2 = 3,65 \text{ м}$, то для несущего слоя - суглинок полутвердый, непросадочный, с модулем деформации $E_0 = 19 \text{ МПа}$ и начальным расчетным сопротивлением $R_0 = 240 \text{ кПа}$ - глубина заложения фундамента d_1 назначается не менее расчетной глубины промерзания грунта d_f .

3. Глубина заложения фундамента по конструктивным требованиям:

$$d = h_{\text{подв}} + h_{cf} + H_f + h_1 - h_y = 2,55 + 0,25 + 1,5 + 0,6 - 0,55 = 4,35 \text{ м, где}$$

H_f - высота фундамента, $H_f = 1,8 \text{ м}$

h_1 - толщина слоя грунта от обреза фундамента до низа пола подвала,

$$h_1 = 0,6 \text{ м}$$

h_{cf} - толщина конструкций пола подвала, $h_{cf} = 0,25 \text{ м}$

h_y - высота цоколя, $h_y = 0,55 \text{ м}$

Так как расчетная глубина промерзания грунта меньше, чем конструктивная глубина заложения фундамента, то в качестве расчетного значения глубины заложения фундамента принимаем большую из них, то есть $d_1 = 4,35 \text{ м}$.

Абсолютная отметка подошвы фундамента составляет:

$$FL = DL - d_1 = 154,5 - 4,35 = 150,15 \text{ м}.$$

3.6 Определение размеров подошвы фундамента

1. Соотношение размеров сторон подошвы фундамента принимается в пределах $\eta = \frac{b_f}{l_f} = 0,8$.

2. Определим предварительные размеры подошвы:

$$b_f = \sqrt{\frac{N_{II}}{\eta(R_0 - \gamma_{mt} \cdot d_1)}} = \sqrt{\frac{2055,29}{0,8(240 - 20 \cdot 4,35)}} = 3,2 \text{ м}; \quad l_f = \frac{b_f}{\eta} = \frac{3,2}{0,8} = 4,08 \text{ м}$$

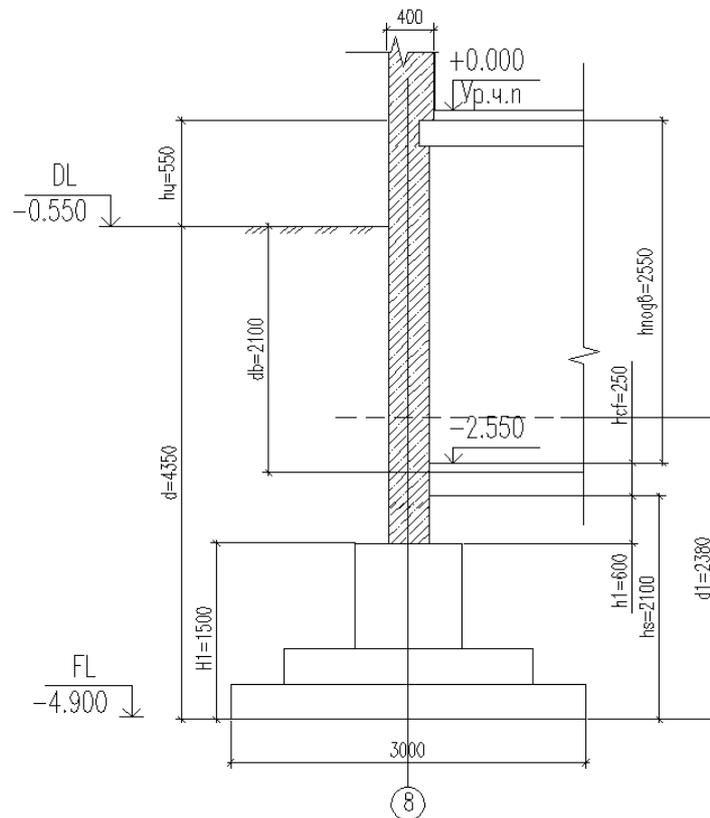


Рис 2. Схема определения глубины заложения фундамента по конструктивным требованиям.

Округляем кратно 0,3: $b_f = 3,3$ м, $l_f = 3,9$ м.

3. Определим соотношение длины здания к его высоте:

$$\frac{L}{H} = \frac{40}{17,23} = 2,32$$

4. Уточняем расчетное сопротивление грунта основания:

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

γ_{c1} и γ_{c2} - коэффициенты условий работы, k - коэффициент, $k = 1$, так как прочностные характеристики определены непосредственными испытаниями

M_γ, M_q, M_c - коэффициенты, зависящие от угла внутреннего трения несущего слоя грунта, b_f - ширина подошвы фундамента, c_{II} - расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой, $k_z = 1,0$, т.к. ширина подошвы фундамента $b_f = 3,3 < 10$ м; d_b - глубина подвала - расстояние от уровня планировки до уровня пола подвала.

$$\gamma_{c1} = 1,2; \gamma_{c2} = 1; k = 1; \varphi = 24 \Rightarrow M_\gamma = 0,72; M_q = 3,86; M_c = 6,45; b_f = 3,3 \text{ м};$$

$$d_b = h_{\text{подв}} - h_{\text{п}} = 2,55 - 0,55 = 2,0 \text{ м}, d_1 = h_s + \frac{h_{cf} \cdot \gamma_{cf}}{\gamma'_{II}} = 2,1 + \frac{0,25 \cdot 22}{19,29} = 2,38 \text{ м}$$

$$c_{II} = 12 \text{ кПа}; \gamma_2 = \rho_2 \cdot 10 = 18,2 \text{ кН/м}^3; \gamma_3 = \rho_3 \cdot 10 = 14,5 \text{ кН/м}^3$$

$$\gamma_4 = \rho_4 \cdot 10 = 17,4 \text{ кН/м}^3$$

$$\gamma_{II}' = \frac{\gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_{3/1}}{h_2 + h_{3/1}} = \frac{20 \cdot 0,5 + 18,2 \cdot 1,85}{0,5 + 1,85} = 19,29 \text{ кН/м}^3; \text{ , где } \gamma_1 - \text{ удельный вес}$$

грунта неразрушенной структуры ИГЭ-1, γ_{sbi} - удельный вес грунта ИГЭ-і с учетом взвешивающего действия воды, ρ_{si} - плотность твердых частиц грунта ИГЭ-і, $\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$ - удельный вес воды, e_i - коэффициент пористости грунта ИГЭ-і, d_1' - приведенная глубина заложения фундамента от пола подвала, где h_s - толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала (рис. 2)

$$\gamma_{II} = \frac{\gamma_3 h_3 + \gamma_4 h_4}{h_{3/2} + h_4} = \frac{14,5 \cdot 2,15 + 17,4 \cdot 5,2}{2,15 + 5,2} = 19,73 \text{ кН/м}^3$$

$$R = \frac{1,0 \cdot 1,2}{1} [0,72 \cdot 1 \cdot 3,3 \cdot 19,73 + 3,86 \cdot 2,38 \cdot 19,29 + (3,86 - 1) \cdot 2,0 \cdot 19,29 + 6,45 \cdot 25] = 433,09 \text{ кПа}$$

5. Уточняем размеры подошвы фундамента:

$$b_f = \sqrt{\frac{N_{II}}{\eta(R - \gamma_{mt} \cdot d_1)}} = \sqrt{\frac{2055,29}{0,8(433,09 - 20 \cdot 4,35)}} = 3,17 \text{ м};$$

$$l_f = \frac{b_f}{\eta} = \frac{3,17}{0,8} = 3,92 \text{ м};$$

Округляем кратно 0.3 и окончательно принимаем размеры фундамента ФМЗ-1: $b_f = 3,0 \text{ м}$, $l_f = 3,9 \text{ м}$.

6. Определяем среднее давление под подошвой центрально нагруженного фундамента:

$$P_{\max}^{kp} = \frac{N_{II}}{b_f \cdot l_f} + \gamma_{mt} \cdot d + \frac{M_{II}}{W} = \frac{2055,29}{3,0 \cdot 3,9} + 20 \cdot 4,35 + \frac{130}{7,605} = 279,76 \text{ кПа}$$

$$W = \frac{b_f \cdot l_f^2}{6} = \frac{3,0 \cdot 3,9^2}{6} = 7,605 \text{ м}^3$$

$$P_{\min}^{kp} = \frac{N_{II}}{b_f \cdot l_f} + \gamma_{mt} \cdot d - \frac{M_{II}}{W} = \frac{2055,29}{3,0 \cdot 3,9} + 20 \cdot 4,35 - \frac{130}{7,605} = 245,27 \text{ кПа}$$

$$P_{cp} = \frac{P_{\max}^{kp} + P_{\min}^{kp}}{2} = \frac{279,76 + 245,27}{2} = 265,52 \text{ кПа}$$

$$P_{\max}^{kp} = 279,76 \text{ кПа} < 1,2 \cdot R = 1,2 \cdot 433,09 = 519,71$$

$$P_{\min}^{kp} = 245,27 \text{ кПа} > 0$$

$$P_{cp} = 265,52 \text{ кПа} < R = 433,09$$

$$\left| \frac{P_{cp} - R}{R} \right| \cdot 100\% = \left| \frac{265,52 - 433,09}{433,09} \right| \cdot 100\% = 10,51\% \approx 10\%$$

Все условия выполняются, следовательно, размеры подошвы фундамента подобраны правильно.

Окончательные размеры подошвы фундамента: $b_f = 3,0 \text{ м}$, $l_f = 3,9 \text{ м}$.

3.7 Вычисление вероятной осадки фундамента (ФМЗ-1)

Вычислим ординаты эпюр природного давления σ_{zg} и вспомогательной $0,2\sigma_{zg}$:

$$\sigma_{zgi} = \sigma_{zgi-1} + \gamma_{\text{III}} \cdot h_i$$

где h_i - толщина i -ого слоя грунта; γ_{III} - удельный вес i -ого слоя грунта (при наличии подземных вод, определяется с учетом взвешивающего действия воды).

Точка 0 – на поверхности земли:

$$\sigma_{zg} = 0; \quad 0.2\sigma_{zg} = 0;$$

Точка 1 – на границе 2-ого и 3-ого слоев:

$$\sigma_{zg0} = 20 \cdot 2,5 = 50 \text{ кПа}; \quad 0.2\sigma_{zg0} = 10 \text{ кПа};$$

Точка 2 – на уровне подошвы фундамента:

$$\sigma_{zg1} = \sigma_{zg0} + \gamma_{sg3} \cdot h_{3/1} = 50 + 19,1 \cdot 1,85 = 85,34 \text{ кПа}; \quad 0.2\sigma_{zg1} = 17,17 \text{ кПа};$$

Точка 3 – на границе 3-ого и 4-ого слоев:

$$\sigma_{zg2} = \sigma_{zg1} + \gamma_3 \cdot h_{3/2} = 85,34 + 19,1 \cdot 2,15 = 126,41 \text{ кПа}; \quad 0.2\sigma_{zg2} = 25,28 \text{ кПа};$$

Точка 4 – на границе 4-ого и 5-ого слоев:

$$\sigma_{zg3} = \sigma_{zg2} + \gamma_4 \cdot h_4 = 126,41 + 19,6 \cdot 5,2 = 228,33 \text{ кПа}; \quad 0.2\sigma_{zg3} = 45,67 \text{ кПа};$$

Точка 5 – на границе 5-ого слоя:

$$\sigma_{zg4} = \sigma_{zg3} + \gamma_5 \cdot h_5 = 228,33 + 20 \cdot 7,8 = 384,33 \text{ кПа}; \quad 0.2\sigma_{zg4} = 76,87 \text{ кПа};$$

Определим дополнительное вертикальное давление на основание от здания или сооружения по подошве фундамента:

$$p_0 = p - \sigma_{zg1} = 265,52 - 85,34 = 180,18 \text{ кПа}$$

Разобьем толщу грунта под подошвой фундамента на элементарные подслои:

$$\Delta_i = (0.2 \div 0.4) \cdot b_f = 0.2 \cdot b_f = 0.2 \cdot 3.0 = 0.6 \text{ м}$$

$$\xi = 2z_i / b_f = 0,666z_i$$

Определяем дополнительные вертикальные нормальные σ_{zp} напряжения на глубине z_i от подошвы фундамента:

$$\sigma_{zp} = \alpha_i \cdot p_0$$

По полученным данным строим эпюру дополнительных вертикальных напряжений σ_{zp} от подошвы фундамента.

Для удобства расчета осадки в се вычисления ведем в табличной форме следующего вида.

№ ИГЭ	Наименование грунта и его состояние	Мощность слоя, h_i	Δ_i , м	z_i , м	ξ_i	α_i	$\sigma_{zp,i}$, кПа	$\sigma_{zp,i}^{cp}$, кПа	$E_{0,i}$, кПа
ИГЭ-3	Супесь	7,0	0.00	0.00	0.00	1.000	180,18		7000
			0.6	0,6	0,4	0,972	175.13	177.66	
			0.6	1,2	0,8	0,848	152.79	163.96	
			0.6	1,8	1,2	0,682	122.88	137.84	
			0,35	2,15	1,43	0,615	110.81	116.85	
ИГЭ-4	Песок мелкий	20	0.25	2,4	1,6	0,532	95.86	103.33	21000
			0,6	3,0	2	0,414	74.59	85.23	
			0,6	3,6	2,4	0,325	58.56	66.58	
			0,6	4,2	2,8	0,260	46.85	49.64	
			0,6	4,8	3,2	0,210	37.84	42.34	
			0,6	5,4	3,6	0,173	31.17	34.50	
			0,6	6,0	4,0	0,161	29.01	30.09	

Определим величину общей осадки по формулам:

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i}^{cp} \Delta_i}{E_{0,i}}$$

$$s_3 = \frac{0.8}{19000} [(177,66 + 163,96 + 137,84) \cdot 0.6 + 116,85 \cdot 0.35] = 0.0138 \text{ м} = 1,38 \text{ см}$$

$$s_4 = \frac{0.8}{16000} [103,33 \cdot 0.25 + (85,23 + 66,58 + 49,64 + 42,34 + 34,50) \cdot 0.6] = 0.0105 \text{ м} = 1,05 \text{ см}$$

Сравниваем полученное расчетное значение вероятной осадки S со значением предельных деформаций основания S_u , принимаемое в зависимости от конструктивной системы здания или сооружения

$s = s_3 + s_4 = 1,38 + 1,05 = 2,43 \text{ см} < s_u = 8 \text{ см}$. Условие выполняется.

3.8 Расчет тела фундамента

3.8.1 Конструирование фундамента

1. Назначаем количество и высоту ступеней фундамента:

фундамент с двумя ступенями. $h_{pl} = 0.6 \text{ м}$,

$$h_{0pl} = h_{pl} - a_s = 0.6 - 0.04 = 0.56 \text{ м}. h_1 = h_2 = 0.3 \text{ м}.$$

2. Назначаем размеры консолей ступени плитной части:

– в направлении действия момента:

$$c = (1 \div 2.5) h_1 = 1.5 \cdot 0.3 = 0.45 \text{ м}.$$

– в направлении перпендикулярном действия момента:

$$c = 1,5 \cdot 0,3 = 0,45 \text{ м.}$$

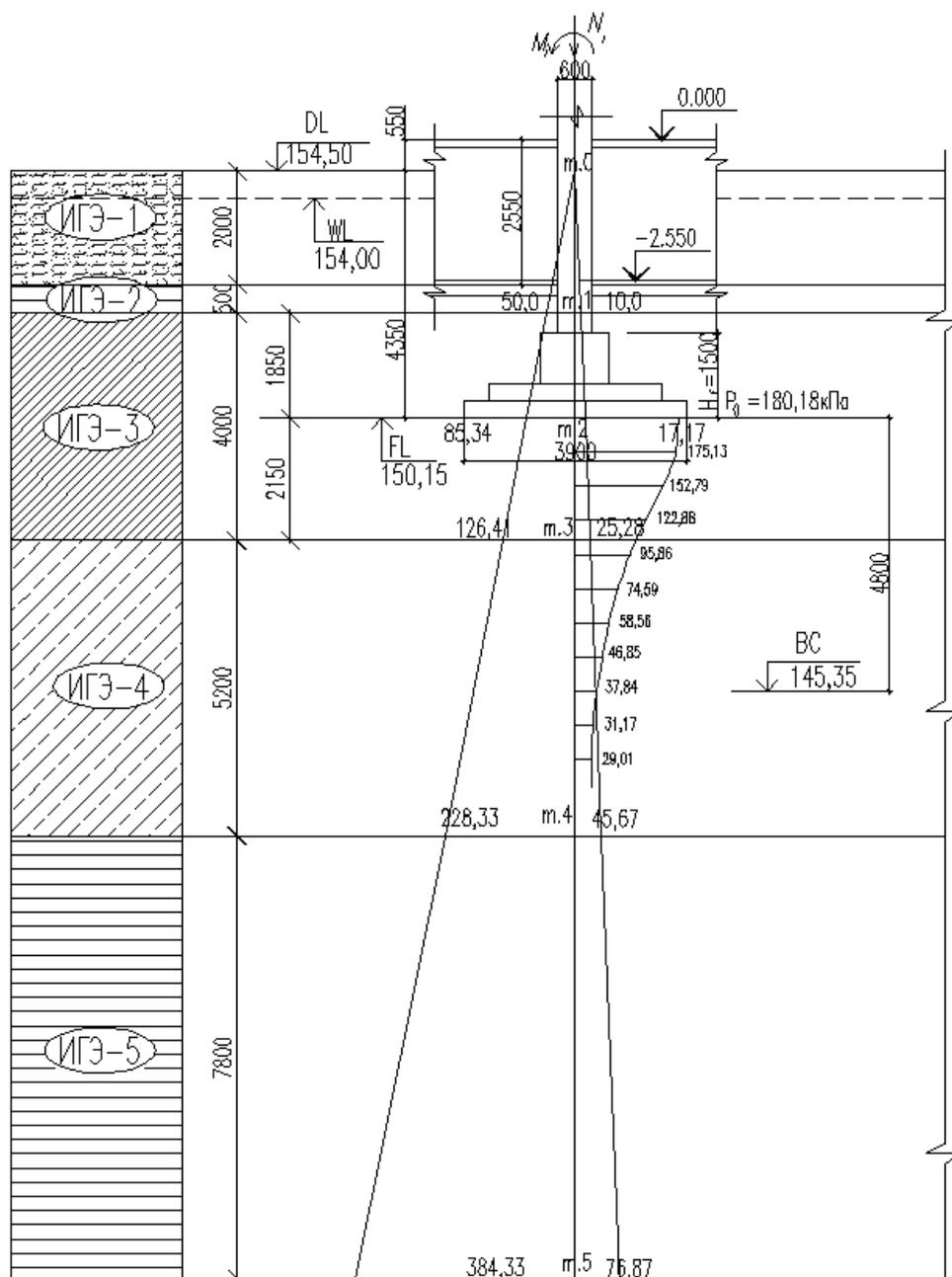


Рис. 3. К расчету осадки фундамента ФМЗ-1 в сечении I - I.

3.8.2. Расчет прочности нижней ступени на продавливание.

Расчет на продавливание нижней ступени следует вести по 1-ой схеме.

$$F \leq \varphi_b \cdot R_{bt} \cdot b_m \cdot h_{0pl} = 1 \cdot 900 \cdot 0,66 \cdot 0,26 = 190,92 \text{ кН}$$

h_{0l} - рабочая высота нижней ступени фундамента, $h_{0l} = h_1 - a_s = 0,3 - 0,04 = 0,26$ м. $b_m = b_c + h_{0l} = 0,4 + 0,26 = 0,66$

$$F = p_{\max} \cdot A_0 = 211,26 \cdot 0,96 = 187,5 \text{ кН}$$

$$p_{\max} = \frac{N_l}{l_f b_f} + \frac{M_l}{W} = \frac{1680}{3,9 \cdot 3} + \frac{156}{7,605} = 164,1 \text{ кН}$$

$$A_0 = 0,5b_f(l_f - l_n - 2h_{0pl}) - 0,25(b_f - b_n - 2h_{0pl})^2 = 0,5 \cdot 3,0 \cdot (3,9 - 1,2 - 2 \cdot 0,26) - 0,25 \cdot (3,0 - 1,2 - 2 \cdot 0,26)^2 = 0,96 \text{ м}^2$$

$$F = 187,5 \leq 190,92 \text{ кН}$$

Условие выполняется, продавливания не произойдет, высота нижней ступени достаточна.

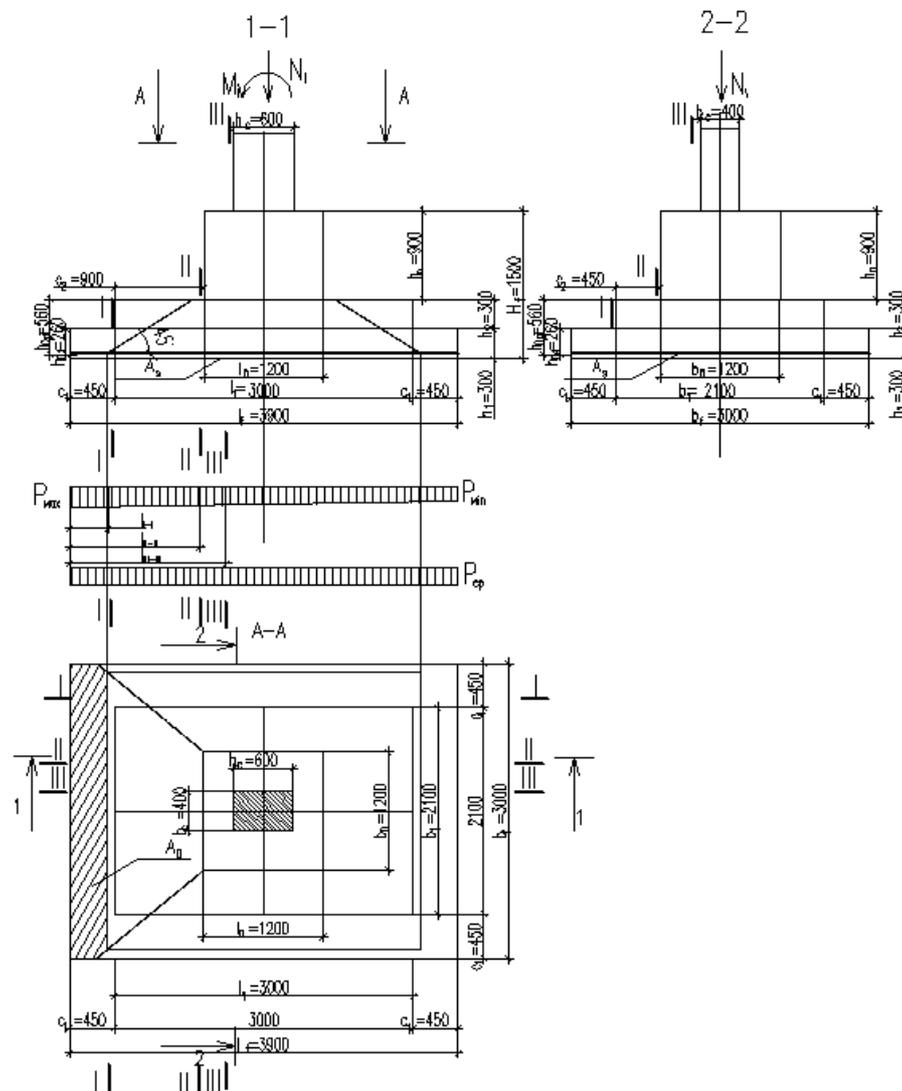


Рисунок 4. К определению высоты фундамента, конструирование фундамента и к расчету прочности плитной части на продавливание.

3.8.3 Расчет прочности фундамента по поперечной силе.

Расчет прочности фундамента по поперечной силе заключается в проверке прочности рабочей высоты нижней ступени h_{01} фундамента по наклонному сечению на восприятие поперечной силы Q одним бетоном, исходя из условия

$$Q \leq \frac{1,5 \cdot R_{br} \cdot b_f \cdot h_{01}^2}{c_1} = \frac{1,5 \cdot 900 \cdot 3,0 \cdot 0,26^2}{0,45} = 486 \text{ кН}$$

$$Q = p_{cp} (c_1 - c_0) \cdot b_f = 354,25(0,45 - 0,3) \cdot 3 = 159,42$$

$$Q = 159,42 < 486 \text{ кН}$$

Правая часть неравенства принимается не менее

$$0.6 \cdot R_{bt} \cdot b_f \cdot h_{01} = 0.6 \cdot 900 \cdot 3,0 \cdot 0.3 = 396 \text{ кН} \text{ и не более}$$

$2.5 \cdot R_{bt} \cdot b_f \cdot h_{01} = 2.5 \cdot 900 \cdot 3,0 \cdot 0.3 = 2025 \text{ кН}$. Все условия выполняются. Прочность нижней ступени по поперечной силе обеспечена.

3.8.4 Определение площади сечения арматуры плитной части фундамента

Расчет выполняется в следующей последовательности:

1. В сечениях I-I, II-II, III-III определяем изгибающие моменты: В плоскости действия момента – в направлении большей стороны:

-для сечения I-I:

$$P_{I-I} = P_{\min} + \frac{(l_f - l_{I-I})(P_{\max} - P_{\min})}{l_f} = 170,23 + \frac{(3,9 - 0,45)(211,26 - 170,23)}{3,9} = 206,53 \text{ кПа}$$

$$M_{I-I} = \frac{l_{I-I}^2 \cdot b_f}{6} (2P_{\max} + P_{I-I}) = \frac{0,45^2 \cdot 3,0}{6} (2 \cdot 211,26 + 206,53) = 63,69 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$P_{\max} = \frac{N_1}{l_f \cdot b_f} + \frac{M_1}{W} = \frac{2231,75}{3,9 \cdot 3,0} + \frac{156}{7,605} = 211,26 \text{ кПа}$$

$$P_{\min} = \frac{N_1}{l_f \cdot b_f} - \frac{M_1}{W} = \frac{2231,75}{3,9 \cdot 3,0} - \frac{156}{7,605} = 170,23 \text{ кПа}$$

-для сечения II-II:

$$P_{II-II} = P_{\min} + \frac{(l_f - l_{II-II})(P_{\max} - P_{\min})}{l_f} = 170,23 + \frac{(3,9 - 1,35)(211,26 - 170,23)}{3,9} = 197,06 \text{ кПа}$$

$$M_{II-II} = \frac{l_{II-II}^2 \cdot b_f}{6} (2P_{\max} + P_{II-II}) = \frac{1,35^2 \cdot 3,0}{6} (2 \cdot 211,26 + 197,06) = 564,59 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

-для сечения III-III:

$$P_{III-III} = P_{\min} + \frac{(l_f - l_{III-III})(P_{\max} - P_{\min})}{l_f} = 170,23 + \frac{(3,9 - 1,6)(211,26 - 170,23)}{3,9} = 194,43 \text{ кПа}$$

$$M_{III-III} = \frac{l_{III-III}^2 \cdot b_f}{6} (2P_{\max} + P_{III-III}) = \frac{1,6^2 \cdot 3,0}{6} (2 \cdot 211,26 + 194,43) = 789,69 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

В плоскости, перпендикулярном плоскости действия момента, от реактивного давления грунта $p_{2p} = 354,25 \text{ кПа}$:

-для сечения I-I:

$$M_{I-I} = \frac{p_{2p} (b_f - b_1)^2 \cdot l_f}{8} = \frac{354,25 (3,0 - 2,1)^2 \cdot 3,9}{8} = 139,88 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

-для сечения II-II:

$$M_{II-II} = \frac{p_{2p} (b_f - b_n)^2 \cdot l_f}{8} = \frac{354,25 (3,0 - 1,2)^2 \cdot 3,9}{8} = 559,54 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

-для сечения III-III:

$$M_{III-III} = \frac{p_{cp}(b_f - b_c)^2 \cdot l_f}{8} = \frac{354,25(3,0 - 0,4)^2 \cdot 3,9}{8} = 994,73 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

2. В тех же сечениях определяем требуемую площадь сечения рабочей арматуры A_s^{TP} в плитной части фундамента:

$$A_s^{I-I} = \frac{M_{I-I}}{0,9 \cdot h_{01} \cdot R_s} = \frac{63,69}{0,9 \cdot 0,26 \cdot 365000} = 0,00075 = 7,5 \text{ см}^2$$

$$A_s^{II-II} = \frac{M_{II-II}}{0,9 \cdot h_{02} \cdot R_s} = \frac{M_{II-II}}{0,9 \cdot 0,56 \cdot 365000} = \frac{564,59}{183960} = 0,00307 = 30,7 \text{ см}^2$$

$$A_s^{III-III} = \frac{M_{III-III}}{0,9 \cdot h_{03} \cdot R_s} = \frac{M_{III-III}}{0,9 \cdot 1,46 \cdot 365000} = \frac{789,69}{578160} = 0,00137 = 13,7 \text{ см}^2$$

В плоскости, перпендикулярном плоскости действия момента

$$A_s^{I-I} = \frac{M_{I-I}}{0,9 \cdot h_{01} \cdot R_s} = \frac{139,88}{0,9 \cdot 0,26 \cdot 365000} = 0,0016 = 16 \text{ см}^2$$

$$A_s^{II-II} = \frac{M_{II-II}}{0,9 \cdot h_{02} \cdot R_s} = \frac{559,54}{0,9 \cdot 0,56 \cdot 365000} = 0,00244 = 24,4 \text{ см}^2$$

$$A_s^{III-III} = \frac{M_{III-III}}{0,9 \cdot h_{03} \cdot R_s} = \frac{M_{III-III}}{0,9 \cdot 1,46 \cdot 365000} = \frac{994,73}{578160} = 0,0017 = 17 \text{ см}^2$$

Из трех значений в соответствующем направлении выбираем большее: в плоскости действия момента: $A_s^{\max} = 30,7 \text{ см}^2$

в плоскости, перпендикулярном плоскости действия момента:

$$A_s^{\max} = 24,4 \text{ см}^2$$

Принимаем шаг стержней $s = 150 \text{ мм}$, $n = 26 \text{ шт}$

$$A_s^{mp} = \frac{A_s^{\max}}{n} = \frac{30,7}{26} = 1,18 \text{ см}^2$$

Принимаем диаметр одного стержня $\varnothing = 12 \text{ мм}$. ($A_s = 1,313 \text{ см}^2$), окончательно принимаем $26\varnothing 12$ ($A_s = 1,313 \text{ см}^2$)

В плоскости, перпендикулярном плоскости действия момента:

шаг стержней $s = 150 \text{ мм}$, $n = 20 \text{ шт}$

$$A_s^{mp} = \frac{A_s^{\max}}{n} = \frac{24,4}{20} = 1,22 \text{ см}^2$$

Принимаем диаметр одного стержня $\varnothing = 12 \text{ мм}$ ($A_s = 1,313 \text{ см}^2$), принимаем $20\varnothing 12$.

Т.к. размеры ширины подошвы фундамента $l_f \geq 3 \text{ м}$, то подошва фундамента армируется одной арматурной сеткой с рабочей арматурой в двух направлениях.

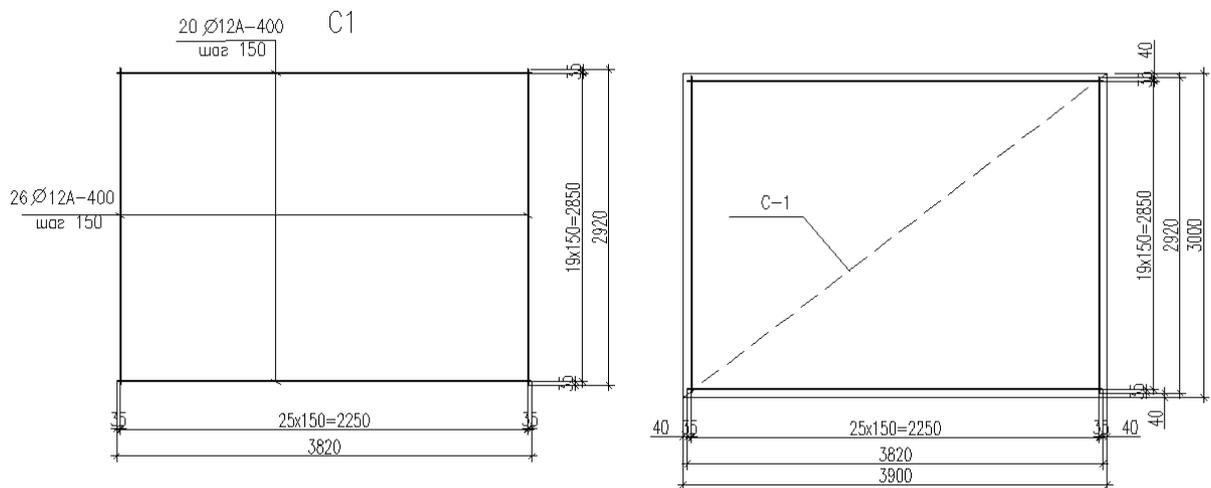


Рисунок 5. Схема армирования подошвы фундамента ФМЗ-1 Арматурная сетка С-1.

3.9 Расчет свайного фундамента (СФ-1)

3.9.1. Общие положения.

1. Глубина заложения подошвы ростверка свайного фундамента принимается такой же, как в случае фундамента мелкого заложения в сечении 1-1 т. е. $d=4,35$ м.

2. Принимаем, что ростверк свайного фундамента выполняется из монолитного железобетона кл. В20. Толщину защитного слоя бетона свайного фундамента принимаем $a_s=40$ мм.

3. Высота плитной части ростверка свайного фундамента по конструктивным соображениям определяется по формуле

$$h_p = h_{\min} + 0,25 = 0,3 + 0,25 = 0,40 \text{ м.}$$

Высоту ростверка принимаем кратно 0,15 м, т.е. $h_p = 0,6$ м.

4. За опорный слой принимаем ИГЭ-4- песок мелкий, $R_0=290$ кПа, $E_0=21$ МПа. Предварительная длина сваи должна составлять

$h_3 + h_{3/2} + h_4 + h_{\min} = 0,3 + 2,15 + 5,2 + 0,5 = 8,15$ м, где h_3 - глубина (высота) заделки сваи в ростверк свайного фундамента; $h_{3/2}$ - расстояние от подошвы свайного ростверка до подошвы первого слоя грунта; h_4 - мощность третьего слоя грунта (ИГЭ-4), h_{\min} - минимальная глубина погружения сваи в несущий слой грунта (ИГЭ-5).

5. По прил. 10 настоящего учебного пособия определяем вид и тип сваи, а так же её размеры - длину и поперечное сечение*. Для заданных грунтовых условий строительной площадки назначаем готовую забивную железобетонную сваю марки С 9-30 длиной призматической части $l_{\text{св}} = 9,0$ м, с размером стороны квадратного поперечного сечения $b = 0,3$ м, длиной острия $l_0 = 0,25$ м. Расчетная глубина заложения одиночной висячей сваи принимаем равной

$$d + h_{3/2} + h_4 + h_{\min} + l_0 = 4,35 + 5,2 + 1,35 + 0,25 = 11,15 \text{ м.}$$

Принимаем, что свая погружается с помощью забивки дизель-молотом.

3.9.2. Определение несущей способности одиночной висячей сваи

1. Определяем расчетную несущую способность одиночной висячей сваи:

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{cR} A_{cb} R + u \gamma_{cf} \sum_{i=1}^n f_i h_i \right)$$

$$\gamma_c = 1; \gamma_{cR} = 1; \gamma_{cf} = 1; R = 10950 \text{ кПа}; A_{cb} = 0,3^2 = 0,09 \text{ м}^2; u = 1,2 \text{ м};$$

для 3-го слоя грунта: $z_1 = 5,35 \text{ м}$ - $f_1 = 24 \text{ кПа}$;

$$z_2 = 6,245 \text{ м} \quad -f_2 = 27 \text{ кПа};$$

для 4-го слоя грунта $z_3 = 7,5 \text{ м}$ - $f_3 = 10 \text{ кПа}$;

$$z_4 = 9,5 \text{ м} \quad -f_4 = 11 \text{ кПа};$$

$$z_5 = 11,1 \text{ м} \quad -f_5 = 12 \text{ кПа};$$

$$F_d = 1(1 \cdot 0,09 \cdot 10950 + 1,2 \cdot 1(2 \cdot 24 + 0,15 \cdot 27 + 2 \cdot 10 + 2 \cdot 11 + 1,2 \cdot 12)) = 1127,4 \text{ кПа}$$

2. Определяем расчетную нагрузку, допускаемую на сваю N_D :

$$N_D = \frac{F_d}{\gamma_m} = \frac{1127,4}{1,4} = 805,29 \text{ кПа}$$

где γ_m - коэффициент надёжности по нагрузке, $\gamma_m = 1,4$.

3. Исходя из предположения, что ростверк обеспечивает равномерную передачу нагрузки на сваю, расположенные в кусте, определяем требуемое количество свай в фундаменте, по формуле

$$n \geq \frac{(N_1 + 0,1N_1)k_1}{N_D} = \frac{(2231,75 + 0,1 \cdot 2231,75) \cdot 1,2}{805,29} = 3,35 \text{ шт.}$$

где k_1 - коэффициент, для трапецеидальных эпюр $k_1 = 1,0 - 1,2$, принимаем $k_1 = 1,2$; N_D - вес ростверка и грунта на его обрезах.

С учетом наличия изгибающего момента окончательно принимаем $n = 4$ шт.

3.9.3 Конструирование ростверка

Размещение свай в плане и конструирование ростверка выполняем конструктивно, руководствуясь следующими требованиями:

- равнодействующая от постоянных нагрузок должна проходить как можно ближе к центру тяжести условной подошвы свайного фундамента;

- минимальное расстояние в плане между осями свай должно быть не менее $(3 - 6)d$, где d - диаметр круглой или размер стороны поперечного сечения квадратной сваи, принимаем $5d = 5 \cdot 0,3 = 1,5 \text{ м}$;

- расстояние от края ростверка до оси крайнего ряда свай принимаем равным размеру поперечного сечения сваи, т.е. $0,15 \text{ м}$.

- с целью использования унифицированной опалубки, габаритные размеры ростверка в плане должны быть кратны $0,3 \text{ м}$, а по высоте - $0,15 \text{ м}$.

3.9.4. Определение размеров условного фундамента

Определение размеров условного фундамента производится в следующей последовательности.

$$1. \quad \alpha = \frac{\varphi_{2,mt}}{4} = \frac{27,36}{4} = 6,84^\circ$$

$$\varphi_{2,mt} = \frac{\varphi_{3/2}h_3 + \varphi_4h_4 + \varphi_5h_{5/1}}{h_{3/2} + h_4 + h_{5/1}} = \frac{24 * 2,15 + 28 * 5,2 + 23 * 1,35}{2,15 + 5,2 + 1,35} = 27,36^\circ$$

2. Определяем ширину подошвы $b_{y.ф}$ и высоту $h_{y.ф}$ условного фундамента:

$$b_{y.ф} = 5d + 2tg\alpha l_{св} = 5 \cdot 0,3 + 2tg6,84 \cdot 8,7 = 3,58 \text{ м};$$

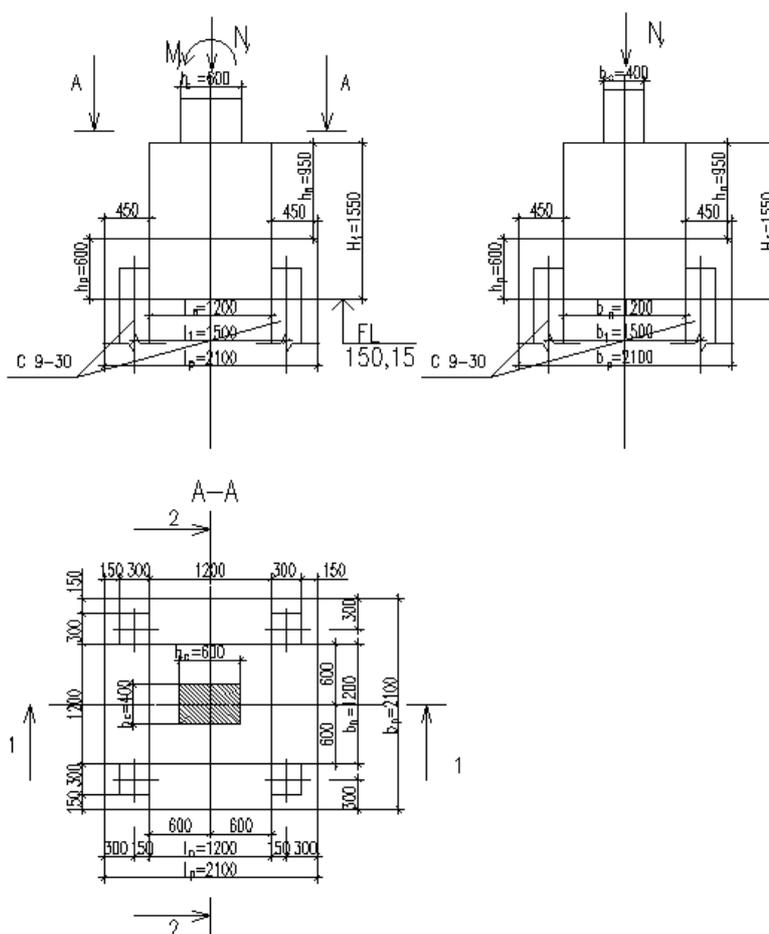


Рисунок 7. Конструирование ростверка свайного фундамента СФ-1

$$h_{y.ф} = NL - FL_{y.ф} = 154,5 - 141,45 = 13,05 \text{ м};$$

$$l_{св} = L_{св} - h_3 = 9 - 0,3 = 8,7 \text{ м},$$

3. Определяем длину подошвы условного фундамента $l_{y.ф}$:

$$l_{y.ф} = 5d + 2tg\alpha l_{св} = 3,58 \text{ м}.$$

4. Определяем площадь подошвы условного фундамента $A_{y.ф}$:

$$A_{y.ф} = b_{y.ф} \cdot l_{y.ф} = 3,58 \cdot 3,58 = 12,82 \text{ м}^2$$

5. Определяем собственный вес свай $G_{св}$:

$$G_{св} = V_{св} \cdot \gamma_m = 3,132 \cdot 25 = 78,3 \text{ кН}$$

где $V_{св}$ - объем свай, определяется по формуле

$$V_{cb} = A_{cb} \cdot l_{cb} \cdot n = 0.09 \cdot 8.7 \cdot 4 = 3.132 \text{ м}^3$$

6. Определяем собственный вес ростверка G_p :

$$G_p = V_p \cdot \gamma_m = 4,374 \cdot 25 = 109,35 \text{ кН},$$

$$V_p = l_{пл} \cdot b_{пл} \cdot h_{пл} + l_{п} \cdot b_{п} \cdot h_{п} = 2.1 \cdot 2.1 \cdot 0.6 + 1,2 \cdot 1,2 \cdot 0,95 = 4,374 \text{ м}^3$$

7. Определяем собственный вес грунта $G_{гр}$, расположенного на уступах ростверка, определяется по формуле

$$G_{гр} = (V_{y.ф.} - V_p - V_{cb}) \gamma'_2 = (167.3 - 4,374 - 3.132) \cdot 19,29 = 1742,26 \text{ кН}$$

$$V_{y.ф.} = A_{y.ф.} \cdot h_{y.ф.} = 12.82 \cdot 13.05 = 167.3 \text{ м}^3,$$

8. Определяем среднее давление $P_{y.ф.}$ под подошвой условного фундамента:

$$P_{y.ф.} = \frac{N_2 + G_p + G_{cb} + G_{gp}}{A_{y.ф.}} = \frac{2055,89 + 109,35 + 78,3 + 1742,26}{12,82} = 380,1 \text{ кН}$$

9. Определяем расчетное сопротивление грунта основания несущего слоя под подошвой условного фундамента:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} k_z b_{y.ф.} \gamma_2 + M_q d_1 \gamma'_2 + (M_q - 1) d_b \gamma'_2 + M_c c_2] =$$

$$= \frac{1.0 \cdot 1.2}{1} [0,72 \cdot 1 \cdot 3,58 \cdot 20 + 3,86 \cdot 2,38 \cdot 19,43 + (3,86 - 1) \cdot 2,0 \cdot 19,43 + 6,45 \cdot 25] = 561,5 \text{ кПа}$$

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3 + \gamma_4 h_4}{h_2 + h_3 + h_4} = \frac{15 \cdot 1 + 18,2 \cdot 3,0 + 14,5 \cdot 7,0}{1 + 3,0 + 7,0} = 19,43 \text{ кН / м}^3$$

$$\gamma_{II} = \frac{\gamma_5 h_{5/2}}{h_{5/2}} = \frac{20 \cdot 7,45}{7,45} = 20 \text{ кН / м}^3$$

$$\gamma_{c1} = 1,2; \quad \gamma_{c2} = 1; \quad k = 1; \quad \varphi = 24 \Rightarrow M_{\gamma} = 0,72; \quad M_q = 3,86; \quad M_c = 6,45; \quad b_f = 3,3 \text{ м};$$

$$d_b = h_{ноос} - h_y = 2,55 - 0,55 = 2,0 \text{ м}, \quad d_1 = h_s + \frac{h_{cf} \cdot \gamma_{cf}}{\gamma'_{II}} = 2,1 + \frac{0,25 \cdot 22}{19,29} = 2,38 \text{ м}$$

$$c_{II} = 25 \text{ кПа}; \quad \gamma_2 = \rho_2 \cdot 10 = 20 \text{ кН / м}^3; \quad \gamma_3 = \rho_3 \cdot 10 = 19,1 \text{ кН / м}^3$$

$$\gamma_4 = \rho_4 \cdot 10 = 19,6 \text{ кН / м}^3 \quad \gamma_5 = 20 \text{ кН / м}^3;$$

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_{3/1}}{h_2 + h_{3/1}} = \frac{20 \cdot 0,5 + 19,1 \cdot 1,85}{0,5 + 1,85} = 19,29 \text{ кН / м}^3; \quad \text{где } \gamma_1 - \text{ удельный вес}$$

грунта неразрушенной структуры ИГЭ-1, γ_{sbi} - удельный вес грунта ИГЭ-1 с учетом взвешивающего действия воды, ρ_{si} - плотность твердых частиц грунта ИГЭ-1, $\gamma_w = 10 \text{ кН / м}^3$ - удельный вес воды, e_i - коэффициент пористости грунта ИГЭ-1

10. Проверяем условие, по которому среднее давление под подошвой условного фундамента не должно превышать расчетного сопротивления несущего слоя грунта $R_{y.ф.}$ под подошвой условного фундамента, т.е. должно выполняться условие

$$P_{y.ф.} + \frac{M_2}{W} \leq R_{y.ф.}$$

$$380,1 + \frac{130}{2,21} = 438,9 \text{ кПа} < 561,5 \text{ кПа}$$

Условие выполняется, следовательно, фундамент запроектирован, верно.

3.9.5. Вычисление вероятной осадки свайного фундамента

Вычислим ординаты эпюр природного давления σ_{zg} и вспомогательной $0.2\sigma_{zg}$:

$$\sigma_{zgi} = \sigma_{zgi-1} + \gamma_{ли} \cdot h_i$$

где h_i - толщина i -ого слоя грунта; $\gamma_{ли}$ - удельный вес i -ого слоя грунта (при наличии подземных вод, определяется с учетом взвешивающего действия воды).

Точка 0 – на поверхности земли:

$$\sigma_{zg} = 0; \quad 0.2\sigma_{zg} = 0;$$

Точка 1 – на границе 2-ого и 3-ого слоев:

$$\sigma_{zg0} = 20 \cdot 2,5 = 50 \text{ кПа}; \quad 0.2\sigma_{zg0} = 10 \text{ кПа};$$

Точка 2 – на границе 3-ого и 4-ого слоев:

$$\sigma_{zg1} = \sigma_{zg0} + \gamma_{sg3} \cdot h_3 = 50 + 19,1 \cdot 4,0 = 126,41 \text{ кПа}; \quad 0.2\sigma_{zg1} = 25,28 \text{ кПа};$$

Точка 3 – на границе 4-ого и 5-ого слоев:

$$\sigma_{zg2} = \sigma_{zg1} + \gamma_4 \cdot h_4 = 126,41 + 19,6 \cdot 5,2 = 228,33 \text{ кПа}; \quad 0.2\sigma_{zg2} = 45,67 \text{ кПа};$$

Точка 4 – на уровне подошвы условного фундамента

$$\sigma_{zg3} = \sigma_{zg2} + \gamma_5 \cdot h_{5/1} = 228,33 + 20 \cdot 1,35 = 255,33 \quad 0.2\sigma_{zg3} = 51,07 \text{ кПа};$$

Точка 5 – на границе 5-ого слоя:

$$\sigma_{zg4} = \sigma_{zg3} + \gamma_5 \cdot h_{5/2} = 255,33 + 20 \cdot 6,45 = 384,33 \text{ кПа}; \quad 0.2\sigma_{zg4} = 76,87 \text{ кПа};$$

Определяем дополнительное вертикальное давление на основание от здания или сооружения по подошве фундамента:

$$p_0 = p - \sigma_{zg4} = 380,1 - 255,33 = 124,77 \text{ кПа}$$

Разобьем толщу грунта под подошвой фундамента на элементарные подслои:

$$\Delta_i = (0.2 \div 0.4) \cdot b_{yf} = 0.2 \cdot b_{yf} = 0.23 \cdot 3,3 = 0.6 \text{ м}$$

$$\xi = 2z_i / b_f. \text{ Принимаем } \xi = 0.61z_i \text{ и } \eta = 1$$

Определяем дополнительные вертикальные нормальные σ_{zp} напряжения на глубине z_i от подошвы фундамента:

$$\sigma_{zp} = \alpha_i \cdot p_0$$

По полученным данным строим эпюру дополнительных вертикальных напряжений σ_{zp} от подошвы фундамента.

Для удобства расчета осадки в се вычисления ведем в табличной форме следующего вида:

Таблица 4.

№ ИГЭ	Наименование грунта и его состояние	Мощность слоя, h_i	Δ_i , м	z_i , м	ξ_i	α_i	$\sigma_{zp,i}$, кПа	$\sigma_{zp,i}^{cp}$, кПа	$E_{0,i}$, кПа
ИГЭ-4	Песок мелкий	7,45	0,00	0,00	0,00	1,000	124,77		21000
			0,6	0,6	0,426	0,96	119,78	122,27	
			0,6	1,2	0,852	0,778	97,07	108,43	
			0,6	1,8	1,278	0,606	75,61	86,34	
			0,6	2,4	1,704	0,405	50,53	63,07	
			0,6	3,0	2,13	0,257	32,07	41,30	

Определим величину общей осадки по формулам:

$$S_{\text{общ}} = \frac{0,8}{25000} [0,6 * (122,27 + 108,43 + 86,34 + 63,07 + 41,3)] = 0,0082 \text{ м} = 0,82 \text{ см};$$

$$S_{\text{общ}} = 0,82 \text{ см} < S_u = 8 \text{ см}, \text{ условие выполняется.}$$

3.9.6. Расчет тела ростверка свайного фундамента

3.9.6.1. Расчет прочности ростверка на продавливание угловой сваей

Расчет прочности плитной части ростверка на продавливание угловой сваей заключается в проверке следующего условия.

$$N_p \leq [\beta_1(b_{o2} + c_{o2}/2) + \beta_2(b_{o1} + c_{o1}/2)] h_{o1} R_{bt},$$

$$b_{o1} = b_{o2} = 0,45 \text{ м}; c_{o1} = c_{o2} = 0,15; k_{o1} = k_{o2} = 0,3, \beta_1 = \beta_2 = 1,5, h_{o1} = 0,3 \text{ м};$$

где N_p - расчетное усилие в угловой свае (максимально нагруженной), с учетом действия моментов в двух направлениях, определяется по формуле

$$N_p = \frac{N_1}{n} + \frac{M_1 l_{i,\max}}{\sum l_{i,\max}^2} = \frac{2231,75}{4} + \frac{158 \cdot 0,75}{3 \cdot 0,75^2} = 627,3 \text{ кН}$$

$$N_p = 621,3 \text{ кН} < [1,5(0,45 + 0,075) + 1,5(0,45 + 0,075)] 0,3 \cdot 900 = 701,8 \text{ кН},$$

n - количество свай, $n = 4$ шт; l_{\max} - расстояние от центра тяжести свайного поля до оси наиболее удаленной сваи, $l_{\max} = 0,75$ м; b_{o1} и b_{o2} - расстояния от внутренних граней угловой сваи до наружных граней ростверка; c_{o1} и c_{o2} - расстояния от плоскости внутренних граней сваи до ближайшей грани подколонника или ступеней ростверка; R_{bt} - расчетное сопротивление бетона растяжению, для тяжелого бетона кл. В20 $R_{bt} = 0,9$ МПа; β_1 и β_2 - коэффициенты, принимаемые по табл. 9.9 [13] в зависимости от величины коэффициентов $k_{o1} = c_{o1}/h_{o1}$ и $k_{o2} = c_{o2}/h_{o1}$; h_{o1} - рабочая высота нижней ступени (расстояние до верха свай),

Условие выполняется, следовательно высота плитной части ростверка достаточна.

3.9.6.2. Расчет прочности ростверка по поперечной силе.

Расчет прочности плитной части ростверка по поперечной силе в наклонном сечении выполняется в месте изменения высоты ростверка и заключается в проверке следующего условия:

$$Q \leq m b_p h_o R_{bt}$$

$Q = \sum N_{pi} = 2 \cdot 621,3 = 1254,6 \text{ кН}$; $b_p = 2,1 \text{ м}$, $h_o = h_1 - a_s = 0,6 - 0,04 = 0,56 \text{ м}$,
 $c/h_o = 0,15/0,56 = 0,26 < 0,3$, поэтому $c/h_o = 0,3$ и $m = 2,45$.

где Q - сумма расчетных усилий всех свай, находящихся за пределами наклонного сечения; b_p - ширина подошвы ростверка, $b_p = 2,1 \text{ м}$, h_o - рабочая высота ростверка в рассматриваемом сечении; R_{bt} - расчетное сопротивление бетона растяжению, для тяжелого бетона кл. В20 $R_{bt} = 0,9 \text{ МПа}$; t - коэффициент, принимаемый по табл. 9.10 [13] в зависимости от отношения c/h_o (c - длина проекции рассматриваемого наклонного сечения, принимаемая равной расстоянию от плоскости внутренних граней свай до ближайшей грани подколонника или ступеней ростверка).

Тогда:

$$Q = 1254,6 \text{ кН} < 2,45 \cdot 2,1 \cdot 0,56 \cdot 900 = 2593,08 \text{ кН}$$

Условие выполняется, следовательно, прочность нижней ступени по поперечной силе обеспечена.

3.9.6.3. Расчет прочности ростверка на изгиб

Расчет прочности ростверка на изгиб производят в сечениях по граням колонны, а также по наружным граням подколонника и ступеней ростверка.

Расчет выполняется в следующей последовательности:

$$M_{1-1} = 2 N_{pi} l_1 = 2 \cdot 621,3 \cdot 0,15 = 186,39 \text{ кНм}$$

где l_1 - расстояние от оси сваи до ближайшей грани подколонника, $l_1 = 0,15 \text{ м}$;

$$M_{2-2} = 2 N_{pi} l_2 = 2 \cdot 621,3 \cdot 0,45 = 564,44 \text{ кНм}$$

где l_2 - расстояние от оси сваи до ближайшей грани колонны, $l_2 = 0,45 \text{ м}$;

$$A_s^{1-1} = \frac{M_{1-1}}{0,9 h_{o1} R_s} = \frac{186,39}{0,9 \cdot 0,56 \cdot 365000} = 10,1 \text{ см}^2$$

$$A_s^{2-2} = \frac{M_{2-2}}{0,9 h_{o2} R_s} = \frac{564,44}{0,9 \cdot 1,51 \cdot 365000} = 15,6 \text{ см}^2$$

Из двух значений A_s^{1-1} и A_s^{2-2} выбираем большее, по которому и производим подбор диаметра и количество стержней. Принимаем $S = 150 \text{ мм}$. $A_s^{\max} = 8,8 \text{ см}^2$. Количество стержней принимаем $n = 14$ шт. Тогда

$$A_s^{mp} = \frac{A_s^{\max}}{n} = \frac{15,6}{14} = 1,1 \text{ см}^2$$

Так как минимально допустимый диаметр арматуры должен быть не менее 10 мм, окончательно принимаем $14 \varnothing 12$ $A_s = 1,313 \text{ см}^2$.

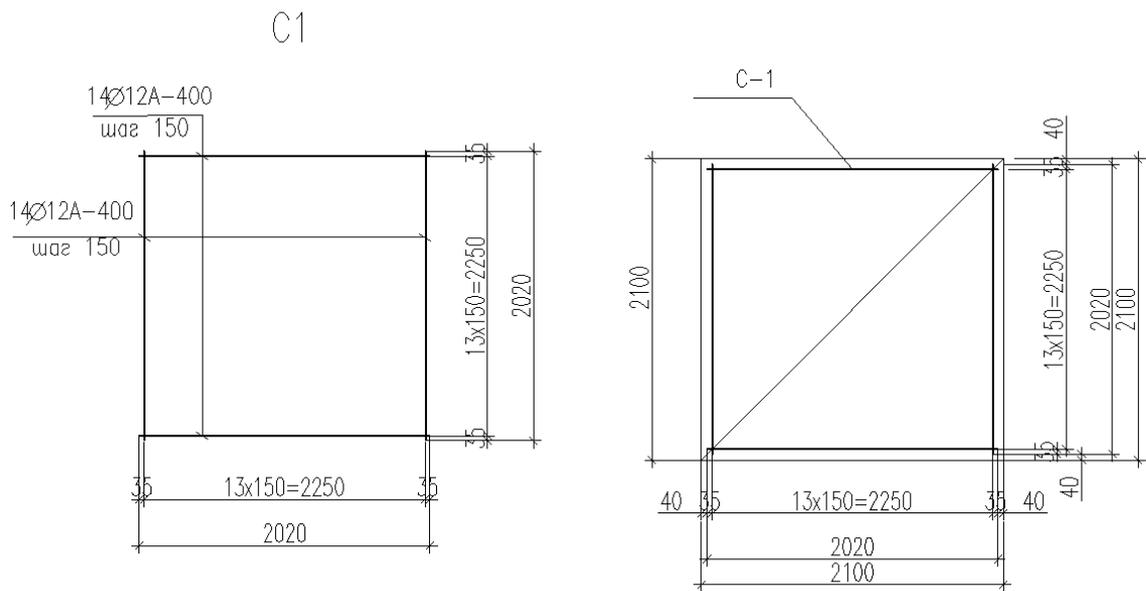


Рисунок 9.Схема армирования подошвы свайного фундамента.
Арматурная сетка С-1.

3.10 Техничко-экономические сравнения вариантов фундаментов

№ п/п	Ссылка на прил.	Вид работ	Фундамент мелкого заложения				Свайный фундамент			
			Ед. изм.	Кол.	Стоимость в руб.-коп.		Ед. изм.	Кол.	Стоимость в руб.-коп.	
					Ед-цы	общая			Ед-цы	общая
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	A-2-1	Разработка грунта под фундаменты жилых и гражданских зданий: - при глубине выработки свыше 1,8 м без водоотлива	м ³	32.57	4-10	133.54	м ³	24.7	4-10	101.27
2	B-1-4	Монтаж сборных железобетонных отдельностоящих фундаментов из кл. В20	м ³	4.42	21-00	92.82	-	-	-	-
3	A-4-1 а)	Крепление стенок котлована досками при глубине выработки более 3м.	м ²	40.54	0-77	31.22	м ²	34.95	0-77	26.91
4	7-85	Забивка железобетонных полнотелых призматических свай до 10 м.	-	-	-	-	м ³	3.28	25-91	84.98
5	B-4-14	Устройство монолитного железобетонного ростверка	-	-	-	-	м ²	4.5	23-20	104.4
6	B-1-2	Устройство песчанной подготовки под фундаменты.	м ³	0.72	4-80	3.46	м ³	0.44	0-11	0.05

Σ= 261.04

Σ= 317.61

Вывод. В результате сравнения технико-экономических показателей наиболее дешевым оказался фундамент мелкого заложения, поэтому для второго расчетного сечения производим расчет только фундамента мелкого заложения.

3.11 Расчет и проектирование фундаментов мелкого заложения в сечении I - I

Выполняем расчет фундаментов по буквенной оси Е и цифровой 9 (ФМЗ-2).

Строительство ведется в г. Кузнецк. Подвал запроектирован.

Мощность h_3 , начальное расчетное сопротивление R_0 и модуль деформации E_0 грунта ИГЭ-3 являются достаточными, чтобы использовать данный слой грунта в качестве несущего.

Назначаем класс бетона фундамента В20. Толщину защитного слоя $a_s = 50 \text{ мм}$. Запроектирована железобетонная колонна с размерами сторон $b_c \times h_c = 0.4 \times 0.4 \text{ м}$.

Производим сбор нагрузок на $18,5 \text{ м}^2$ грузовой площади фундамента в осях Е-9.

Таблица 5

Вид нагрузки и расчет		Нормативная нагрузка кН/м^2	Коэффициент надежности γ_f	Расчетная нагрузка кН/м^2
1. Постоянные:				
1	Защитный слой из гравия на битумной мастике -10мм, $\rho = 16 \text{ кН/м}^3$	$16 \cdot 0,01 \cdot 18,5 = 2,96$	1,1	3,26
2	3 Слоя наплавленного рулонного битумно-полимерного материала "Техноэласт-ЭКП" - $g_1 = 0.012 \text{ кН/м}^2$	$3 \cdot 0,012 \cdot 18,5 = 0,67$	1,2	0,8
3	Утеплитель - РУФ БАТТС - 200мм, $\rho = 3 \text{ кН/м}^3$	$3 \cdot 0,2 \cdot 18,5 = 11,1$	1,2	13,32
4	Цементно/песчаная стяжка $\delta = 30 \text{ мм}$, $\rho = 18 \text{ кН/м}^3$	$18 \cdot 0,03 \cdot 18,5 = 9,99$	1,1	10,99
5	Сетка 100/100/5/5 -5мм, $\rho = 3,168 \text{ кН/м}^3$	$3,168 \cdot 18,5 = 58,6$	1,1	64,46
6	Керамзитовый гравий по уклону 300мм, $\rho = 12 \text{ кН/м}^3$	$12 \cdot 0,30 \cdot 18,5 = 66,6$	1,1	73,26
7	Пароизоляция $g_1 = 0.012 \text{ кН/м}^2$	$0,012 \cdot 18,5 = 0,22$	1,2	0,27
8	Монолитная ж/б плита $\delta = 200 \text{ мм}$, $\rho = 25 \text{ кН/м}^3$	$25 \cdot 0,20 \cdot 18,5 = 92,5$	1,1	101,75
9	Конструкция пола:	$1,425 \cdot 18,5 \cdot 4 = 105,46$	1,2	126,55
9.1	Линолеум "Таркет" - $\delta=2\text{мм}$ $\rho=18 \text{ кН/м}^3$	$0,002 \cdot 18 = 0,036$	1,2	0,043
9.2	Мастика клеящая "бустилат" - $\delta=1\text{мм}$ $\rho=9 \text{ кН/м}^3$	$0,001 \cdot 9 = 0,009$	1,2	0,011
9.3	Стяжка из цементно-песчаного раствора М150 - $\delta=0,04\text{м}$, $\rho=18 \text{ кН/м}^3$	$0,04 \cdot 18 = 0,72$	1,1	0,792
9.4	Слой теплоизоляционный - керамзитобетон - $\delta=55\text{мм}$ $\rho=12 \text{ кН/м}^3$	$0,055 \cdot 12 = 0,66$	1,1	0,726

10	От перегородок	$0,575 \cdot 18,5 \cdot 4 = 42,54$	1,2	51,05
11	Монолитная ж/б плита $b = 200$ мм, $\rho = 25$ кН/м ³ (4шт)	$0,2 \cdot 25 \cdot 18,5 \cdot 4 = 370$	1,1	407
12	Монолитная ж/б второстепенная балка $b = 250$ мм, $h = 500$ мм $\rho = 25$ кН/м ³ (4шт)	$25 \cdot 0,25 \cdot 0,5 \cdot 9,0 \cdot 4 = 112,5$	1,1	123,75
13	Монолитная ж/б колонна 400x400мм $h = 3,6 \cdot 4$, $\rho = 25$ кН/м ³	$25 \cdot 0,4 \cdot 0,4 \cdot 3,6 \cdot 4 = 57,6$	1,1	63,36
14	Собственный вес монолитного ж/б фундамента 3000x2100мм $h = 600$ мм, $\rho = 25$ кН/м ³	$25 \cdot 4,23 = 105,75$	1,1	116,33
ИТОГО		1036,49		1156,15
2. Временные				
1	Снеговая	$1,26 \cdot 18,5 = 23,3$	1/0,7	$1,8 \cdot 18,5 = 33,3$
	в том числе:			
	- длительная			$1,2 \cdot 18,5 = 22,2$
	- кратковременная			$1,2 \cdot 18,5 = 22,2$
2	Полезная	$2,0 \cdot 18,5 = 37,0$		
	в том числе:			
	- длительная	$1,3 \cdot 18,5 = 24,05$	1,3	31,27
	- кратковременная	$0,7 \cdot 18,5 = 12,95$	1,3	16,84
ВСЕГО		1104,57		1248,66

3.12 Определение высоты фундамента (ФМЗ-2)

Расчет и проектирование фундамента (ФМЗ-2) в сечении I-I производим по расчетной нагрузке на обреш фундамента:

$$N_{II} = 1104,57 \text{ кН}$$

$$M_{II} = 53 \text{ кНм}$$

3.12.1 Определение высоты фундамента по конструктивным требованиям

Определение высоты фундамента по конструктивным требованиям выполняем в следующей последовательности:

1. Назначаем предварительную высоту плитной части фундамента:
 $d = 0,25$ м.

3.12.2 Определение расчетной высоты фундамента

Определение расчетной высоты фундамента выполняем в следующей последовательности:

4. Уточняем требуемую рабочую высоту плитной части фундамента:

$$h_{0pl} = -\frac{h_c + b_c}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N_f}{\alpha \cdot \gamma_{b2} \cdot \gamma_{b9} \cdot R_{bt} + p_{2p}}} = -\frac{0.4 + 0.4}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{1248,66}{0.85 \cdot 1 \cdot 0.9 \cdot 900 + 198,2}} = 0.39 \text{ м}$$

$$p_{2p} = \frac{N_f}{b_f \cdot l_f} = \frac{1248,66}{2.1 \cdot 3} = 198,2 \text{ кПа}$$

5. Определим требуемую расчетную высоту плитной части фундамента:

$$h_{pl} = h_{0pl} + a_s = 0.39 + 0.04 = 0.43 \text{ м} > 0,3 \text{ м} - \text{условие выполняется.}$$

Округляем кратно 0.15: $h_{pl} = 0.6 \text{ м}$.

6. Определим расчетную высоту фундамента:

$$H_f = h_{pl} = 0.6 \text{ м}$$

Округляем кратно 0.3: принимаем $H_f = 1,5 \text{ м}$. (минимальная высота фундамента $H_f = 1.5 \text{ м}$.)

3.13 Определение глубины заложения фундамента (ФМЗ-2)

$$d_f = k \cdot d_{fn} = 0.5 \cdot 1.65 = 0.825 \text{ м, где}$$

k - коэффициент, учитывающий температурный режим здания, $k = 0.6$

d_{fn} - нормативная глубина промерзания грунта, определяемая в

зависимости от климатического района строительства, $d_{fn} = 1.65 \text{ м}$

2. Определяем, зависит ли глубина заложения фундамента от глубины промерзания грунтов: $d_f + 2 = 1,65 + 2 = 3,65 \text{ м}$, т.к. $d_w = 10 \text{ м} \geq d_f + 2 = 3,65 \text{ м}$, то для несущего слоя - суглинок полутвердый, непросадочный, с модулем деформации $E_0 = 19 \text{ МПа}$ и начальным расчетным сопротивлением $R_0 = 240 \text{ кПа}$ - глубина заложения фундамента d_1 назначается не менее расчетной глубины промерзания грунта d_f .

3. Глубина заложения фундамента по конструктивным требованиям:

$$d = h_{нода} + h_{cf} + H_f + h_1 - h_y = 2,55 + 0.25 + 1,5 + 0,3 - 0,55 = 4,05 \text{ м, где}$$

H_f - высота фундамента, $H_f = 1,5 \text{ м}$

h_1 - толщина слоя грунта от обреза фундамента до низа пола подвала,

$$h_1 = 0,3 \text{ м}$$

h_{cf} - толщина конструкций пола подвала, $h_{cf} = 0.25 \text{ м}$

h_y - высота цоколя, $h_y = 0,55 \text{ м}$

Так как расчетная глубина промерзания грунта меньше, чем

конструктивная глубина заложения фундамента, то в качестве расчетного значения глубины заложения фундамента принимаем большую из них, то есть $d_1 = 4,05 \text{ м}$.

Абсолютная отметка подошвы фундамента составляет:

$$FL = DL - d_1 = 154,5 - 4,05 = 150,45 \text{ м}.$$

3.14 Определение размеров подошвы фундамента

1. Соотношение размеров сторон подошвы фундамента принимается в пределах $\eta = \frac{b_f}{l_f} = 0,8$.

2. Определим предварительные размеры подошвы:

$$b_f = \sqrt{\frac{N_{II}}{\eta(R_0 - \gamma_{mt} \cdot d_1)}} = \sqrt{\frac{1104,57}{0,8(240 - 20 \cdot 4,05)}} = 2,95 \text{ м};$$

$$l_f = \frac{b_f}{\eta} = \frac{2,95}{0,8} = 3,68 \text{ м}$$

Округляем кратно 0.3: $b_f = 3,0 \text{ м}$, $l_f = 3,9 \text{ м}$.

3. Определим соотношение длины здания к его высоте:

$$\frac{L}{H} = \frac{40}{17,23} = 2,32$$

4. Уточняем расчетное сопротивление грунта основания:

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

$$\gamma_{c1} = 1,2; \quad \gamma_{c2} = 1; \quad k = 1; \quad \varphi = 24 \Rightarrow M_\gamma = 0,72; \quad M_q = 3,86; \quad M_c = 6,45; \quad b_f = 3,3 \text{ м};$$

$$d_b = h_{\text{нодс}} - h_u = 2,55 - 0,55 = 2,0 \text{ м}, \quad d_1 = h_s + \frac{h_{cf} \cdot \gamma_{cf}}{\gamma'_{II}} = 1,8 + \frac{0,25 \cdot 22}{19,29} = 2,09 \text{ м}$$

$$c_{II} = 25 \text{ кПа}; \quad \gamma_2 = \rho_2 \cdot 10 = 20 \text{ кН/м}^3; \quad \gamma_3 = \rho_3 \cdot 10 = 19,1 \text{ кН/м}^3$$

$$\gamma_4 = \rho_4 \cdot 10 = 19,6 \text{ кН/м}^3; \quad \gamma_5 = 20 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_{3/1}}{h_2 + h_{3/1}} = \frac{20 \cdot 0,5 + 19,1 \cdot 1,55}{0,5 + 1,55} = 19,32 \text{ кН/м}^3;$$

где γ_1 - удельный вес грунта неразрушенной структуры ИГЭ-1, γ_{sbi} - удельный вес грунта ИГЭ-і с четом взвешивающего действия воды, ρ_{si} - плотность твердых частиц грунта ИГЭ-і, $\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$ - удельный вес воды, e_i - коэффициент пористости грунта ИГЭ-і

$$\gamma_{II} = \frac{\gamma_3 h_{3/2} + \gamma_4 h_4 + \gamma_5 h_5}{h_{3/2} + h_4 + h_5} = \frac{19,1 \cdot 2,45 + 19,6 \cdot 5,2 + 20 \cdot 7,8}{2,45 + 5,2 + 7,8} = 19,72 \text{ кН/м}^3$$

$$R = \frac{1,0 \cdot 1,2}{1} [0,72 \cdot 1 \cdot 3,0 \cdot 19,72 + 3,86 \cdot 2,09 \cdot 19,32 + (3,86 - 1) \cdot 2,0 \cdot 19,32 + 6,45 \cdot 25] = 428,24 \text{ кПа}$$

5. Уточняем размеры подошвы фундамента:

$$b_f = \sqrt{\frac{N_{II}}{\eta(R - \gamma_{m1} \cdot d_1)}} = \sqrt{\frac{1104,57}{0,8(428,24 - 20 \cdot 4,05)}} = 1,99 \text{ м};$$

$$l_f = \frac{b_f}{\eta} = \frac{1,99}{0,8} = 2,39 \text{ м};$$

Округляем кратно 0.3 и окончательно принимаем размеры фундамента ФМЗ-2: $b_f = 2,1 \text{ м}$, $l_f = 2,4 \text{ м}$.

6. Определяем среднее давление под подошвой центрально нагруженного фундамента:

$$P_{\max}^{kp} = \frac{N_{II}}{b_f \cdot l_f} + \gamma_{m1} \cdot d + \frac{M_{II}}{W} = \frac{1104,57}{2,1 \cdot 2,4} + 20 \cdot 4,05 + \frac{53}{2,016} = 326,45 \text{ кПа}$$

$$W = \frac{b_f \cdot l_f^2}{6} = \frac{2,1 \cdot 2,4^2}{6} = 2,016 \text{ м}^3$$

$$P_{\min}^{kp} = \frac{N_{II}}{b_f \cdot l_f} + \gamma_{m1} \cdot d - \frac{M_{II}}{W} = \frac{1104,57}{2,1 \cdot 2,4} + 20 \cdot 4,05 - \frac{53}{2,016} = 273,87 \text{ кПа}$$

$$P_{cp} = \frac{P_{\max}^{kp} + P_{\min}^{kp}}{2} = \frac{326,45 + 273,87}{2} = 300,16 \text{ кПа}$$

$$P_{\max}^{kp} = 326,45 \text{ кПа} < 1,2 \cdot R = 1,2 \cdot 428,24 = 513,89$$

$$P_{\min}^{kp} = 273,87 \text{ кПа} > 0$$

$$P_{cp} = 300,16 \text{ кПа} < R = 428,24$$

Все условия выполняются, следовательно, размеры подошвы фундамента подобраны правильно.

$$\left| \frac{P_{cp} - R}{R} \right| \cdot 100\% = \left| \frac{300,16 - 428,24}{428,24} \right| \cdot 100\% = 9,7\% < 10\%$$

Окончательные размеры подошвы фундамента: $b_f = 2,1 \text{ м}$, $l_f = 2,4 \text{ м}$.

3.15 Вычисление вероятной осадки фундамента (ФМЗ-2)

Вычислим ординаты эпюр природного давления σ_{zg} и вспомогательной $0,2\sigma_{zg}$:

$$\sigma_{zgi} = \sigma_{zgi-1} + \gamma_{m1} \cdot h_i$$

где h_i - толщина i -ого слоя грунта; γ_{m1} - удельный вес i -ого слоя грунта (при наличии подземных вод, определяется с учетом взвешивающего действия воды).

Точка 0 – на поверхности земли:

$$\sigma_{zg} = 0; \quad 0,2\sigma_{zg} = 0;$$

Точка 1 – на границе 2-ого и 3-ого слоев:

$$\sigma_{zg0} = 20 \cdot 2,5 = 50 \text{ кПа}; \quad 0,2\sigma_{zg0} = 10 \text{ кПа};$$

Точка 2 – на уровне подошвы фундамента:

$$\sigma_{z_{g1}} = \sigma_{z_{g0}} + \gamma_{sg3} \cdot h_{3/1} = 50 + 19,1 \cdot 1,55 = 79,61 \text{ кПа}; \quad 0,2\sigma_{z_{g1}} = 15,92 \text{ кПа};$$

Точка 3 – на границе 3-ого и 4-ого слоев:

$$\sigma_{z_{g2}} = \sigma_{z_{g1}} + \gamma_3 \cdot h_{3/2} = 79,61 + 19,1 \cdot 2,45 = 126,41 \text{ кПа}; \quad 0,2\sigma_{z_{g2}} = 25,28 \text{ кПа};$$

Точка 4 – на границе 4-ого и 5-ого слоев:

$$\sigma_{z_{g3}} = \sigma_{z_{g2}} + \gamma_4 \cdot h_4 = 126,41 + 19,6 \cdot 5,2 = 228,33 \text{ кПа}; \quad 0,2\sigma_{z_{g3}} = 45,67 \text{ кПа};$$

Точка 5 – на границе 5-ого слоя:

$$\sigma_{z_{g4}} = \sigma_{z_{g3}} + \gamma_5 \cdot h_5 = 228,33 + 20 \cdot 7,8 = 384,33 \text{ кПа}; \quad 0,2\sigma_{z_{g4}} = 76,87 \text{ кПа};$$

Определим дополнительное вертикальное давление на основание от здания или сооружения по подошве фундамента:

$$p_0 = p - \sigma_{z_{g1}} = 300,16 - 79,61 = 220,55 \text{ кПа}$$

Разобьем толщу грунта под подошвой фундамента на элементарные подслои:

$$\Delta_i = (0,2 \div 0,4) \cdot b_f = 0,2 \cdot b_f = 0,28 \cdot 2,1 = 0,6 \text{ м}$$

$$\xi = 2z_i / b_f = 0,95z_i$$

Определяем дополнительные вертикальные нормальные σ_{zp} напряжения на глубине z_i от подошвы фундамента:

$$\sigma_{zp} = \alpha_i \cdot p_0$$

По полученным данным строим эпюру дополнительных вертикальных напряжений σ_{zp} от подошвы фундамента.

Для удобства расчета осадки в се вычисления ведем в табличной форме следующего вида:

Таблица 6.

№ ИГЭ	Наименование грунта и его состояние	Мощность слоя, h_i	Δ_i , м	z_i , м	ξ_i	α_i	$\sigma_{zp,i}$, кПа	$\sigma_{zp,i}^{cp}$, кПа	$E_{0,i}$, кПа
ИГЭ-3	Суглинок тугопластичный	2,45	0,00	0,00	0,00	1	220,55		19000
			0,6	0,6	0,57	0,951	209,74	215,15	
			0,6	1,2	1,14	0,654	144,24	176,99	
			0,6	1,8	1,71	0,486	107,19	125,71	
			0,6	2,4	2,28	0,322	71,02	89,10	
			0,05	2,45	2,3275	0,294	64,84	67,93	
ИГЭ-4	Супесь текучая, непросадочная	5,2	0,55	3,0	2,85	0,209	46,09	55,47	16000
			0,6	3,6	3,42	0,157	34,63	40,36	
			0,6	4,2	3,99	0,108	23,82	29,22	
			0,6	4,8	4,56	0,089	19,63	21,72	
			0,6	5,4	5,13	0,068	15,00	17,31	

Определим величину общей осадки по формулам:

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i}^{cp} \Delta_i}{E_{0,i}}$$

$$s_3 = \frac{0.8}{19000} [(215,15 + 176,99 + 125,71 + 89,1) \cdot 0.6 + 67,93 \cdot 0.05] = 0.0172 \text{ м} = 1,72 \text{ см}$$

$$s_4 = \frac{0.8}{16000} [55,47 \cdot 0.55 + (40,6 + 29,22 + 21,72) \cdot 0.6] = 0.0043 \text{ м} = 0,43 \text{ см}$$

Сравниваем полученное расчетное значение вероятной осадки S со значением предельных деформаций основания S_u , принимаемое в зависимости от конструктивной системы здания или сооружения

$$s = s_3 + s_4 = 1,72 + 0,43 = 2,15 \text{ см} < s_u = 8 \text{ см}. \text{ Условие выполняется.}$$

Сравним величины осадок ФМЗ-1 и ФМЗ-2:

$$\Delta s = s_{\text{ФМЗ-1}} - s_{\text{ФМЗ-2}} = 2,43 - 2,15 \text{ см} = 0,28,$$

$$\Delta s / L = 0.28 / 6100 = 4,59 \cdot 10^{-5} \leq (\Delta s / L)_u = 2 \cdot 10^{-3}. \text{ Условие выполняется.}$$

3.16 Расчет тела фундамента

3.16.1 Конструирование фундамента

1. Назначаем количество и высоту ступеней фундамента:

фундамент с двумя ступенями. $h_{pl} = 0.6 \text{ м}$,

$$h_{0pl} = h_{pl} - a_s = 0.6 - 0.04 = 0.56 \text{ м}. h_1 = h_2 = 0.3 \text{ м}.$$

2. Назначаем размеры консолей ступени плитной части:

– в направлении действия момента:

$$c = (1 \div 2.5) h_1 = 1 \cdot 0.3 = 0.3 \text{ м}.$$

– в направлении перпендикулярном действия момента:

$$c = 1 \cdot 0.3 = 0.3 \text{ м}.$$

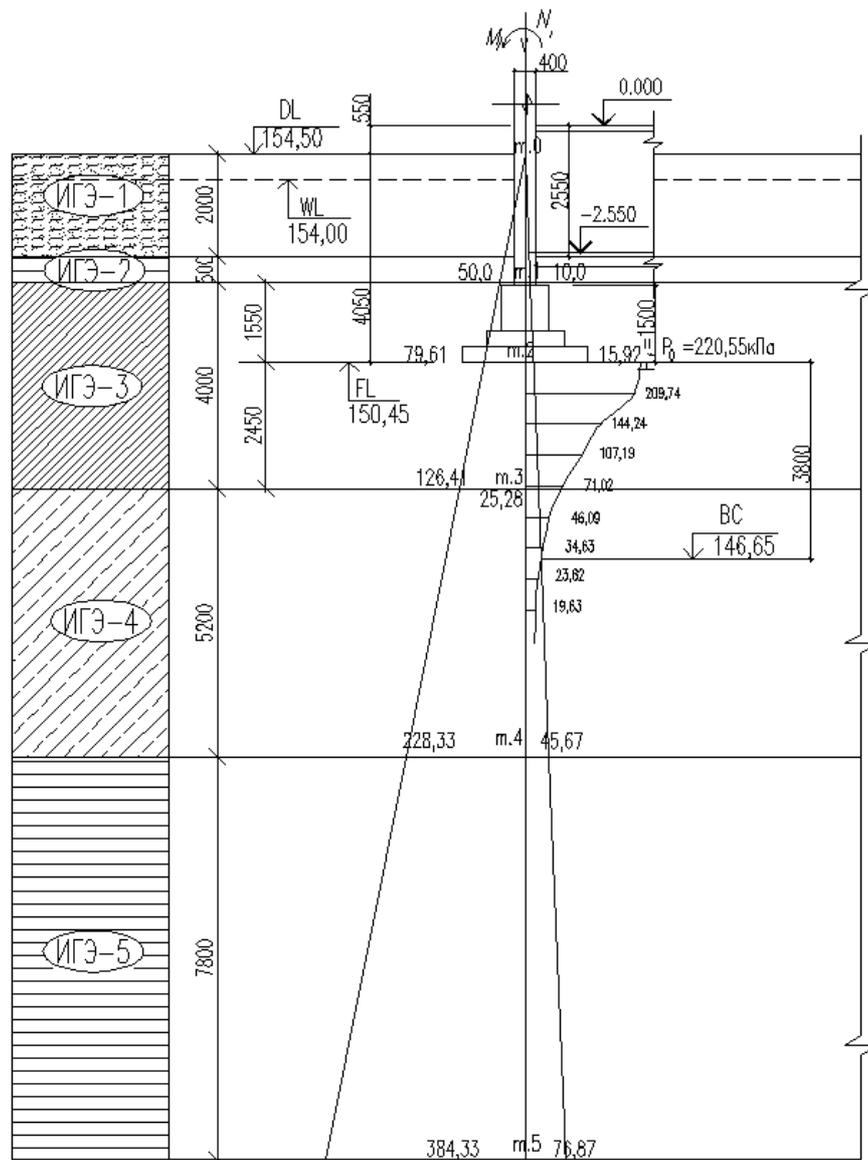


Рис.10. К расчету осадки фундамента ФМЗ-2 в сечении I - I.

3.16.2. Расчет прочности нижней ступени на продавливание

Расчет на продавливание нижней ступени следует вести по 1-ой схеме.

$$F \leq \varphi_b \cdot R_{bt} \cdot b_m \cdot h_{0pl} = 1 \cdot 900 \cdot 0.66 \cdot 0.26 = 190,92 \text{ кН}$$

h_{0l} - рабочая высота нижней ступени фундамента, $h_{0l} = h_1 - a_s = 0,3 - 0,04 = 0,26$ м. $b_m = b_c + h_{0l} = 0.4 + 0.26 = 0.66$

$$F = p_{\max} \cdot A_0 = 279,21 \cdot 0.65 = 181.2 \text{ кН}$$

$$p_{\max} = \frac{N_l}{l_f b_f} + \frac{M_l}{W} = \frac{1248,66}{2.4 \cdot 2.1} + \frac{63.6}{2.016} = 279,29 \text{ кН}$$

$$A_0 = 0,5b_f(l_f - l_n - 2h_{0pl}) - 0,25(b_f - b_n - 2h_{0pl})^2 = 0,5 \cdot 2,1 \cdot (2,4 - 0,9 - 2 \cdot 0,26) - 0,25 \cdot (2,1 - 0,9 - 2 \cdot 0,26)^2 = 0,65 \text{ м}^2$$

$$F = 181.2 \leq 190.92 \text{ кН}$$

Условие выполняется, продавливания не произойдет, высота нижней

ступени достаточна.

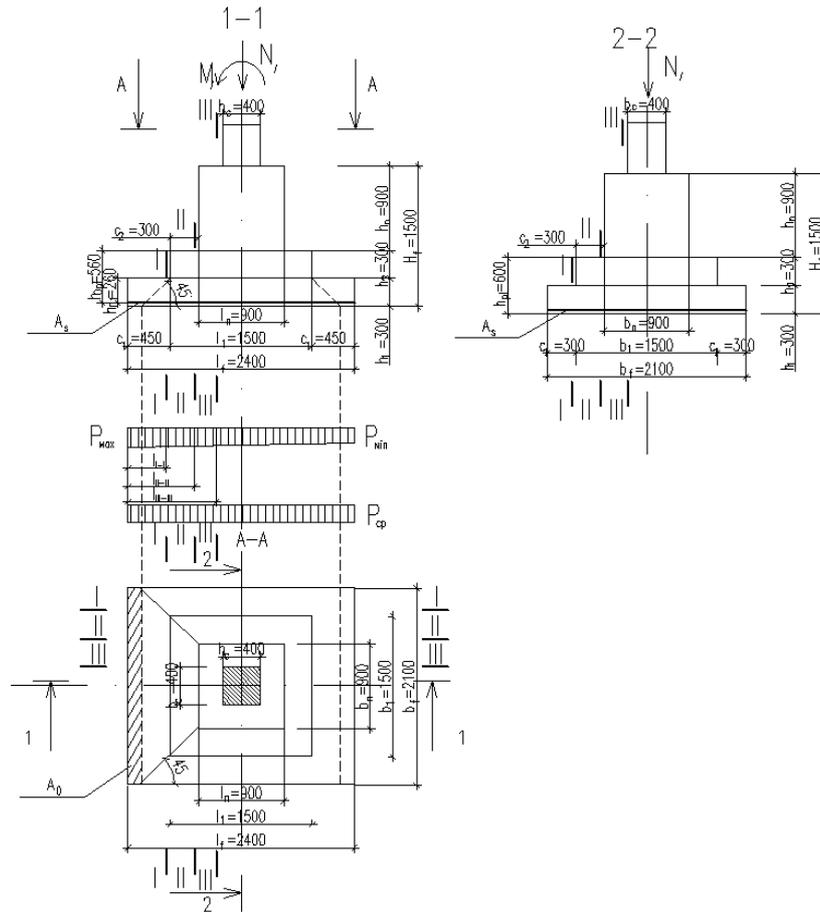


Рисунок 11. К определению высоты фундамента, конструирование фундамента и к расчету прочности плитной части на продавливание.

3.16.3 Расчет прочности фундамента по поперечной силе

Расчет прочности фундамента по поперечной силе заключается в проверке прочности рабочей высоты нижней ступени h_{01} фундамента по наклонному сечению на восприятие поперечной силы Q одним бетоном, исходя из условия

$$Q \leq \frac{1.5 \cdot R_{bt} \cdot b_f \cdot h_{01}^2}{c_1} = \frac{1.5 \cdot 900 \cdot 2,1 \cdot 0,26^2}{0,45} = 340,2 \text{ кН}$$

$$Q = p_{cp}(c_1 - c_0) \cdot b_f = 198,2(0,45 - 0,26)2,1 = 79,08$$

$$Q = 79,08 < 340,2 \text{ кН}$$

Правая часть неравенства принимается не менее

$$0,6 \cdot R_{bt} \cdot b_f \cdot h_{01} = 0,6 \cdot 900 \cdot 2,1 \cdot 0,26 = 294,84 \text{ кН} \text{ и не более}$$

$$2,5 \cdot R_{bt} \cdot b_f \cdot h_{01} = 2,5 \cdot 900 \cdot 2,1 \cdot 0,26 = 1228,5 \text{ кН} . \text{ Все условия выполняются.}$$

Прочность нижней ступени по поперечной силе обеспечена.

3.16.4 Определение площади сечения арматуры плитной части фундамента

Расчет выполняется в следующей последовательности:

2. В сечениях I-I, II-II, III-III определяем изгибающие моменты: В плоскости действия момента – в направлении большей стороны:

-для сечения I-I:

$$P_{I-I} = P_{\min} + \frac{(l_f - l_{I-I})(P_{\max} - P_{\min})}{l_f} = 216,21 + \frac{(2,4 - 0,45)(279,29 - 216,21)}{2,4} = 267,46 \text{ кПа}$$

$$M_{I-I} = \frac{l_{I-I}^2 \cdot b_f}{6} (2P_{\max} + P_{I-I}) = \frac{0,45^2 \cdot 2,1}{6} (2 \cdot 279,29 + 267,46) = 58,55 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$P_{\max} = \frac{N_1}{l_f \cdot b_f} + \frac{M_1}{W} = \frac{1248,66}{2,1 \cdot 2,4} + \frac{63,6}{2,016} = 279,29 \text{ кПа}$$

$$P_{\min} = \frac{N_1}{l_f \cdot b_f} - \frac{M_1}{W} = \frac{1248,66}{2,1 \cdot 2,4} - \frac{63,6}{2,016} = 216,21 \text{ кПа}$$

-для сечения II-II:

$$P_{II-II} = P_{\min} + \frac{(l_f - l_{II-II})(P_{\max} - P_{\min})}{l_f} = 216,21 + \frac{(2,4 - 0,75)(279,29 - 216,21)}{2,4} = 259,58 \text{ кПа}$$

$$M_{II-II} = \frac{l_{II-II}^2 \cdot b_f}{6} (2P_{\max} + P_{II-II}) = \frac{0,75^2 \cdot 2,1}{6} (2 \cdot 279,29 + 259,58) = 161,08 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

-для сечения III-III:

$$P_{III-III} = P_{\min} + \frac{(l_f - l_{III-III})(P_{\max} - P_{\min})}{l_f} = 216,21 + \frac{(2,4 - 1)(279,29 - 216,21)}{2,4} = 304,52 \text{ кПа}$$

$$M_{III-III} = \frac{l_{III-III}^2 \cdot b_f}{6} (2P_{\max} + P_{III-III}) = \frac{1^2 \cdot 2,1}{6} (2 \cdot 279,29 + 304,52) = 302,09 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

В плоскости, перпендикулярном плоскости действия момента, от реактивного давления грунта $p_{2p} = 198,2 \text{ кПа}$:

-для сечения I-I:

$$M_{I-I} = \frac{p_{2p} (b_f - b_1)^2 \cdot l_f}{8} = \frac{198,2 (2,1 - 1,5)^2 \cdot 2,4}{8} = 28,54 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

-для сечения II-II:

$$M_{II-II} = \frac{p_{2p} (b_f - b_n)^2 \cdot l_f}{8} = \frac{198,2 (2,1 - 0,9)^2 \cdot 2,4}{8} = 114,16 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

-для сечения III-III:

$$M_{III-III} = \frac{p_{2p} (b_f - b_c)^2 \cdot l_f}{8} = \frac{198,2 (2,1 - 0,4)^2 \cdot 2,4}{8} = 229,12 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

2. В тех же сечениях определяем требуемую площадь сечения рабочей арматуры A_s^{TP} в плитной части фундамента:

$$A_s^{I-I} = \frac{M_{I-I}}{0.9 \cdot h_{01} \cdot R_s} = \frac{58,55}{0.9 \cdot 0.26 \cdot 365000} = 0.00068 = 6,8 \text{ см}^2$$

$$A_s^{II-II} = \frac{M_{II-II}}{0.9 \cdot h_{02} \cdot R_s} = \frac{M_{II-II}}{0.9 \cdot 0.56 \cdot 365000} = \frac{161,08}{183960} = 0.00088 = 8,8 \text{ см}^2$$

$$A_s^{III-III} = \frac{M_{III-III}}{0.9 \cdot h_{03} \cdot R_s} = \frac{M_{III-III}}{0.9 \cdot 1.46 \cdot 365000} = \frac{302,09}{479610} = 0.00063 = 6,3 \text{ см}^2$$

В плоскости, перпендикулярном плоскости действия момента

$$A_s^{I-I} = \frac{M_{I-I}}{0.9 \cdot h_{01} \cdot R_s} = \frac{28,54}{0.9 \cdot 0.26 \cdot 365000} = 0.00033 = 3,3 \text{ см}^2$$

$$A_s^{II-II} = \frac{M_{II-II}}{0.9 \cdot h_{02} \cdot R_s} = \frac{114,16}{0.9 \cdot 0.56 \cdot 365000} = 0.00062 = 6,2 \text{ см}^2$$

$$A_s^{III-III} = \frac{M_{III-III}}{0.9 \cdot h_{03} \cdot R_s} = \frac{M_{III-III}}{0.9 \cdot 1.46 \cdot 365000} = \frac{229,12}{479610} = 0.00048 = 4,8 \text{ см}^2$$

Из трех значений в соответствующем направлении выбираем большее:

в плоскости действия момента: $A_s^{\max} = 8,8 \text{ см}^2$

в плоскости, перпендикулярном плоскости действия момента:

$$A_s^{\max} = 6,2 \text{ см}^2$$

Принимаем шаг стержней $s = 150 \text{ мм}$, $n = 16 \text{ шт}$

$$A_s^{mp} = \frac{A_s^{\max}}{n} = \frac{8,8}{16} = 0.55 \text{ см}^2$$

Принимаем диаметр одного стержня $\varnothing = 10 \text{ мм}$ ($A_s = 0.789 \text{ см}^2$), получаем $16\varnothing 10$ ($A_s = 0.789 \text{ см}^2$).

В плоскости, перпендикулярном плоскости действия момента:

$$s = 150 \text{ мм}, \quad n = 14 \text{ шт}$$

$$A_s^{mp} = \frac{A_s^{\max}}{n} = \frac{6,2}{14} = 0.45 \text{ см}^2$$

Принимаем диаметр одного стержня $\varnothing = 8 \text{ мм}$ ($A_s = 0.503 \text{ см}^2$), но т.к. минимально допустимый диаметр 10 мм, то принимаем $14\varnothing 10$ ($A_s = 0.789 \text{ см}^2$)

Т.к. размеры ширины подошвы фундамента $b_f \leq 3 \text{ м}$, то подошва фундамента армируется одной сеткой с рабочей арматурой в двух направлениях сеткой С-1.

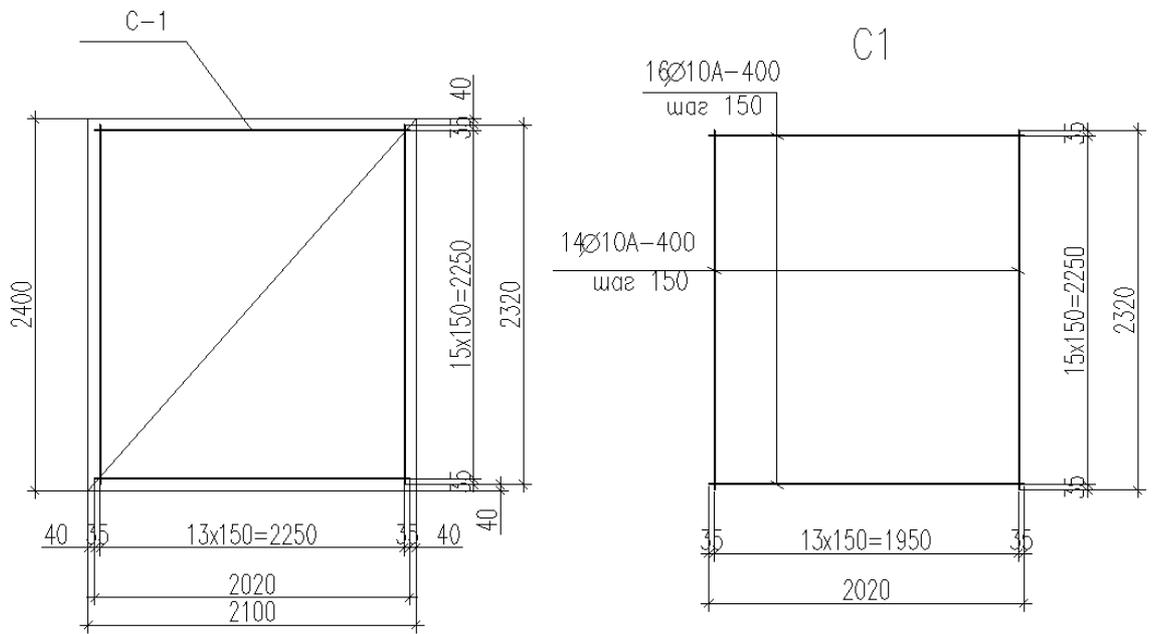


Рисунок 12. Схема армирования подошвы фундамента ФМ3-2
Арматурная сетка С-1.

4.1. Общие положения

В данном разделе рассматриваются вопросы, связанные с технологией производства работ и организацией строительства. Технология производства работ помогает создать наиболее правильную картину возведения данного объекта.

Технология производства основных строительного-монтажных работ

Технология возведения административного здания в г. Кузнецк включает следующие основные процессы:

1. Земляные работы.
2. Возведение конструкций ниже 0.000:
 - устройство фундаментов
 - устройство монолитной плиты подвала
 - устройство стен подвала
3. Возведение конструкций выше 0.000:
 - Устройство монолитных перекрытий
 - устройство ограждающей конструкции стен (ячеистый бетон)
 - устройство внутренних перегородок
 - заполнение оконных и дверных проемов
4. Устройство кровли.
5. Отделочные работы.
6. Специальные работы.

До начала монтажа конструкций подземной части здания должны быть выполнены строительные работы по устройству фундаментов и обратной засыпке пазух, планировке, обратной засыпки грунта с необходимым трамбованием под полы технического подполья и др.

- Перед началом монтажа конструкций выполняют ряд инженерно-геодезических работ, обеспечивающих в дальнейшем требуемую точность их установки. К ним относятся:

- нивелировка верха фундамента и определение монтажного горизонта.

Монтаж подземной части здания производится гусеничным краном РДК-25.

Технологическая последовательность монтажа конструктивных элементов состоит в:

- устройстве фундаментов мелкого заложения;
- устройстве монолитных перекрытий;
- устройстве стенового ограждения;

Для обеспечения устойчивости всех элементов при монтаже необходимо соблюдать технологическую последовательность монтажа.

После окончания монтажа конструкций подземной части здания на захватке приступают к выполнению сопутствующих работ: вертикальной гидроизоляции и др.

Контроль геометрических параметров здания, положения монтируемых элементов в плане и по вертикали осуществляется геодезическими приборами теодолитами и нивелирами. Геодезические планово-высотные работы производятся по классу точности в соответствии со СНИП 3.01.03-84 и СНИПЗ.03.07-87. Погрешности измерений в процессе геодезического контроля должны отвечать требованиям СНИП и правилам по качеству монтажа.

Табл.1

Отклонения	Величина допустимых отклонений, мм		
	фундаменты	стены	столбы
Отклонения:			
по размерам (толщине) конструкции в плане	30	20	20
по отметкам опорных поверхностей	-25	-15	-15
по ширине простенков	-	-20	-
по ширине проемов	-	+20	-
по смещению вертикальных осей оконных проемов	-	20	-
по смещению осей конструкций	20	15	10
Отклонения поверхностей и углов кладки от вертикали:			
на один этаж	-	20	15
Отклонения рядов кладки от горизонтали на 10 м длины стены	30	20	-
Неровности на вертикальной поверхности кладки, обнаруженные при наложении рейки длиной 2 м	-	15	15

На всех этапах возведения подземной части обязательным является соблюдение технологических регламентов на строительные процессы, входной и пооперационный контроль качества СМР. Входной контроль качества предусматривает оценку геометрических размеров и состояния сборных

конструкций, доставляемых на объект. Не допускаются отклонения от геометрических размеров длины, высоты и толщины плит более 5мм, сколы бетона углов и ребер более 5 мм и более 50 мм на 1 м ребра, наличие трещин шириной более 0,2мм и др.

4.2. Монтаж конструкций надземной части здания

Монтаж ведется гусеничным краном РДК-25. $L_{стр}=27.5$ м, гусек 5м в две смены.

В процессе сборки устойчивость и пространственная жесткость смонтированных элементов обеспечивается временным их креплением.

Конструкции каждого вышерасположенного этажа начинают монтировать после установки всех сборных элементов нижележащего этажа, устройства постоянных креплений, их антикоррозионной защиты, снятия временных связей. При этом проверяется точность установки всех смонтированных изделий, которая не должна превышать предельные допуски.

Параллельно с монтажом здания выполняют процессы для подготовки фронта работ при производстве специальных и отделочных работ.

4.3. Выбор типов и количества монтажных механизмов

Определим высоту подъема крюка.

$$H_k = h_0 + h_3 + h_k + h_c = 16,64 + 2,3 + 0,5 + 3,5 = 22,94 \text{ м}$$

Определим оптимальный угол наклона стрелы к горизонту

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{2(h_{ct} + h_n)}{b1 + 2s} = \frac{2 * (3.5 + 6)}{9 + 2 * 1} = 1.727 \quad \alpha = 59.93$$

$$\text{Рассчитываем } L_c = \frac{H_k + h_n - h_c}{\sin \alpha} = 25.1 \text{ м}$$

Определяем требуемую грузоподъемность крана $Q_{тр} = Q * 1,05$;

Где Q – масса арматурных стержней, коэффициент = 1,05 учитывает массу траверсы и стропов.

$Q_{тр} = 2 * 1,05 = 2,1$. По диаграмме грузоподъемности и высоты крюка принимаем кран РДК 25 с длиной стрелы 27.5м с гуськом 5м.

4.4. Разработка календарного плана

Календарный план – организационно-технологическая модель строительства объекта, в которой взаимосвязываются все СМР, выполняемые в определенной последовательности и в установленные сроки. При разработке учитываются принципы поточной организации строительства, технология производства СМР и требования техники безопасности. Исходными данными для проектирования календарного плана являются: ведомость объемов работ, затрат труда и машинного времени, принятые методы производства работ и заданные сроки строительства.

Составление ведомости объемов работ

Все необходимые данные принимаются согласно ведомости затрат труда. Основной расчетный параметр – продолжительность выполнения работ. При определении этого параметра все работы можно разделить на 4 группы:

1. Работы, выполнение которых полностью механизировано (разработка траншей экскаватором).
2. Работы, при выполнении которых используются механизмы и ручной труд, но производительность труда определяет механизм (монтаж железобетонных конструкций).
3. Работы, которые выполняются вручную (малярные работы).
4. Специальные работы (санитарно-технические).

Коэффициент неравномерности использования рабочих, который дает оценку запроектированного календарного плана с точки зрения использования людских ресурсов:

$$k_{\text{нер}} = \frac{N_{\text{max}}}{N_{\text{cp}}} = 1,91 \leq 2; \quad N_{\text{cp}} = \frac{Q_p}{T}.$$

где N_{max} – максимальное количество рабочих в смену – ордината наивысшей точки диаграммы, чел.;

N_{cp} – средневзвешенное количество людей в смену, чел.;

Q_p – суммарная сменная трудоемкость строительно-монтажных работ (площадь диаграммы), дн.;

T – продолжительность выполнения работ на объекте, дн.

4.5 Основные принципы проектирования объектного стройгенплана

Открытые склады конструкций и материалов располагаются в зоне действия монтажных кранов согласно СНиП 12-03-2001 «Безопасность труда в строительстве. Часть 1».

На приобъектных складах может храниться не менее двухнедельного запаса стальных и пятидневного запаса железобетонных конструкций. Склады легкосгораемых, ядовитых и опасных материалов необходимо размещать с подветренной стороны. Закрытые склады и кладовые располагать отдельной группой в непосредственной близости к объекту.

Потребность в бытовых помещениях определяется на календарный период, соответствующий времени максимального одновременного нахождения работающих на строительной площадке.

Санитарно-бытовые и административные здания удаляются от объектов, выделяющих пыль и газы на расстояние 50 м, и располагаются с наветренной стороны.

Инженерные коммуникации проектируются по кольцевой схеме.

Электрические сети проектируют на прожекторных мачтах. В зонах пересечения автодорог или работы грузоподъемных механизмов – в виде подземных кабелей.

Трансформаторная подстанция подбирается по расчету и располагается в группе временных зданий.

Снабжение энергией осветительных сетей и силового оборудования осуществляется отдельными проводами и кабелями.

Сети водоснабжения укладываются ниже глубины промерзания или

утепляются. Расстояния от водопровода до стен здания не менее 5м и не более 50м. для подключения пожарных автомобилей на постоянных сетях устанавливают пожарные гидранты на расстоянии не более 100м друг от друга и не далее 2.5м от дороги. Пожарные гидранты устанавливают так, чтобы имелась возможность перекрыть точку возгорания двумя струями.

4.5.1 Временные инвентарные здания

При проектировании необходимо определить:

- численность работающих, в т.ч. рабочих, ИТР, МОП:

максимальное число рабочих чел.в смену(85%) от N_{max} = чел,

ИТР = чел.в смену,(13%),

служащие = чел (5%), МОП и охрана = чел. (2%)..

- перечень и количество временных зданий;

- их размещение (привязку);

- места и способы подключения к инженерным сетям и коммуникациям.

Все инвентарные здания выполнены контейнерного типа.

Потребность в инвентарных зданиях приведена в табл. 4.2.

Потребность в инвентарных зданиях приведена в табл. 4.2.

Потребность в инвентарных зданиях.

Табл. 4.2.

Наименование	Норма площади	Площадь м ²	Размер в плане и кол-во	Примечан.
1. Прорабская	24м ² на 5 чел.	18	6*3 - 1 шт	
2. Гардеробная	0,9м ² на 1 чел.	36	6*3 - 2 шт	
3. Умывальная	0,05м ² на 1 чел	18	3*6 - 1 шт	
4. Сан. узел	0,07м ² на 1 чел	4.5	1.5*1.5 – 2 шт	
5. Душевая	0,3м ² на 1 чел	36	3*6 - 2шт	
6. Помещения для приема пищи и обогрева	0,7м ² на 1 чел.	18	3*6 - 1 шт	
7. Сушильня	0,2м ² на 1 чел.	18	6*3 - 1 шт	

4.5.2 Водоснабжение

Водопровод на объекте размещаем по кольцевой схеме, которая является наиболее надежной. Проектирование состоит из следующих этапов:

- расчет потребности в воде;
- выбор источников водоснабжения;
- размещение сети на площадке;
- расчет диаметра трубопровода.

Расчет потребности в воде

Общий расход воды определим по формуле:

$$Q_{\text{общ}} = Q_{\text{пр}} + Q_{\text{хоз}} + Q_{\text{пож}}$$

Расход воды на производственные нужды $Q_{\text{пр}}$ определяем по формуле:

$$Q_{np} = 1,2 \cdot \sum \frac{(V_{см} \cdot q_{ср} \cdot k_1)}{8 \cdot 3600} = 3,6 \text{ л/с}$$

где $V_{см}$ – сменный объем работ в натуральном измерении

1,2 – коэффициент на неучтенные расходы;

$q_{ср}$ – средний производственный расход воды в смену,

k_1 – коэффициент неравномерности потребления воды в смену, $k_1=1,6$;

Расход воды на хозяйственно-бытовые нужды найдем по формуле:

$$Q_{хоз} = \left(\frac{N_{max}}{3600} \right) \cdot \left[\frac{(q_1 \cdot k_2)}{8} + q_2 \cdot k_3 \right]$$

Где N_{max} – наибольшее количество рабочих в смену, $N_{max} =$ человек;

q_1 – норма потребления на 1 чел в смену, $q_1=20$ л для площадки без канализации;

q_2 – норма потребления воды на прием одного душа, $q_2=30$ л;

$k_3=0,4$;

k_2 – коэффициент неравномерности потребления воды $k_2=2,7$;

$$Q_{хоз} = 75/3600 \cdot (20 \cdot 2,7/8 + 30 \cdot 0,4) = 0,39 \text{ л}$$

Расход воды на противопожарные нужды принимают исходя из трехчасовой продолжительности тушения одного пожара. Минимальный расход воды определяют из расчета одновременного действия двух струй из пожарных гидрантов по 5л/с на каждую струю. При площади строительной площадки до 10 га расход воды принимается 10л/с.

$$Q = 3,6 + 0,39 + 10 = 13,99 \text{ л}$$

Диаметр труб временного водопровода определяется по формуле:

$D = \sqrt{(4 \cdot 13,99 \cdot 1000 / 3,14 \cdot 1,5)} = 109 \text{ мм}$. Принимаем временный водопровод из стальных труб диаметром 110 мм.

4.5.3 Проектирование электроснабжения

В соответствии с рекомендацией необходимо произвести условный пересчет паспортной мощности сварочных машин и трансформаторов из кВт*А,

в установленную мощность в кВт по формуле: $P_{уст} = P_{св.м.} \cdot \cos \varphi$

$$P=1.05*(221,54+5,8974+6,503)=245,64$$

Источник электроэнергии – трансформаторная подстанция СКТП – 750 мощностью 750 кВ*А.

Расчет потребности во временном электроснабжении

Наименование	Ед. изм.	Кол-во	Уд. мощность на ед. изм., кВт	Коэфф. спроса K_C	Коэфф. мощности, $\cos \varphi$	Установл. мощность по видам потребит., кВт
Силовая			электроэнергия			
221,54						
Автобетононасос	шт	2	7,5	0,5	0,65	11,54
Кран РДК 25	шт	1	30	0,4	0,3	50
Сварочные трансформаторы	шт	2	120	0,35	0,4	210
$P_{уст} = 300 \cdot 0,4 = 120$						
Внутреннее			освещение			
5,8974						
Администр. и бытовые помещения	м ²	355	0,015	0,8	1	4,26
Душевые и туалеты	м ²	2,25	0,003	0,8	1	0,0054
Закрытые склады	м ²	36	0,015	0,8	1	0,432
Навесы	м ²	500	0,003	0,8	1	1,2
Наружное			освещение			
6,503						
Территория строительства	100 м ²	246	0,015	1	1	5,518
Открытые склады	100	19,7	0,05	1	1	0,985

4.5.4 Освещение строительной площадки

На строительных площадках проектируется рабочее, аварийное и охранное освещение.

Для снабжения электроэнергией осветительных сетей применяется кольцевая схема, а для снабжения силовых механизмов – тупиковая.

Источниками света служат осветительные приборы с лампами по 5, 10, 20, 50 кВт и прожекторы с лампами до 1.5 кВт, которые могут устанавливаться на мачтах группами.

Количество прожекторов определяется по формуле:

$$N=0.2*15894*2/1000=6$$

где p – удельная мощность, при освещении прожекторами ПЗС-35 $p=0,2$ Вт/(кв.м*лк);

E – освещенность, $E = 2$ лк;

S – площадь, подлежащая освещению, $S = 15894$ кв.м;

$P_{л}$ – мощность лампы прожектора, Вт (ПЗС-45 – $P_{л} = 1000$ и 1500 Вт).

4.5.5 Основные мероприятия по охране труда

1. Производственные территории, участки работ и рабочие места должны быть обеспечены необходимыми средствами коллективной или индивидуальной защиты работающих, первичными средствами пожаротушения, а также средствами связи, сигнализации и другими техническими средствами обеспечения безопасных условий труда.

2. Места временного или постоянного нахождения работающих (санитарно-бытовые помещения, места отдыха и проходы для людей) при устройстве и содержании производственных территорий, участков работ

должны располагаться за пределами опасных зон.

3. Проезды, проходы на производственных территориях, а также проходы к рабочим местам и на рабочих местах должны содержаться в чистоте и порядке, очищаться от мусора и снега, не загромождаться складываемыми материалами и конструкциями.

4. Допуск на производственную территорию посторонних лиц, а также работников в нетрезвом состоянии или не занятых на работах на данной территории запрещается.

Находясь на территории строительной или производственной площадки, в производственных и бытовых помещениях, на участках работ и рабочих местах, работники, а также представители других организаций обязаны выполнять правила внутреннего трудового распорядка, относящиеся к охране труда.

5. Территориально обособленные помещения, площадки, участки работ, рабочие места должны быть обеспечены телефонной связью или радиосвязью.

6. Конструкция защитных ограждений должна удовлетворять следующим требованиям:

- высота ограждения производственных территорий должна быть не менее 1,6 м, а участков работ — не менее 1,2;

- ограждения, примыкающие к местам массового прохода людей, должны иметь высоту не менее 2 м и оборудованы сплошным защитным козырьком;

- козырек должен выдерживать действие снеговой нагрузки, а также нагрузки от падения одиночных мелких предметов;

- ограждения не должны иметь проемов, кроме ворот и калиток, контролируемых в течение рабочего времени и запираемых после его окончания.

7. Места прохода людей в пределах опасных зон должны иметь защитные ограждения. Входы в строящиеся здания (сооружения) должны быть защищены сверху козырьком шириной не менее 2 м от стены здания. Угол, образуемый между козырьком и вышерасположенной стеной над входом,

должен быть 70 — 75°.

8. При производстве работ в закрытых помещениях, на высоте, под землей должны быть предусмотрены мероприятия, позволяющие осуществлять эвакуацию людей в случае возникновения пожара или аварии.

9. У въезда на производственную территорию необходимо устанавливать схему внутривозвездных дорог и проездов с указанием мест складирования материалов и конструкций, мест разворота транспортных средств, объектов пожарного водоснабжения и пр.

10. Внутренние автомобильные дороги производственных территорий должны соответствовать СП 37.13330.2012, СП 18.13332.2011 и оборудованы соответствующими дорожными знаками, регламентирующими порядок движения транспортных средств и строительных машин в соответствии с Правилами дорожного движения Российской Федерации.

11. Для работающих на открытом воздухе должны быть предусмотрены навесы или укрытия для защиты от атмосферных осадков.

12. Колодцы, шурфы и другие выемки должны быть закрыты крышками, щитами или ограждены. В темное время суток указанные ограждения должны быть освещены электрическими сигнальными лампочками напряжением не выше 42 В.

13. Рабочие места и проходы к ним, расположенные на перекрытиях, покрытиях на высоте более 1,3 м и на расстоянии менее 2 м от границы перепада по высоте, должны быть ограждены предохранительными или страховочными защитными ограждениями, а при расстоянии более 2 м — сигнальными ограждениями, соответствующими требованиям ГОСТ 12.4.059.

14. Проемы в стенах при одностороннем примыкании к ним настила (перекрытия) должны

ограждаться, если расстояние от уровня настила до нижнего проема менее 0,7 м.

15. Проходы на рабочих местах и к рабочим местам должны отвечать следующим требованиям:

- ширина одиночных проходов к рабочим местам и на рабочих местах

должна быть не менее 0,6 м, а высота таких проходов в свету - не менее 1,8м;

- лестницы или скобы, применяемые для подъема или спуска работников на рабочие места, расположенные на высоте более 5 м, должны быть оборудованы устройствами для закрепления фала предохранительного пояса (канатами с ловителями и др.).

16. Рабочие места с применением оборудования, пуск которого осуществляется извне, должны иметь сигнализацию, предупреждающую о пуске, а в необходимых случаях — связь с оператором.

5.1 Определение сметной стоимости объекта

Показатель сметной стоимости (цены) - один из важных, характеризующих экономичность проектного решения и определяющих сумму средств (инвестиций) на реализацию проекта. Цена строительства является предметом проведения подрядных торгов (тендеров), переговоров заказчика с подрядчиком, инвестиционных конкурсов, является основой при заключении контракта, финансировании, расчетах и т. д. Таким образом, достоверность определения сметной стоимости приобретает первостепенное значение для всех сторон, участвующих в строительстве.

Из состава сметной документации в данном дипломном проекте рассчитываются локальная смета на общестроительные работы, объектная смета и сводный сметный расчет стоимости строительства. Стоимостные показатели даны в базисных ценах на 01.01.2001г. для районов I зоны строительства (г. Пенза), при строительстве в других районах Пензенской области применять поправочные коэффициенты по сборнику ТСЦм-2001.

5.2 Локальная смета

Локальные сметы - это сметы на отдельные виды работ. Они составляются по ТЕРам-2001 года на основе ведомости подсчета объемов работ по каждому виду СМР и отдельным элементам зданий и сооружений. Из ТЕРов выбираются составляющие прямых затрат и группируются по следующим графам: всего прямые затраты, основная зарплата, эксплуатация машин и механизмов, в том числе зарплата машинистов и трудозатраты на единицу измерения. Умножением соответствующих граф на объем СМР получают соответствующие затраты на весь объем выполняемых работ. Далее осуществляют суммирование всех затрат и определение накладных расходов, сметной прибыли и сметной стоимости в ценах 2001 года. Перевод в текущие цены 2017 года осуществляется путем умножения на коэффициент удорожания $K=5,74$.

5.3 Объектная смета

Объектная смета составляется по проектным материалам на отдельные объекты. Ее основой служат локальные сметы и расчеты на отдельные виды работ, конструктивные элементы и лимитированные затраты. При наличии в здании основной и обслуживающей части их сметные стоимости выделяются отдельно. Отдельными строками в объектной смете показываются все виды работ и затрат, осуществляемых при возведении объекта, на которые составлены соответствующие локальные сметы и расчеты. Например, общестроительные работы, отопление, водоснабжение и т. д. по всему комплексу специальных строительных работ (инженерного оборудования объекта). Затраты на технологическое оборудование и его монтаж определяются в % к сметной стоимости СМР.

Кроме того, в объектных сметах начисляются: средства на временные здания и

сооружения (в % к сметной стоимости СМР); зимнее удорожание (в % к сметной стоимости СМР); резерв средств на непредвиденные работы и затраты (в % от суммарного итога предыдущих расчетов); показатель единичной стоимости.

5.4 Сводный сметный расчет стоимости строительства

Сводный сметный расчет стоимости строительства является итоговым документом, определяющим цену строительства. Все затраты, связанные с осуществлением строительства, по своему экономическому содержанию и целевому назначению сгруппированы в отдельные главы.

В этом сметном документе показываются итоги по каждой главе и суммарные по главам 1-7, 1-8, 1-9, 1-12

После начисления резерва средств на непредвиденные работы и затраты подсчитывается общий итог в следующей записи: «Всего по сводному сметному расчету». Итоговая сумма по главам сводного сметного расчета определяет величину капитальных вложений на строительство проектируемого объекта.

После итога сводного сметного расчета указываются возвратные суммы, получаемые от разборки временных зданий и сооружений в размере 15 % их сметной стоимости по гл. 8, а также материалов, полученных от разборки сносимых и переносимых зданий и сооружений – в размере, определяемом по расчету. На основе данных сводного сметного расчета определяются показатели сметной стоимости строительства.

Расчет отдельных глав сводного сметного расчета ведется по укрупненным сметным нормативам. Главное внимание необходимо уделить определению затрат по главе 2 «Основные объекты строительства». Для этой цели используются данные титульного списка стройки и укрупненные нормативы сметной стоимости. Затраты по главе 3 «Объекты подсобного и обслуживающего назначения» определяются сметными расчетами в соответствии с проектными данными. Главы 4-6. Определение сметной стоимости здесь требует специального расчета. Определяется количество инженерных коммуникаций в натуральных показателях, а затем – сметная стоимость. Затраты по главе 7. «Благоустройство и озеленение территорий» рассчитываются аналогично главе 6 по нормативам. Главы 8, 9, 10 принимаются по нормативам. Главы 11 и 12 принимаются по нормативам.

В сводном сметном расчете показываются итоги по каждой главе и суммарно по главам 1-7, 1-8, 1-9, 1-12.

За итогом 12 глав начисляется резерв средств на непредвиденные работы и затраты. Величина резерва для объектов жилищно-гражданского назначения принимается в размере 2 % , производственных зданий – 3 % от итога по 12-м главам. Общая сумма выносится в титул сводного сметного расчета. После итога сметы указываются возвратные суммы от реализации

или дальнейшего использования материалов, получаемых при разборке временных зданий и сооружений. Эта величина составляет 15% от суммы главы 8.

5.5. Годовые эксплуатационные расходы

Затраты по эксплуатации объектов представляют собой себестоимость годового объема продукции (работ, услуг), в том числе по содержанию непосредственного объекта [13].

Расчет текущих затрат ведется по номенклатуре статей технологической части проекта производственного объекта или по жилым и общественным зданиям. Однако в курсовом и дипломном проектировании рассчитывается не полная себестоимость продукции (работ, услуг), а только те затраты, которые зависят от объемно-планировочных, конструктивных решений, затрат на содержание необходимого персонала, а также расходов на санитарно-гигиеническое обслуживание объектов. Это достаточный перечень при оценке проектных решений и сравнений вариантов.

1) Содержание и ремонт здания:

$$12,18 * \text{Собщ} * 12 = 12,18 * 4331,56 * 12 = 105,517 \text{ т. руб./год}$$

2) Отопление $0,013 * \text{Собщ} * 1350,19 * 6,4 = 0,13 * 4331,56 * 1350,19 * 6,4 = 486,589 \text{ т. руб./год}$

3) Холодное водоснабжение: $18,42 * Q * N * 12 = 18,42 * 2,5 * 45 * 12 = 24,867 \text{ т. руб./год}$

4) Горячее водоснабжение: $102,21 * Q * N * 12 = 102,21 * 1,0 * 45 * 12 = 55,193 \text{ т. руб./год}$

5) Водоотведение: $12,22 * Q * N * 12 = 12,22 * 3,5 * 45 * 12 = 23,096 \text{ т. руб./год}$

6) Электроснабжение: $3,5 * Q * N * 12 = 3,5 * 315,714 * 45 * 12 = 596,7 \text{ т. руб./год}$

7) Уборка территории $8000 * N_{\text{раб}} * 12 = 8000 * 1 * 12 = 96 \text{ т. руб./год}$

Общая сумма на эксплуатацию равна 1387,962 т. руб./год

5.6. Техничко-экономические показатели объекта строительства

п/п	Наименования показателей	Ед.изм	Кол-во	Примеание
-----	--------------------------	--------	--------	-----------

I) Показатели сметной стоимости строительства

п/п	Наименование показателей	Ед.изм.	Кол-во	Примечани е
	Сметная стоимость, всего	Тыс.руб	132866,39	См ст-ть
	На 1 m^2 общей площади: 132866,39 / 4331,56	Тыс.руб	28,485	См ст-ть / $S_{общ}$
	Затраты на инженерное оборудование и благоустройство территории:	Тыс.руб	9164,876	Гл.6+7 ССР
	На 1 m^2 общей площади: 9164,876/4331,56	Тыс.руб	2,116	Гл.6+7 ССР/ $S_{общ}$

II) Показатели эксплуатационных (текущих) затрат

п/п	Наименование показателей	Ед.изм.	Кол-во	Примечани е
	Плата за содержание и ремонт	Тыс.руб/год	105,517	
	Затраты на эксплуатацию систем инженерного оборудования зданий:			
	-отопление		486,589	
	-водоснабжение(х/в)	Тыс.руб/год	24,867	
	-водоснабжение(г/в)	д	55,193	
	-водоотведение		23,096	
	-свет (электроснабжение)		596,7	
	-уборка территории		96	
	Всего текущих затрат (п. 1-2)	Тыс.руб/год д	1387,962	

5.7 Экономическая оценка проектного решения

5.7.1. Расчет чистого дисконтированного дохода при норме дисконта E=15%

Чистый дисконтированный доход (ЧДД) определяется как сумма текущих эффектов за весь расчетный период, приведенная к начальному шагу, или как превышение интегральных результатов над интегральными затратами. Величина ЧДД для постоянной нормы дисконта E вычисляется по формуле

$$\Theta = \text{ЧДД} = \sum_{t=0}^T \frac{R_t - Z_t}{(1 + E)^t},$$

где R_t - результаты, достигаемые на t-м шаге расчета; Z_t - затраты, осуществляемые на том же шаге; T - горизонт расчета (продолжительность расчетного периода), равный номеру шага расчета, на котором производится закрытие проекта; $\Theta = (R_t - Z_t)$ - эффект, достигаемый на t-м шаге; E - постоянная норма дисконта, равная приемлемой для инвестора норме дохода на капитал.(15%)

Если ЧДД проекта положителен, проект является эффективным (при данной норме дисконта) и может рассматриваться вопрос о его принятии. Чем больше ЧДД, тем эффективнее проект. Если проект будет осуществлен при отрицательном ЧДД, то инвестор понесет убытки, значит проект неэффективен.

$$K_1 = C_{см} = 123,39 \text{ млн. руб.}$$

$$R_2 = 77,922 \text{ млн. руб.}$$

$$R_3 = 77,417 \text{ млн. руб.}$$

$$R_4 = 73,712 \text{ млн. руб.}$$

$$R_5 = 85,826 \text{ млн. руб.}$$

Расчёт чистого дисконтированного дохода (при норме дисконта $E = 15\%$)

Год существования проекта	Результаты	Затраты Z_t , млн. руб.		Разница между результатами и затратами	Коеф. дисконтирования	Чистый дисконт. доход по годам проекта	ЧДД с нарастающим итогом
		Кап. вложения	Экспл. издержки				
t	R_t	K_t	$Э_t$	$(R_t - Z_t)$	$\frac{1}{(1 + E)^t}$	$\frac{R_t - Z_t}{(1 + E)^t}$	$\Sigma \text{ЧДД}$
1	2	3	4	5	6	7	8
1	0	123,39	0	123,39	0,87	-107,350	-107,350
2	77,922	0	1,39	76,622	0,756	-57,926	-49,423
3	77,417	0	1,39	76,027	0,658	50,026	0,603
4	73,712	0	1,39	72,322	0,572	41,368	41,971
5	85,826	0	1,39	84,436	0,497	41,965	83,936

Вывод: так как ЧДД = 83,936 млн. руб./год > 0 , проект признается экономически эффективным при заданной норме дисконта $E = 15\%$. По результатам расчета ЧДД выполняем построение жизненного цикла объекта.

5.7.2 Расчёт внутренней нормы доходности (ВНД)

Внутренняя норма доходности (E_p) представляет ту норму дисконта, при которой величина приведенной разности результата и затрат равна приведенным капитальным вложениям. Показатель “внутренняя норма доходности (ВНД)” имеет также другие названия, “внутренняя норма прибыли”, “норма рентабельности инвестиций”, “норма возврата инвестиций”. ВНД при $R_t = \text{const}$, $Z_t = \text{const}$ и единовременных капитальных вложениях равна:

$$E_{\text{вн}} = E_1 - \text{ЧДД}_1 \frac{E_2 - E_1}{\text{ЧДД}_2 - \text{ЧДД}_1}$$

Найдем ЧДД при $E=85\%$:

Расчёт чистого дисконтированного дохода (при норме дисконта $E = 85\%$)

Разница между результатами и затратами	Коэф. дисконтирования	Чистый дисконтированный поток доходов по годам проекта	Ч Д Д с нарастающим итогом
$(R_t - Z_t)$	$\frac{1}{(1 + E)^t}$	$\frac{R_t - Z_t}{(1 + E)^t}$	Σ ЧДД
-123,99	0,541	-67,078	-67,078
76,622	0,292	22,374	-43,704
76,027	0,158	12,012	-31,692
72,322	0,081	5,858	-25,834
84,436	0,046	3,884	-21,95

Найдем $E_{вн}$:

$$E_{вн} = 15 - \frac{85 - 15}{83,936} \cdot (-21,95) = 70,489\%$$

Т.к. $E_{вн} = 70,489\% > E = 15\%$, проект признается экономически эффективным.

5.7.3 Расчёт индекса рентабельности

Индекс рентабельности инвестиций ($\mathcal{E}_к$) определяется как отношение суммы приведённой разности результата и затрат к величине капитальных вложений. Если капитальные вложения осуществляются за многолетний период, то они также должны браться в виде приведенной суммы. В общем случае индекс рентабельности инвестиционных вложений определяется зависимостью

$$\mathcal{E}_к = \frac{\sum_{t=0}^{T_p} (R_t - Z_t) \eta_t}{\sum_{t=0}^{T_p} K_t \cdot \eta_t}$$

$$k = \frac{76,622 * 0,756 + 76,027 * 0,658 + 72,322 * 0,572 + 84,436 * 0,497}{123,39 * 0,87} = 1,78$$

где R_t – результат в t-й год; Z_t – затраты в t-й год;
 K_t – инвестиций в t-й год; η_t – коэффициент дисконтирования;
 t – год существования проекта; T_p – расчётный период.

Коэффициент дисконтирования η_t при постоянной норме дисконта E определяется

выражением:

$$\eta_t = \frac{1}{(1 + E)^t}$$

Индекс рентабельности инвестиций идентичен показателям, имеющим следующие названия: “индекс доходности (ИД)”, “индекс прибыльности”

Индекс рентабельности инвестиционных вложений тесно связан с интегральным эффектом. Если интегральный эффект инвестиций $\Sigma_{инт}$ положителен, то индекс рентабельности $\Sigma_k > 1$, и наоборот. При $\Sigma_k > 1$ инвестиционный проект считается экономически эффективным. В противном случае ($\Sigma_k < 1$) проект неэффективен.

Вывод: Так как $\Sigma_k = 1,78 > 1$, проект является экономически эффективным.

5.7.4 Построение жизненного цикла объекта

По результатам расчета ЧДД выполняется построение жизненного цикла объекта.

Жизненный цикл объекта – временной период от момента технико-экономического обоснования необходимости его возведения или обновления до момента физического или морального старения после определенного времени эксплуатации.

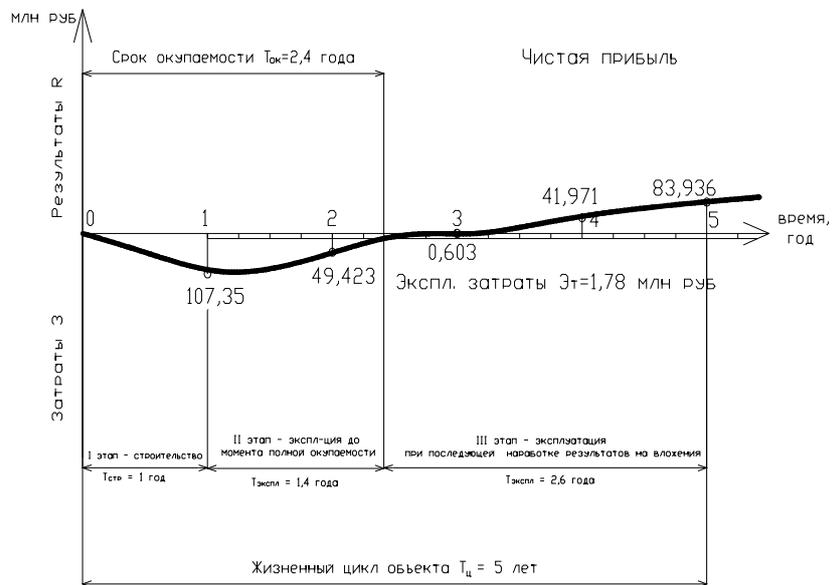


Рис. 5.1 Жизненный цикл объекта

" ____ " _____ 2017 г.

" ____ " _____ 2017 г.

(наименование стройки)

ЛОКАЛЬНЫЙ СМЕТНЫЙ РАСЧЕТ №
(локальная смета)

на _____
(наименование работ и затрат, наименование объекта)

Основание:

Сметная стоимость строительных работ _____ 11000,379 тыс. руб.

Средства на оплату труда _____ 620,012 тыс. руб.

Сметная трудоемкость _____ 63465,49 чел.час

Составлен(а) в текущих (прогнозных) ценах по состоянию на _____

№ пп	Шифр и номер позиции норматива	Наименование работ и затрат, единица измерения	Количество	Стоимость единицы, руб.		Общая стоимость, руб.			Затраты труда рабочих, чел.-ч, не занятых обслуживанием машин	
				всего	эксплуатации машин	Всего	оплаты труда	эксплуатация машин	на единицу	всего
				оплаты труда	в т.ч. оплаты труда					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Раздел 1.										
1	ТЕР01-01-036-01	Планировка площадей бульдозерами мощностью: 59 кВт (80л.с.) (1000 м2 спланированной поверхности за 1 проход бульдозера)	2,6	24,31	24,31 5,51	63,21		63,21 14,33		
2	ТЕР01-01-030-02	Разработка грунта с перемещением до 10 м бульдозерами мощностью: 59 кВт (80 л.с.), группа грунтов 2 (1000 м3 грунта)	0,39	809,22	809,22 183,43	315,6		315,6 71,54		

Гранд-СМЕТА

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
3	ТЕР01-01-030-10	При перемещении грунта на каждые последующие 10 м добавлять: к расценке 01-01-030-02 (1000 м3 грунта)	0,39	692,16	692,16 156,89	269,94		269,94 61,19		
4	ТЕР01-01-003-14	Разработка грунта в отвал экскаваторами «драглайн» или «обратная лопата» с ковшом вместимостью: 0,5 (0,5-0,63) м3, группа грунтов 2 (1000 м3 грунта)	7,8	3372,05 102,86	3269,19 427,75	26301,99	802,31	25499,68 3336,45	13,57	105,85
5	ТЕР01-01-013-14	Разработка грунта с погрузкой на автомобили-самосвалы экскаваторами с ковшом вместимостью: 0,5 (0,5-0,63) м3, группа грунтов 2 (1000 м3 грунта)	7,8	4684,92 114,31	4559,44 642,52	36542,38	891,62	35563,63 5011,66	15,08	117,62
6	ТЕР01-02-057-02	Разработка грунта вручную в траншеях глубиной до 2 м без креплений с откосами, группа грунтов: 2 (100 м3 грунта)	7,8	1167,32 1167,32		9105,1	9105,1		154	1201,2
7	ТЕР05-01-002-06	Погружение дизель-молотом копровой установки на базе экскаватора железобетонных свай длиной: до 12 м в грунты группы 2 (1 м3 свай)	378	623,53 36,82	578,78 33,58	235694,34	13917,96	218778,84 12693,24	3,98	1504,44
8	ТСЦ-403-9132	Сваи железобетонные (м3)	386	2000		772000				
9	ТЕР08-01-002-01	Устройство основания под фундаменты: песчаного (1 м3 основания)	108	196,51 18,26	41,66 3,27	21223,08	1972,08	4499,28 353,16	2,3	248,4
10	ТЕР06-01-001-22	Устройство монолитного ростверка (100 м3 бетона, бутобетона и железобетона в деле)	3,62	124643,65 3840,4	4601,86 416,3	451210,01	13902,25	16658,73 1507,01	446,04	1614,66
11	ТЕР08-01-002-01	Уплотнение грунта под пол подвала (1 м3 основания)	370	196,51 18,26	41,66 3,27	72708,7	6756,2	15414,2 1209,90	2,3	851
12	ТЕР11-01-014-03	Устройство полов бетонных толщиной: 200 мм (100 м2 пола)	2,47	14380,09 336,6	252,14 158,99	35518,82	831,4	622,79 392,71	36	88,92
13	ТЕР06-01-027-01	Устройство колонн гражданских зданий в металлической опалубке (100 м3 железобетона в деле)	1,54	261224,36 13046,28	57239,98 7958,91	402285,51	20091,27	88149,57 12256,72	1479,17	2277,92
14	ТЕР07-05-001-01	Установка блоков стен подвалов массой: до 0,5 т (100 шт. сборных конструкций)	11,06	3757,93 449,14	2377,6 254,19	41562,71	4967,49	26296,26 2811,34	52,84	584,41
15	ТЕР08-01-003-03	Гидроизоляция стен, фундаментов: горизонтальная оклеечная в 2 слоя (100 м2 изолируемой поверхности)	3,08	6137,87 166,63	177,31	18904,64	513,22	546,11	20,1	61,91

Гранд-СМЕТА

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
16	ТЕР08-01-003-07	Гидроизоляция боковая обмазочная битумная в 2 слоя по выровненной поверхности бутовой кладки, кирпичу, бетону (100 м2 изолируемой поверхности)	2,42	2050,15 196,1	85,22	4961,36	474,56	206,23	21,2	51,3
17	ТЕР01-01-033-02	Засыпка траншей и котлованов с перемещением грунта до 5 м бульдозерами мощностью: 59 кВт (80 л.с.), группа грунтов 2 (1000 м3 грунта)	0,78	567,41	567,41 128,62	442,58		442,58 100,32		
18	ТЕР01-01-033-08	При перемещении грунта на каждые последующие 5 м добавлять: к расценке 01-01-033-02 (1000 м3 грунта)	0,78	280,19	280,19 63,51	218,55		218,55 49,54		
19	ТЕР06-01-110-01	Устройство безбалочных перекрытий и покрытий толщиной до 200 мм в опалубке типа «Дока» на высоте от опорной площадки: до 6 м (100 м3 железобетона в деле)	12,5	150944,63 6993,9	3592,52 441,14	1886807,88	87423,75	44906,5 5514,25	833,6	10420
20	ТЕР07-05-015-01	Устройство лестниц по готовому основанию из отдельных ступеней: гладких (100 м ступеней)	1,64	1309,81 1038,29	146,38 8,56	2148,09	1702,8	240,06 14,04	117,72	193,06
21	ТСЦ-403-9043	Ступени железобетонные (м)	164	260,2		42672,8				
22	ТЕР07-05-016-03	Устройство металлических ограждений: с поручнями из поливинилхлорида (100 м ограждения)	0,492	39808,96 574,08	274,99 5,11	19586,01	282,45	135,3 2,51	62,81	30,9
23	ТЕР08-03-002-03	Кладка стен из легкогобетонных камней без облицовки с заполнением каркасов и фахверков: при высоте этажа до 4 м (1 м3 кладки)	544	1015,91 29,75	39,36 5,51	552655,04	16184	21411,84 2997,44	3,65	1985,6
24	ТЕР08-02-002-03	Кладка перегородок из кирпича: армированных толщиной в 1/2 кирпича при высоте этажа до 4 м (100 м2 перегородок (за вычетом проемов))	47,42	12714,17 1410,71	434,64 59,6	602905,94	66895,87	20610,63 2826,23	170,17	8069,46
25	ТЕР12-01-015-01	Устройство пароизоляции: клеющей в один слой (100 м2 изолируемой поверхности)	14,49	2735,61 160,04	92,52 2,61	39638,99	2318,98	1340,61 37,82	17,51	253,72
26	ТЕР12-01-016-01	Огрунтовка оснований из бетона или раствора под водоизоляционный кровельный ковер: битумной грунтовкой с ее приготовлением (100 м2 кровли)	14,49	294,02 37,91	3,23	4260,35	549,32	46,8	4,46	64,63

Гранд-СМЕТА

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
27	ТЕР12-01-013-03	Утепление покрытий плитами: из минеральной ваты или перлита на битумной мастике в один слой (100 м2 утепляемого покрытия)	14,49	5082,46 421,25	149,57 7,98	73644,85	6103,91	2167,27 115,63	45,54	659,87
28	ТЕР12-01-014-02	Утепление покрытий: керамзитом (1 м3 утеплителя)	55	533,91 23,04	36,28 4,12	29365,05	1267,2	1995,4 226,60	3,04	167,2
29	ТЕР11-01-011-01	Устройство стяжек: цементных толщиной 20 мм (100 м2 стяжки)	4,95	1589,84 305,02	52,95 15,82	7869,71	1509,85	262,1 78,31	39,51	195,57
30	ТЕР12-01-002-10	Устройство кровель плоских из наплавляемых материалов: в один слой (100 м2 кровли)	4,95	5633,64 77,14	27,72 1,6	27886,52	381,84	137,21 7,92	8,44	41,78
31	ТЕР12-01-004-02	Устройство примыканий рулонных и мастичных кровель к стенам и парапетам высотой: более 600 мм с одним фартуком (100 м примыканий)	0,92	10935,94 423,82	185,56 5,22	10061,06	389,91	170,72 4,80	47,46	43,66
32	ТЕР12-01-007-08	Устройство кровель из оцинкованной стали: без настенных желобов (100 м2 кровли)	7,78	17829,16 801,3	64,22 7,25	138710,86	6234,11	499,63 56,41	90,85	706,81
33	ТЕР10-01-039-01	Установка блоков в наружных и внутренних дверных проемах: в каменных стенах, площадь проема до 3 м2 (100 м2 проемов)	3,6	30064,36 931,22	1439,8 164,58	108231,7	3352,39	5183,28 592,49	104,28	375,41
34	ТЕР10-01-034-04	Установка в жилых и общественных зданиях оконных блоков из ПВХ профилей: поворотных (откидных, поворотно-откидных) с площадью проема более 2 м2 одностворчатых (100 м2 проемов)	10,39	172858,92 1371,31	426,79 8,22	1796004,18	14247,91	4434,35 85,41	161,33	1676,22
35	ТЕР15-02-015-05	Штукатурка поверхностей внутри здания известковым раствором улучшенная: по камню и бетону стен (100 м2 оштукатуриваемой поверхности)	113,8	2063,56 678,55	90,44 54,67	234833,13	77218,99	10292,07 6221,45	74,24	8448,51
36	ТЕР15-02-015-06	Штукатурка поверхностей внутри здания известковым раствором улучшенная: по камню и бетону потолков (100 м2 оштукатуриваемой поверхности)	62,5	2137,19 712,46	90,44 54,67	133574,38	44528,75	5652,5 3416,88	77,95	4871,88
37	ТЕР15-04-027-05	Третья шпатлевка при высококачественной окраске по штукатурке и сборным конструкциям: стен, подготовленных под окраску (100 м2 окрашиваемой поверхности)	113,8	535,12 110,91	2,8 0,12	60896,66	12621,56	318,64 13,66	11,99	1364,46

Гранд-СМЕТА

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
38	ТЕР15-04-027-06	Третья шпатлевка при высококачественной окраске по штукатурке и сборным конструкциям: потолков, подготовленных под окраску (100 м2 окрашиваемой поверхности)	62,5	604,37 152,63	3,6 0,12	37773,13	9539,38	225 7,50	16,5	1031,25
39	ТЕР11-01-014-01	Устройство полов бетонных толщиной: 100 мм (100 м2 пола)	36,28	7388,07 283,31	217,76 137,31	268039,18	10278,49	7900,33 4981,61	30,3	1099,28
40	ТЕР11-01-011-01	Устройство стяжек: цементных толщиной 20 мм (100 м2 стяжки)	36,28	1589,84 305,02	52,95 15,82	57679,4	11066,13	1921,03 573,95	39,51	1433,42
41	ТЕР15-01-019-03	Гладкая облицовка стен, столбов, пилястр и откосов (без карнизных, плитусных и угловых плиток) с установкой плиток туалетного гарнитура на цементном растворе: по кирпичу и бетону (100 м2 поверхности облицовки)	1,1	14165,29 2117,48	35,67 10,63	15581,82	2329,23	39,24 11,69	237,12	260,83
42	ТЕР11-01-027-03	Устройство покрытий на цементном растворе из плиток: керамических для полов одноцветных с красителем (100 м2 покрытия)	0,32	9077,66 1018,13	147,52 32,56	2904,85	325,8	47,21 10,42	119,78	38,33
43	ТЕР15-06-001-04	Оклейка обоями стен по листовым материалам, гипсобетонным и гипсолитовым поверхностям: простыми и средней плотности (100 м2 оклеиваемой и обиваемой поверхности)	62,8	671,72 237,98	1,18 0,12	42184,02	14945,14	74,1 7,54	27,64	1735,79
44	ТЕР15-04-005-01	Окраска поливинилацетатными вододисперсионными составами простая по штукатурке и сборным конструкциям: стен, подготовленным под окраску (100 м2 окрашиваемой поверхности)	51	1125,19 132,37	6,83 0,12	57384,69	6750,87	348,33 6,12	15,18	774,18
45	ТЕР15-04-005-02	Окраска поливинилацетатными вододисперсионными составами простая по штукатурке и сборным конструкциям: потолков, подготовленным под окраску (100 м2 окрашиваемой поверхности)	62,5	1236,68 147,72	7,64 0,12	77292,5	9232,5	477,5 7,50	16,94	1058,75
46	ТЕР11-01-036-04	Устройство покрытий: из линолеума насухо со свариванием полотнищ в стыках (100 м2 покрытия)	36,28	10392,45 253,79	73,03 4,24	377038,09	9207,5	2649,53 153,83	31,41	1139,55
47	ТЕР15-01-064-01	Облицовка стен фасадов зданий искусственными плитами типа <ФАССТ> на металлическом каркасе (100 м2 поверхности облицовки)	14,8	35930,23 2524,5	101,56 5,73	531767,4	37362,6	1503,09 84,80	270	3996

Гранд-СМЕТА

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
48	ТЕР15-01-060-01	Наружная облицовка поверхности стен в горизонтальном исполнении по металлическому каркасу (с его устройством): фасадными панелями из оцинкованной стали с полимерным покрытием «Полиэстер» с пароизоляционным слоем из пленки ЮТАФОЛ (100 м2 поверхности облицовки)	14,8	28796,44 1274,04	222,38 4,21	426187,31	18855,79	3291,22 62,31	141,09	2088,13
49	ТЕР06-01-041-01	Устройство перекрытий безбалочных толщиной: до 200 мм на высоте от опорной площади до 6 м (100 м3 в деле)	0,52	159468,1 7979,56	3271,04 430,77	82923,41	4149,37	1700,94 224,00	951,08	494,56
50	ТЕР11-01-002-09	Устройство подстилающих слоев: бетонных (1 м3 подстилающего слоя)	10,67	714,72 29,83	0,29	7626,06	318,29	3,09	3,66	39,05
Итого прямые затраты по смете в ценах 2001г.						9885463,58	551800,14	573530,72 68212,23		63465,49
Накладные расходы						702399,12				
Сметная прибыль						412515,88				
Итого по смете:										
Земляные работы, выполняемые механизированным способом						79145,74				223,47
Земляные работы, выполняемые ручным способом						20486,48				1201,2
Свайные работы						1063577,86				1504,44
Конструкции из кирпича и блоков						1475727,74				11267,67
Бетонные и железобетонные монолитные конструкции в промышленном строительстве						1025040,98				4387,14
Полы						835338,13				4034,12
Бетонные и железобетонные сборные конструкции в жилищно-гражданском строительстве						130910,22				808,37
Бетонные и железобетонные монолитные конструкции в жилищно-гражданском строительстве						2069895,74				10420
Кровли						356302,41				1937,67
Деревянные конструкции						1937319,43				2051,63
Отделочные работы						2006633,85				25629,78
Итого						11000378,58				63465,49
В том числе:										
Материалы						8760132,72				
Машины и механизмы						573530,72				
ФОТ						620012,37				
Накладные расходы						702399,12				
Сметная прибыль						412515,88				
ВСЕГО по смете						11000378,58				63465,49

Объектная смета
на строительство банка

Сметная стоимость 18354,91 тыс.руб.
Средства на оплату труда 4221,63 тыс.руб
Расчетный измеритель единичной стоимости 3,72 тыс. руб/м2

Составлена в ценах на 2001 г.

№ п/п	Номера смет и расчетов	Работы и затраты	Сметная стоимость, тыс. руб.				Средства на оплату труда, тыс.руб.	Показатели единичной стоимости, тыс. руб.
			С М Р	оборудования, мебели, инвентаря	прочих затрат	Всего		
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Локальная смета №1	Общестроительные работы:	11000,38	1320,05	110,00	12430,43	2859,00	2,87
С а н и т а р н о – т е х н и ч е с к и е р а б о т ы								
2	Укрупненный показатель	Отопление-6,2%:0,062*12430,43	770,69	92,48	7,71	870,88	200,30	0,20
3		Вентиляция-7,1%:0,071*12430,43	882,56	105,91	8,83	997,29	229,38	0,23
4		Внутренний водопровод-1,2%:0,012*12430,43	149,17	17,90	1,49	168,56	38,77	0,04
5		Канализация -1,35%: 0,0135*12430,43	167,81	20,14	1,68	189,63	43,61	0,04
		Итого по сан-тех.работам		1970,22	236,43	19,70	2226,35	512,06
		Накладные расходы: 128% от зар.платы:1,28*512,06	655,44	-	-	655,44	-	-

		Сметная прибыль-83%: $0,83*512,06$	425,01	-		425,01	-	-
		Всего по сан-тех.работам	3050,67	366,08	30,51	3447,26	792,87	0,80
6	Укрупненный показатель	Электроосвещение здания-1,25 %: $0,0125*12430,43$	155,38	18,65	1,55	175,58	40,38	0,04
		Накладные расходы:105% от зарплаты: $1,05*40,38$	42,40	-	-	42,40	-	-
		Сметная прибыль-60%: $0,6*40,38$	24,23	-	-	24,23	-	-
		Всего по электроосвещению	222,01	26,64	2,22	250,87	57,70	0,06
ВСЕГО ПО ОБЪЕКТУ			16243,29	1949,19	162,43	18354,91	4221,63	3,72

Сводный сметный
расчет в сумме
В том числе
возвратных сумм

23149,456 тыс.руб

48,021 тыс. руб

Сводный сметный расчет стоимости строительства

Составлен в ценах на 2001 г.

№ п/п	Номер смет и расчетов	Наименование глав, объектов, работ и затрат	Сметная стоимость, тыс.руб.			Общая сметная стоимость, тыс.руб
			СМР	Оборудования и приспособлений	Прочие затраты	
1	2	3	4,000	5,000	6,000	7,000
Глава 1. Подготовка территории строительства						
1	Сметный расчет №1	Отвод территории строительства(0,4%):18354,91*0,004	-	-	73,420	73,420
2	Сметный расчет №2	Подготовка территории строительства (2%):18354,91*0,02	367,098	-	-	367,098
		Итого по главе 1	367,098	-	73,420	440,518
Глава 2. Основные объекты строительства						
	Объектная смета №1	Банк	16243,286	1949,194	162,433	18354,913
Глава 3. Объекты подсобного и обслуживающего назначения						
3	Сметный расчет №3	Объекты подсобного и обслуживающего назначения(4%):0,04*глава 2	649,731	77,968	6,497	734,197
		Итого по главам 2-3	16893,017	2027,162	168,930	19089,109
Глава 6. Наружные сети и сооружения водоснабжения, канализации и газоснабжения						
4	Сметный расчет №4	Наружные сети и сооружение водоснабжения, канализации и газоснабжения (4,2%):0,042*итого 2-3	709,507	85,141	7,095	801,743
Глава 7. Благоустройство и озеленение территории						

5	Сметный расчет №5	Благоустройство территории(5%):0,05*18354,91	917,746	-	-	917,746
		Итого по главам 1-7	18887,368	2266,484	188,874	21342,725
Глава 8. Временные здания и сооружения						
6	Сметный расчет №6	Временные здания и сооружения (1,5%):0,015*21342,725	320,141	-	-	320,141
		Итого по главам 1-8	19207,508	2266,484	188,874	21662,866
Глава 9. Прочие работы и затраты						
7	Сметный расчет №7	Дополнительные затраты на производство работ в зимнее время(2,5%):0,025*19207,508	480,188	-	-	480,188
	Итого 1-9	Итого по главам 1-9	19687,696	2266,484	188,874	22143,054
Глава 12. Проектные и изыскательские работы для типовых объектов						
8	Сметный расчет №8	Проектные и изыскательские работы:0,03*22143,054	-	-	664,292	664,292
		Итого по главам 1-12	19687,696	2266,484	853,165	22807,346
		Резерв средств на непредвиденные расходы(1,5%):0,015*итого1-12	295,315	33,997	12,797	342,110
		Итого по главам 1-12+резерв	19983,012	2300,481	865,963	23149,456
		Возвратные суммы (15% от главы 8):0,15*320,141 (временные здания и сооружения)	48,021	-	-	48,021

Расчет договорной цены:

Сметная стоимость в уровне цен 2001 г. = 23149,456 тыс.руб

Коэффициент удорожания сметной стоимости на 2017 год равен 5,74

Договорная цена = Сметная ст-ть*Куд

Договорная цена 2017 г. = 23149,456*5,74 = 132866,39 тыс.руб

6.1 Противопожарные требования

В соответствии со СНиП 21-01-97* «Пожарная безопасность зданий и сооружений» административное здание относится по функциональной пожарной опасности к классу Ф4.3.(учреждения органов управления, проектно-конструкторские организации, информационные и редакционно-издательские организации, научно-исследовательские организации, банки, конторы, офисы) Этажи данных классов имеют не менее двух эвакуационных выходов. Ширина основных эвакуационных выходов не менее 0.8 м, высота в свету не менее 1.9 м. Направление открывания дверей – по направлению к выходам из здания.

Вместимость административного здания - 220 человек, количество этажей - 4. В соответствии с п. 6.3.1. СНиП 31-05-2003 Часть 1 «Общественные здания административного назначения» наибольшая допустимая площадь этажа пожарного отсека, м² для II степени огнестойкости не должна превышать 2000, а в соответствии с таблицей 6.5 наибольшая допустимая высота здания 28м.

Площадь противопожарного отсека 1413м². За противопожарный отсек принят один этаж административного здания.

Расстояние от дверей квартир до лестничной клетки или выхода наружу при расположении между лестничными клетками или наружными входами - 40м, при выходах в тупиковый коридор или галерею – 25м в соответствии с п. 6.3.1. СНиП 31-05-2003 «Общественные здания административного назначения».

Таким образом, здание комплекса имеет II степень огнестойкости и его конструкции должны отвечать следующим требованиям по пределу огнестойкости:

Степень огнестойкости здания	Предел огнестойкости строительных конструкций, не менее						
	Несущие элементы здания	Наружные несущие стены	Перекрытия междуэтажные (в том числе чердачные и над подвалами)	Элементы бесчердачных покрытий		Лестничные клетки	
II	R 90	EI 15	REI 45	Настилы (в т.ч. с утеплителем)	Фермы, балки, прогоны	Внутренние стены	Марши и площадки лестниц
				RE 15	R 15	REI 90	R 60

В зданиях II степеней огнестойкости для обеспечения требуемого предела огнестойкости несущих элементов здания следует применять только конструктивную огнезащиту. Технические, подвальные этажи и чердаки разделены противопожарными перегородками 1-го типа на отсеки площадью не более 500 м² по секциям.

В зданиях не допускается предусматривать производственные и складские помещения, относящиеся к категориям А и Б (по НПБ 105). В помещениях архивов и кладовых площадью более 36 м² при отсутствии окон следует предусматривать вытяжные каналы площадью сечения не менее 0,2 % площади помещения и снабженные на каждом этаже клапанами с автоматическим и дистанционным приводом. Расстояние от клапана дымоудаления до наиболее удаленной точки помещения не должно превышать 20 м.

В каждом отсеке подвальных или цокольных этажей (заглубленных более чем на 0,5 м) должно быть не менее двух люков или окон шириной 0,9 м и высотой 1,2 м, кроме случаев, оговоренных в СНиП II-11. Площадь такого отсека должна быть не более 700 м².

В коридорах и холлах для покрытия пола не допускается применение легковоспламеняющихся, с высокой дымообразующей способностью (ДЗ и более) и высокоопасных по токсичности (ТЗ и более) материалов.

Отделку стен и потолков конференц-залов следует предусматривать из трудногорючих или негорючих материалов.

Здание должно быть запроектировано, возведено и оборудовано таким образом, чтобы предупредить риск получения травм работающими в нем и посетителями при передвижении внутри и около здания, при входе и выходе из здания, а также при пользовании его подвижными элементами и инженерным оборудованием.

Уклон и ширина лестничных маршей и пандусов, высота ступеней, ширина проступей, ширина лестничных площадок, высота проходов по лестницам, подвалу, техническим этажам, эксплуатируемому чердаку, перепады уровня пола, а также размеры дверных проемов должны обеспечивать безопасность передвижения людей и удобство перемещения оборудования и мебели. В необходимых случаях должны быть предусмотрены поручни. Число подъемов в одном марше между площадками должно быть не более 16. Уклон маршей лестниц, предназначенных для эвакуации людей, следует принимать не более 1:2.

Высота ограждений лестниц, балконов, террас, кровли и в других местах опасных перепадов высот должна быть достаточной для предупреждения падения и быть не менее 0,9 м. Ограждения из металлических конструкций должны выполняться в соответствии с ГОСТ 25772.

Ограждения должны быть непрерывными, оборудованы поручнями и рассчитаны на восприятие нагрузок не менее 0,3 кН/м.

В зданиях должны быть предусмотрены мероприятия, направленные на уменьшение рисков криминальных проявлений и их последствий, способствующие минимизации возможного ущерба при возникновении противоправных действий. В их число могут входить: планировочное разделение потоков людей, контрольно-пропускные пункты, применение взрывоустойчивых

конструкций, установка приборов контроля и слежения за перемещением людей, устройство системы охранной сигнализации, различные ограждения, усиление конструкций входных дверей, защитные устройства окон, техническая оснащенность чердаков, подвалов и других помещений.

Инженерные системы зданий должны быть запроектированы и смонтированы с учетом требований безопасности, содержащихся в соответствующих нормативных документах, и указаний инструкций заводов - изготовителей оборудования.

Здания высотой 3 этажа и более с плоской кровлей должны оборудоваться системой внутренних водостоков с отводом воды в наружную дождевую канализацию, а при отсутствии последней - на поверхность земли. В этом случае должны быть приняты меры, предотвращающие замерзание стояков в зимнее время.

При проектировании конференц-залов следует предусматривать установку кресел, стульев или звеньев из них с устройствами, предотвращающими их опрокидывание или сдвигку.

Административные здания должны отвечать следующим требованиям для обеспечения эвакуации контингента в случае пожара:

из здания предусмотрено три рассредоточенных выхода;

в качестве второго эвакуационного выхода допускается использовать: на первом этаже - выход непосредственно наружу; служебный выход.

При проектировании коридоров и галерей на путях эвакуации необходимо учитывать следующие требования:

ширина должна быть не менее 1.3 м; в общих коридорах не допускается предусматривать устройство встроенных шкафов, за исключением шкафов для коммуникаций, пожарных кранов и аппаратуры противопожарной сигнализации;

ширина эвакуационных выходов из коридора в лестничную клетку определяется из расчета пропускной способности 1 м, ширины выхода (двери), чел., для зданий степени огнестойкости: II - 115.

Наружные эвакуационные лестницы запроектированы с учетом следующих требований:

выполнены из негорючих материалов:

уклон не превышает 45 %;

ширина марша не менее 0.8 м;

ширина ступеней - 0,2 м;

проступи не прутковые;

ограждение имеет высоту 1,2 м, вертикальное членение с просветами шириной 0,1 м (горизонтальное членение не допускается), поручни должны располагаться на высоте 0,5 и 0,85м;

сообщаться с помещениями через площадки или балконы, устраиваемые на уровне эвакуационных выходов;

расстояние от поручней лестниц до ближайших оконных проемов должно быть, как правило, не менее 1,2 м.

Второй этаж административного здания разделен на 2 противопожарных отсека (столовая и рабочие помещения). Принятый тип преград – стены 2-го типа. По периметру здания устроен проезд для пожарных машин на удалении от стен в пределах 5-8 м и шириной 3,5 м.

Ширина основных эвакуационных проходов для залов площадью более 50 м² не менее 1.3 м.

Согласно таблице 10 СНиП 2.08.02-89* (2003) на 1 м ширины эвакуационного выхода для залов объемом до 5 тыс. м³ II степени огнестойкости приходится 165 человек.

При наличии двух эвакуационных выходов и более они должны быть расположены рассредоточено (за исключением выходов из коридоров в незадымляемые лестничные клетки). Минимальное расстояние L, м, между наиболее удаленными один от другого эвакуационными выходами следует определять по формулам:

из помещения:

$$10 \geq 1,5\sqrt{100}/(3-1) = 7,5 \text{ м}$$

из коридора:

$$5 \geq 0,33 * 42 / (3 - 1) = 4,83 \text{ м}$$

где Р - периметр помещения, м;

п - число эвакуационных выходов;

D - длина коридора, м.

При наличии двух и более эвакуационных выходов общая пропускная способность всех выходов, кроме каждого одного из них, должна обеспечить безопасную эвакуацию всех людей, находящихся в помещении, на этаже или в здании.

Ширина марша лестницы, предназначенной для эвакуации людей, в том числе расположенной в лестничной клетке, должна быть не менее расчетной или не менее ширины любого эвакуационного выхода (двери) на нее, но, как правило, не менее:

а) 1,2 м — для зданий класса Ф4.3;

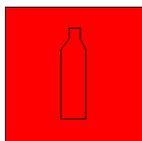
Во всех случаях ширина эвакуационного выхода должна быть такой, чтобы с учетом геометрии эвакуационного пути через проем или дверь можно было беспрепятственно пронести носилки с лежащим на них человеком.

Двери эвакуационных выходов и другие двери на путях эвакуации должны открываться по направлению выхода из здания.

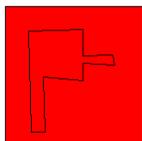
Двери эвакуационных выходов из поэтажных коридоров, холлов, фойе, вестибюлей и лестничных клеток не должны иметь запоров, препятствующих их свободному открыванию изнутри без ключа. В зданиях высотой более 15 м указанные двери, кроме квартирных, должны быть глухими или с армированным стеклом.

Лестничные клетки, как правило, должны иметь двери с приспособлениями для самозакрывания и с уплотнением в притворах.

Условные обозначения:



Огнетушитель



Пожарный кран



Средства связи



Основной выход



Запасной выход



Основной путь эвакуации



Запасной путь эвакуации

6.2 Эвакуация

Эвакуация людей - вынужденный процесс движения людей из зоны, где имеется возможность воздействия на них опасных факторов пожара.

Эвакуация проводится в тех случаях, когда имеется угроза жизни и здоровью. Ко многим факторам, определяющим необходимость эвакуации в различных чрезвычайных ситуациях, относятся пожар и его опасные факторы: дым и

продукты сгорания материалов, высокая температура, непосредственное воздействие огня.

В современных условиях, с учетом массового строительства объектов с большим количеством людей, таких как административное здание, эвакуация людей приобретает повышенное значение. Пожары в таких зданиях и сооружения часто проходят по быстроразвивающемуся варианту и нередко сопровождаются травмированием и гибелью людей. В первую очередь это относится к пожарам, представляющим реальную опасность для человека уже через несколько минут после их возникновения и отличающимся интенсивным воздействием на людей опасных факторов пожара. Наиболее надежный способ обеспечения безопасности людей в таких условиях - своевременная эвакуация из помещения, в котором возник пожар.

Обеспечение быстрой и своевременной эвакуации из зданий и сооружения, это важная и ответственная задача, закладывается на стадии проектирования и обеспечивается при эксплуатации объекта.

Параметры эвакуации предусматриваются проектами на основании действующих нормативных документов, предусматривающих приоритетность требований, направленных на обеспечение безопасности людей при пожаре, по сравнению с другими противопожарными требованиями. Следует отметить, что безопасность должна обеспечиваться во всех случаях при выполнении людьми функционально-производственных задач или во время отдыха, то есть во всех случаях использования объекта. Эвакуация же составляет лишь небольшую часть общей безопасности использования зданий и сооружений, однако, по назначению, вытекающему из определения, и с учетом проведения в чрезвычайных ситуациях, приобретает первостепенное значение.

Также, при проектировании, определяется множество других параметров, влияющих на безопасность, таких как своевременность выявления пожара по наиболее опасным факторам, своевременность оповещения людей, организация беспрепятственного выхода из опасной зоны, освещенность и защищенность

путей эвакуации, гарантированное обеспечение безопасности эвакуации в течение всего времени его проведения.

В дальнейшем, при эксплуатации зданий и сооружений, комплексом организационно-технических мероприятий, включающим постоянный контроль за состоянием путей эвакуации и инженерных систем, обеспечивающих своевременность и быстроту её проведения, разработку инструкций и планов эвакуации, а также систематическую отработку действий в соответствии с предусмотренным порядком, обеспечивается постоянная готовность выполнения мероприятий по безопасной эвакуации людей.

План эвакуации - заранее разработанный план (схема), в котором указаны пути эвакуации, эвакуационные и аварийные выходы, установлены правила поведения людей, порядок и последовательность действий в условиях чрезвычайной ситуации (по п. 3.14 ГОСТ Р 12.2.143-2002)

Характерные этапы эвакуации – эвакуация из помещений (I этап), эвакуация по коридорам или в пределах этажа (II этап), эвакуация по лестницам и пандусам (III этап). В ряде случаев важно рассмотреть IV этап эвакуации – эвакуация и размещение людей на или за территорией объекта, т.к. количество эвакуирующихся может превышать 10 тыс. чел.

6.3 Рекультивация земель

6.3.1 Общие положения

Работы на отведенных трассах под дороги и коммуникации связаны с нарушением почвенного покрова, поэтому в первом цикле работ подготовительного периода должно уделяться особое внимание сбору и сохранности не только растительного слоя грунта, но и потенциально плодородных слоев.

Сохранность снятого природного слоя заключается в том, чтобы не допустить его загрязнения и засорения отходами производства, сточными водами, строительным мусором, камнями, предохранять от химического загрязнения, исключить возможность его смешивания с нерастительным грунтом при срезке, транспортировании или после укладки в гурты.

По окончании срезки плодородного слоя он вывозится на объекты

строительства, на которых ведется второй этап рекультивации.

Рекультивация земель предусматривает технический и биологический этапы.

6.3.2 Технический этап рекультивации

При проведении технического этапа рекультивации выполняются следующие основные работы:

- грубая и чистая планировка поверхности отвалов, засыпка нагорных и водоотводных каналов
- освобождение рекультивируемой поверхности от крупногабаритных обломков пород, производственных конструкций и строительного мусора с последующим их захоронением или организованным складированием
- оформление остаточных траншей и укрепление откосов
- создание и улучшение структуры рекультивируемого слоя
- покрытие поверхности равномерными слоями потенциально плодородными породами и плодородными слоями почвы
- посев трав или восстановление древесной и кустарниковой растительности или посадка их вновь.

Мощность снимаемого плодородного и потенциально плодородных слоев устанавливается на основе оценки плодородия отдельных горизонтов основных типов почв различных природных зон.

Также необходимо минимизировать выхлопы при производстве работ строительных машин. После ограждения места строительства по периметру должны быть высажены зеленые насаждения, которые компенсируют выхлопы вредных газов.

При строительстве необходимо использовать только сертифицированные материалы, удовлетворяющие требованиям санитарных, строительных норм.

6.3.3 Биологический этап рекультивации

Биологический этап рекультивации осуществляется после полного завершения технического этапа. Он включает комплекс агротехнических мероприятий по восстановлению плодородия земель (известкование и гипсование, внесение повышенных доз органических и минеральных удобрений, макро- и микроудобрений и т.д.).

6.4 Складирование и хранение отходов

Отходы строительства должны направляться на переработку и дальнейшее использование при условии обязательного радиационного и санитарно-

гигиенического контроля отходов и продуктов их переработки, а также наличия соответствующих перерабатывающих мощностей. Отходы, переработка которых временно невозможна, должны использоваться для засыпки отработанных карьеров и т.п.

Допускается лишь временное складирование отходов строительства и только в специально оборудованных для этого местах.

На объекте осуществляется отдельный сбор и временное хранение отходов строительства, подлежащих переработке и дальнейшему использованию, по совокупности позиций, имеющих единое направление использования, а также отдельный сбор и временное складирование отходов строительства, подлежащих захоронению по классам опасности. Сбор образующихся отходов осуществляется преимущественно механизированным способом.

Частично используется ручная сортировка образующихся отходов строительства при условии соблюдения действующих санитарных норм, экологических требований и правил техники безопасности.

Предельный срок содержания образующихся отходов в местах временного хранения не должен превышать 7 календарных дней.

Места временного складирования отвечают следующим требованиям:

- размер (площадь) места хранения определяется расчетным путем, позволяющим распределить весь объем временного хранения образующихся отходов на площади места хранения с нагрузкой не более 3 т/кв. м

- места хранения имеют ограждение по периметру площадки в соответствии с ГОСТ 25407-78 «Ограждения инвентарные строительных площадок и участков производства строительного-монтажных работ»

- места хранения оборудованы таким образом, чтобы исключить загрязнение отходами строительства и сноса почвы и почвенного слоя
- освещение мест хранения в темное время суток отвечает требованиям ГОСТ 12.1.046-85 «Нормы освещения строительных площадок»

- размещение отходов в местах хранения осуществляется с соблюдением действующих экологических, санитарных, противопожарных норм и правил техники безопасности, а также способом, обеспечивающим возможность беспрепятственной погрузки каждой отдельной позиции отходов строительства и сноса на автотранспорт для их вывоза с территории

- для отдельного складирования габаритных отходов (по позициям, классам опасности и последующему назначению: переработка, захоронение или обезвреживание) места хранения должны быть оборудованы бункерами-накопителями объемом не менее 2,0 куб. м в необходимом количестве

- отдельное складирование негабаритных отходов (НГСО), не относящихся к опасным, осуществляется на открытых площадях мест хранения

- к местам хранения должен быть исключен доступ посторонних лиц,

не имеющих отношения к процессу обращения отходов или контролю за указанным процессом

Отходы вывозятся не реже чем раз в 7 дней или по заполнению площадок их складирования. Вывоз осуществляется специализированными организациями с помощью автотранспортных средств. Погрузка негабаритных отходов осуществляется с помощью фронтальных погрузчиков.

Бытовые сточные воды от санитарных приборов отводятся в существующий колодец, либо в накопительную емкость.

7.1 Проектирование многопустотной плиты перекрытия с арматурой Вр1200

Исходные данные. Плиты перекрытий изготавливаются в заводских условиях из тяжелого бетона класса В35.

Продольная рабочая арматура - преднапряженная класса Вр1200, с механическим натяжением на упоры форм. Арматура каркасов - классов А240 или В500, закладные детали из стали СтЗпс, монтажные петли из стали класса А240, марки СтЗпс или класса А300, марки 10ГТ.

Нормативное сопротивление арматуры Вр1200, согласно табл. 15 приложения, $R_{sn} = 1200$ МПа; расчетное сопротивление $R_{sn} = 1000$ МПа ($1000 \cdot 10^3$ кН/м²); модуль упругости $E_s = 2,0 \cdot 10^5$ МПа ($2,0 \cdot 10^8$ кН/м²).

Бетон тяжелый класса В35, согласно табл. 2 приложения, $R_b = 19,5$ МПа ($19,5 \cdot 10^3$ кН/м²), $E_b = 34,5 \cdot 10^3$ МПа ($34,5 \cdot 10^6$ кН/м²); $R_{bt} = 1,95$ МПа ($1,95 \cdot 10^3$ кН/м²); $R_{br} = 1,3$ МПа ($1,3 \cdot 10^3$ кН/м²).

Проектируемая плита должна рассчитываться по предельным состояниям первой и второй групп для работы конструкции в стадиях изготовления, транспортирования, монтажа, эксплуатации.

Установление размеров и расчетного пролета плиты

Принятые размеры ригеля прямоугольного сечения $b_p = 250$ мм. Расчетный пролет плиты при ее опирании на ригель:

$$l_0 = L - \frac{b_p}{2} = 5500 - \frac{250}{2} = 5375 \text{ мм,}$$

где b_p - ширина ригеля,

ты

$$h \approx \frac{l_0}{30} = \frac{5375}{30} \approx 189 \text{ мм.}$$

Принимаем высоту плиты 22 см.

Рабочая высота сечения $h_0 = h - a = 22 - 3 = 19$ см.

Плита имеет 8 круглых пустот диаметром 15,9 см. Толщина верхней и нижней полок $(22 - 15,9)/2 = 3,05$ см. Ширина средних ребер – 3,0 см, крайних – 7,9 см.

В расчетах по предельным состояниям первой группы необходимо учитывать расчетную ширину сжатой полки.

Толщина сжатой полки таврового сечения $h'_f = 3,05$ см; отношение $h'_f / h = 3,05/22 = 0,14 > 0,1$, при этих условиях в расчет вводится вся ширина полки $b'_f = 161$ см; расчетная ширина ребра $b = b'_f - n_{гечн} \cdot d = 161 - 8 \cdot 15,9 = 33,8$ см.

Сбор нагрузок и определение усилий в плите

Расчетная нагрузка вычисляется на 1 м длины плиты с учетом коэффициента надежности по назначению здания $\gamma_n = 1$ при номинальной ширине плиты 1,65 м.

Постоянная нагрузка $g = 4,07 \cdot 1 \cdot 1,65 = 6,72$ кН/м.

Временная $v = 2,4 \cdot 1 \cdot 1,65 = 3,96$ кН/м.

Полная $q = 6,47 \cdot 1 \cdot 1,65 = 10,67$ кН/м.

Нормативная нагрузка на 1 погонный метр плиты:

- постоянная $g^n = 3,64 \cdot 1 \cdot 1,65 = 6,01$ кН/м;

- постоянная и длительная $4,14 \cdot 1 \cdot 1,65 = 8,83$ кН/м;

-полная $g^n + v^n = 5,64 \cdot 1 \cdot 1,65 = 9,31$ кН/м.

Моменты и поперечные силы от расчетных и нормативных нагрузок вычисляются в соответствии с расчетной схемой и вычисленными нагрузками.

Усилия для расчетов по предельным состояниям первой группы: от расчетных нагрузок

$$M = \frac{ql_0^2}{8} = \frac{10,67 \cdot 5,375^2}{8} = 92,8 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q = \frac{ql_0}{2} = \frac{10,67 \cdot 5,375}{2} = 72,22 \text{ кН}.$$

Усилия для расчетов по предельным состояниям второй группы:

- от полной нормативной нагрузки

$$M_n = \frac{q^n l_0^2}{8} = \frac{9,31 \cdot 5,375^2}{8} = 77,71 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

Таблица 2,1

Сбор вертикальных нагрузок на 1 м2 перекрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м2	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м2
Постоянная: -от массы плиты - керамогранитная плитка - цементно-песчаная стяжка $\delta=30$ мм, $\gamma=1800$ кг/м3.	3 0,1 0,54	1,1 1,2 1,2	3,3 0,12 0,648
Итого:	3,64	-	4,07
Временная v в том числе: длительная кратковременная	2,0 0,5 1,5	1,2 1,2 1,2	2,4 0,6 1,8
Полная $q = g + v$ в том числе: длительная кратковременная	5,64 4,14 1,5	- - -	6,47 8,82 4,67

- от постоянной и длительно действующей части нормативной нагрузки

$$M_{n,dl} = \frac{8,83 \cdot 5,375^2}{8} = 69,94 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Расчет плиты по предельным состояниям первой группы

Расчет плиты по предельным состояниям первой группы включает расчеты прочности продольных ребер и полки плиты для различных стадий работы конструкции и, как правило, заключается в определении необходимого количества арматуры и ее расположении в сечениях и по длине элемента.

Расчет прочности нормальных сечений плиты

Исходные данные. Расчетной схемой прочности нормальных сечений в стадии эксплуатации является шарнирно опертая балка. Изгибающий момент от полных нагрузок $M = 92,8$ кНм. Размеры сечения $h = 22$ см, $b'_f = 161$ см, $b = 33,8$ см, $h'_f = 3,05$ см. Минимальный защитный слой для конструкций в закрытых помещениях при нормальной влажности принимается не менее 20 мм. Расстояние от центра тяжести арматуры до растянутой грани $a \geq 20 + \varnothing/2$. Предполагаемый диаметр арматуры $\varnothing = 20$ мм, тогда $a = 3$ см, рабочая высота сечения $h_0 = 19$ см.

Расчет прочности выполняется в предположении, что расчетной сжатой ненапрягаемой арматуры не требуется ($A_{sc} = 0$); уровень преднапряжения при коэффициенте точности натяжения $\gamma_{sp} = 0,9$ и с учетом всех потерь равен $\sigma_{sp} / R_s \approx 0,755$.

Величина напряжений обжатия $\sigma_{sp} = 0,755 R_s = 0,755 \cdot 520 = 392,6$ МПа.

Расчетной схемой для расчета нормальных сечений плиты является шарнирно опертая балка таврового профиля с полкой в сжатой зоне $M = 92,8$ кНм.

Проверяется положение нейтральной оси

$R_b \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (h_0 - h'_f / 2) = 19,5 \cdot 10^3 \cdot 1,61 \cdot 0,0305 \cdot (0,19 - 0,0305 / 2) = 167,33$ кНм $> M = 92,8$ кНм.

Граница сжатой зоны проходит в полке, сечение рассчитывается как прямоугольное с размерами $b'_f = 1,61$ м, $h'_f = 0,0305$ м, $h_0 = 0,19$ м.

Вычисляется табличный коэффициент α_m

$$\alpha_m = M / R_b b'_f h_0^2 = 92,8 / 19,5 \cdot 10^3 \cdot 1,61 \cdot 0,192 = 0,1539$$

Граничная высота сжатой зоны бетона при $\sigma_{sp} / R_s \approx 0,75$ и арматуре А600

$$\xi_R = 0,44;$$

$$\alpha_R = \xi_R \cdot (1 - \xi_R / 2) = 0,44 \cdot (1 - 0,44 / 2) = 0,343.$$

Проверяется выполнение условия $\alpha_m = 0,1539 < \alpha_R = 0,343$, следовательно, сжатой арматуры не требуется и сечение рассчитывается с одиночной арматурой.

Вычисляется относительная высота сжатой зоны

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,1539} = 0,168;$$

$$\xi / \xi_R = 0,168 / 0,44 = 0,3818.$$

Так как условие $\xi \leq \xi_R$ соблюдается, расчетное сопротивление напрягаемой арматуры R_s можно увеличить путем умножения на коэффициент условий работы γ_{s3} , учитывающий увеличение сопротивления напрягаемой арматуры выше условного предела текучести

$$\gamma_{s3} = 1,25 - 0,25 \cdot \xi / \xi_R = 1,25 - 0,25 \cdot 0,3818 = 1,15 > 1,1.$$

Принимаем $\gamma_{s3} = 1,1$.

Требуемая площадь растянутой напрягаемой арматуры

$$A_{sp} = \frac{\xi R_b b_f h_0}{\gamma_{s3} R_s} = \frac{0,168 \cdot 19,5 \cdot 10^3 \cdot 1,61 \cdot 0,19}{1,1 \cdot 1000 \cdot 10^3} = 0,00091 \text{ м}^2 = 9,01 \text{ см}^2.$$

По сортаменту выпускаемой стали определяются диаметр и необходимое количество стержней. Принимаем 18Ø8 Вр1200, $A_{sp} = 9,06 \text{ см}^2$.

В многпустотных плитах в соответствии с [9] наибольшее расстояние между осями стержней продольной арматуры должно быть не более $2h(2 \cdot 220 = 440 \text{ мм})$ и не более 400 мм. В нашем случае это расстояние равно $(1640 - 2 \cdot 40)/4 = 390 < 400 \text{ мм}$. Условие выполняется. Здесь 40 мм, расстояние от боковой поверхности плиты понизу до оси крайнего продольного стержня.

Расчет прочности наклонных сечений плиты

В соответствии с [9] в многпустотных плитах высотой менее 300 мм, на участках, где поперечная сила воспринимается только бетоном, поперечную арматуру можно не устанавливать. Выполним проверочный расчет.

Исходные данные. Расчетная поперечная сила на опоре $Q = 72,22 \text{ кН}$, расчетная полная нагрузка $q = 17,52 \text{ кН/м}$, временная часть нагрузки $qv = 9,9 \text{ кН/м}$, $R_b = 19,5 \text{ МПа}$ ($19,5 \cdot 10^3 \text{ кН/м}^2$), $R_{bt} = 1,3 \text{ МПа}$ ($1,3 \cdot 10^3 \text{ кН/м}^2$), поперечная и продольная арматура каркасов - проволока класса В500 диаметром 4 мм, $R_{sw} = 300 \text{ МПа}$ ($300 \cdot 10^3 \text{ кН/м}^2$); площадь одного поперечного стержня $0,126 \text{ см}^2$ ($F_{sw} = n f_{sw} = 5 \cdot 0,126 = 0,63 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$), $h_0 = 0,19 \text{ м}$, $b = 0,338 \text{ м}$, уровень предварительных напряжений в арматуре $\sigma_{sp} = 525 \text{ МПа}$.

Расчет производится из условия прочности наклонного сечения

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}$$

где Q - поперечная расчетная сила в рассматриваемом сечении;

Q_b - поперечная сила, воспринимаемая бетоном;

Q_{sw} - поперечная сила, воспринимаемая хомутами.

Вычисляем поперечную силу, воспринимаемую бетоном Q_b

$$Q_b = M_b / c$$

$$M_b = 1,5 \varphi_n R_{br} b h_0^2 = 1,5 \cdot 1,5632 \cdot 1,3 \cdot 10^3 \cdot 0,338 \cdot 0,19^2 = 37,2 \text{ кНм}.$$

Предварительно назначается усилие преднапряжения с учетом всех потерь

$$P = \sigma_{sp} \cdot A_{sp} = 392,6 \cdot 10^3 \cdot 15,71 \cdot 10^{-4} = 824,775 \approx 824,8 \text{ кН}.$$

Вычисляется коэффициент, учитывающий влияние предварительного напряжения на прочность наклонного сечения

$$\varphi_n = 1 + 1,6 \cdot (P / R_b A_1) - 1,16 \cdot (P / R_b A_1)^2 = 1 + 1,6 \cdot 0,5688 - 1,16 \cdot 0,5688^2 = 1,5632,$$

где A_1 - площадь бетонного сечения без учета свесов сжатой полки

$$A_1 = b h = 0,338 \cdot 0,22 = 0,07436 \text{ м}^2;$$

$$P / R_b A_1 = 824,8 / 19,5 \cdot 10^3 \cdot 0,07436 = 0,5688.$$

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{37,2}{12,57}} = 1,41 \text{ м.}$$

Нагрузка приводится к эквивалентной равномерно распределенной и определяется в соответствии с формулой (28).

$$q_1 = q - 0,5q_v = 10,67 - 0,5 \cdot 3,96 = 8,69 \text{ кН/м.}$$

Невыгоднейшее расположение проекции наклонного сечения с при действии эквивалентной равномерно распределенной нагрузки определяется по формуле

$c = \sqrt{M_b / q_1}$. При этом должны выполняться условия:

$$h_0 < c < 3h_0;$$

$$h_0 = 19 \text{ см} < c = 141 \text{ см} < 3h_0 = 57 \text{ см.}$$

Верхнее условие не выполняется.

Принимаем $c = 0,57 \text{ м}$ и вычисляем Q_b .

$$Q_b = M_b / c = 37,2 / 0,57 = 65,26 \text{ кН}$$

При вычислении Q_b должны выполняться условия

$$Q_{b,\max} \geq Q_b \geq Q_{b,\min};$$

$$Q_b = 65,26 \text{ кН} \geq Q_{b,\min} = 0,5R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,5 \cdot 1,3 \cdot 10^3 \cdot 0,338 \cdot 0,19 = 41,74 \text{ кН};$$

$$Q_b = 65,26 \text{ кН} \leq Q_{b,\max} \cdot 2,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 2,5 \cdot 1,3 \cdot 10^3 \cdot 0,338 \cdot 0,19 = 208,72 \text{ кН.}$$

Условия выполняются, для дальнейших расчетов принимаем $Q_b = 65,26 \text{ кН}$.

Вычисляем силу, воспринимаемую хомутами Q_{sw}

Усилие Q_{sw} определяется по формуле $Q_{sw} = 0,75q_{sw}c_0$ в зависимости от величины

$$Q_{e1} = 2\sqrt{M_b} \cdot q_1 = 2 \cdot \sqrt{37,2} \cdot 8,96 = 52,75 \text{ кН.}$$

Проверяем условие

$$Q_{e1} = 52,75 \text{ кН} < \varphi_n R_{bt} b h_0 = 1,5632 \cdot 1,3 \cdot 10^3 \cdot 0,338 \cdot 0,19 = 130,51 \text{ кН.}$$

Требуемая интенсивность хомутов q_{sw} определяется по формуле

$$q_{sw} = (Q_{\max} - Q_{b,\min} - 3h_0q_1) / 1,5h_0 = (72,22 - 52,75 - 3 \cdot 0,19 \cdot 18,7) / 1,5 \cdot 0,19 = 30,92 \text{ кН/м}$$

Хомуты учитываются в расчете, если соблюдается условие

$$q_{sw} = 30,92 \text{ кН/м} \geq 0,25\varphi_n R_{bt} b = 0,25 \cdot 1,5632 \cdot 1,3 \cdot 10^3 \cdot 0,338 = 171,72 \text{ кН.}$$

Условие не выполняется, поперечную арматуру устанавливаем по конструктивным требованиям.

В пространстве между пустотами, где располагаются продольные стержни, устанавливаем конструктивную поперечную арматуру в виде отдельных каркасов длиной 1/4 пролета плиты из проволоки В500 диаметром 4 мм с шагом 150 мм.

Расчет плиты по предельным состояниям второй группы

Для расчетов плиты по предельным состояниям второй группы необходимо вычислить геометрические характеристики расчетного сечения.

Площадь поперечного сечения бетона

$$A = b' h - n \pi d^2 / 4 = 16 \cdot 122 - 8 \cdot 3,14 \cdot 15,9^2 / 4 = 1954 \text{ см}^2 = 0,1954 \text{ м}^2.$$

где n - число пустот в сечении плиты

Коэффициент приведения

$$\alpha = E_s / E_b = 20 \cdot 10^4 / 3,45 \cdot 10^4 = 5,8$$

Круглое очертание пустот заменяем квадратными с равным моментом инерции. Сторона квадрата $\alpha \approx 0,9d$

$$\alpha = 0,9d = 0,9 \cdot 15,9 = 14,31 \text{ см.}$$

Толщина полок расчетного эквивалентного сечения

$$h'_f = f_f = (22 - 14,31) / 2 = 3,85 \text{ см.}$$

Ширина ребра $b = 161 - 8 \cdot 14,31 = 46,52 = \text{см.}$

Ширина пустот $161 - 46,52 = 114,48 \text{ см.}$

Площадь приведенного сечения

$$A_{red} = 161 \cdot 22 - 114,48 \cdot 9,06 = 1901 \text{ см}^2 = 0,1901 \text{ м}^2.$$

(влиянием A_s пренебрегаем ввиду малости величины αA_s).

Расстояние от нижней грани до центра тяжести приведенного сечения

$$y_0 = h / 2 = 11 \text{ см;}$$

Момент инерции сечения (симметричного)

$$J_{red} = \frac{161 \cdot 22^3}{12} - \frac{114,48 \cdot 9,06^3}{12} = 114896 \text{ см}^4 = 114896 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4.$$

Моменты сопротивления сечения по нижней и верхней зоне равны

$$W_{red} = W'_{red} = J_{red} / y_0 = 114896 / 11 = 10445 \text{ см}^3.$$

Упругопластический момент по растянутой зоне для расчетов в стадии эксплуатации $W_{p1} = \gamma \cdot W_{red} = 1,3 \cdot 10445 = 13578,5 = 13578 \text{ см}^3 = 0,013578 \text{ м}^3.$

Коэффициент γ определяется для двутаврового симметричного сечения при $2 < b'_f / b = b_f / b = 161 / 46,52 = 3,46 < 6$. По табл. 11 приложения 2 $\gamma = 1,25$.

Для расчетов в стадии изготовления

$$W'_{p1} = \gamma \cdot W'_{red} = 1,25 \cdot 10445 = 13056 \text{ см}^3 = 0,013056 \text{ м}^3.$$

Основные геометрические характеристики сечения представлены на рис. 8.

Установление уровня предварительного натяжения арматуры

Уровень предварительного напряжения для горячекатаной и термомеханически упрочненной арматуры назначается так, чтобы соблюдались условия

$$\sigma_{sp} \leq 0,9R_{s,ser}; \quad \sigma_{sp} \geq 0,3R_{s,ser}.$$

Коэффициент точности натяжения арматуры (учет возможных отклонений) при определении потерь предварительного натяжения и расетах по второй группе предельных состояний принимается равным $\gamma_{sp} = 1,0$.

Предварительно назначим уровень преднапряжения 80% от R_{sn} арматуры Вр1200.

$$\sigma_{sp} = 0,8R_{sn} = 0,8 \cdot 1200 = 960 \text{ МПа.}$$

Определение потерь предварительного напряжения арматуры

Расчет потерь ведется при коэффициенте точности натяжения арматуры $\gamma_p = 1$

[9].

Первые потери

$\Delta\sigma_{sp1}$ - потери от релаксации напряжений в стержневой арматуре при механическом способе натяжения

$$\Delta\sigma_{sp1} = 0,03\sigma_{sp} = 0,03 \cdot 960 = 28,8 \text{ МПа};$$

$\Delta\sigma_{sp2}$ - потери от температурного перепада между натянутой арматурой и упорами равны нулю, так как форма пропаривается в пропарочной камере вместе с изделием, $\Delta\sigma_{sp2} = 0$;

$\Delta\sigma_{sp3}$ - потери от деформации формы в расчетах не учитываются, так как уже учтены в расчете удлинений арматуры, $\Delta\sigma_{sp3} = 0$;

$\Delta\sigma_{sp4}$ - потери от деформации анкеров при механическом способе натяжения

$$\Delta\sigma_{sp4} = \Delta l/l \cdot E_s = 2,45/6500 \cdot 200000 = 75,38 \text{ МПа}$$

$$\Delta l = 1,25 + 0,15d = 1,25 + 0,15 \cdot 8 = 2,45 \text{ мм} \quad l = 5,5 + 1 = 6,5 \text{ м.}$$

Суммарные первые потери преднапряжения

$$\Delta\sigma_{sp(1)} = \Delta\sigma_{sp1} + \Delta\sigma_{sp2} + \Delta\sigma_{sp3} + \Delta\sigma_{sp4} = 28,8 + 0 + 0 + 75,38 = 104,18 \text{ МПа.}$$

Начальное усилие обжатия с учетом первых потерь

$$P_1 = A_{sp} (\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)}) = 9,06 \cdot 10^{-4} (960 - 104,18) \cdot 10^3 = 775,37 \text{ кН.}$$

Вторые потери

$\Delta\sigma_{sp5}$ - потери от усадки бетона, подвергнутого ТБО.

Для бетонов В35 и ниже относительная деформация усадки бетона $\varepsilon_{b,sh} = 0,0002$

$$\Delta\sigma_{sp5} = \varepsilon_{b,sh} \cdot E_s = 0,0002 \cdot 20 \cdot 10^4 = 40 \text{ МПа.}$$

Для определения потерь от ползучести бетона необходимо предварительно вычислить напряжения в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры с учетом разгружающего момента от собственного веса плиты в стадии обжатия.

Максимальное сжимающее напряжение в бетоне при обжатии силой P_1 на уровне крайнего нижнего волокна, $y = 0,11$ м, без учета влияния собственного веса плиты

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 \cdot e_{op} \cdot y_0}{J_{red}} = \frac{775,37 \cdot 10^3}{1901 \cdot 10^{-4}} + \frac{775,37 \cdot 10^3 \cdot 0,08 \cdot 0,11}{114896 \cdot 10^{-8}} = 4,23 \text{ МПа.}$$

Согласно [6], передаточная прочность бетона R_{bp} назначается не менее 15 МПа и не менее 50% прочности от класса бетона. Принимаем $R_{bp} = 20$ МПа. Сжимающие напряжения в бетоне от силы P_1 в стадии предварительного обжатия не должны превышать 90% от передаточной прочности R_{bp} .

$$\sigma_{bp} = 4,23 \text{ МПа} < 0,9 R_{bp} = 0,9 \cdot 20 = 18 \text{ МПа.}$$

Требование выполняется.

Определим напряжения в бетоне с учетом разгружающих напряжений от веса плиты на уровне центра тяжести продольной арматуры, то есть при $y_0 = e_{op} = 0,08$ м. Из табл. 1 нагрузка от веса 1 м² плиты принята 3000 Н. Изгибающий

момент от собственного веса плиты вычислен при расчетном пролете $l_0 = 5,35$ м.

$$M_{cs} = \frac{3,0 \cdot 1,64 \cdot 5,35^2}{8} = 16,25 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{(P_1 \cdot e_{op} - M_{\bar{n}\bar{a}}) \cdot e_{op}}{J_{red}} =$$

$$= \frac{733,97 \cdot 10^3}{1901 \cdot 10^{-4}} + \frac{(733,97 \cdot 10^3 \cdot 0,08 - 16250) \cdot 0,08}{114896 \cdot 10^{-8}} = 3,15 \text{ МПа}$$

$\Delta\sigma_{sp6}$ - потери от ползучести арматуры

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0,8\alpha\varphi_{b,cr}\sigma_{bp}}{1 + \alpha\mu_{sp} \left(1 + \frac{y_{sp}^2 A_{red}}{I_{red}} \right) (1 + 0,8\varphi_{b,cr})} =$$

$$= \frac{0,8 \cdot 6,2 \cdot 1,5 \cdot 3,62 \cdot 10^3}{1 + 5,8 \cdot 0,008 \left(1 + \frac{0,11^2 \cdot 1901 \cdot 10^{-4}}{114896 \cdot 10^{-8}} \right) (1 + 0,8 \cdot 1,5)} \approx 25,13 \text{ МПа},$$

где α - коэффициент приведения $\alpha = E_s / E_b = 5,8$, эксцентриситет силы обжатия P_1 относительно центра тяжести приведенного сечения

$$e_{sp} = y_0 - a = 11,0 - 3 = 8,0 \text{ см} = 0,08 \text{ м};$$

μ_{sp} - коэффициент армирования сечения (без учета ненапрягаемых стержней)

$$\mu_{sp} = A_{sp} / A = 9,06 / 1954 = 0,00804 \approx 0,008;$$

$\varphi_{b,cr}$ - коэффициент ползучести бетона $\varphi_{b,cr} = 1,5$; находится по табл. 10 приложения для бетона В35 и влажности среды 40-75% .

Суммарные вторые потери

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6} = 40 + 26,83 = 66,83 \text{ МПа}.$$

Полные потери

$$\Delta\sigma_{sp} = \Delta\sigma_{sp(1)} + \Delta\sigma_{sp(2)} = 104,18 + 66,83 = 171,01 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа}.$$

Принимаем полные потери

$$\Delta\sigma_{sp} \approx 171,01 \text{ МПа}.$$

Напряжения в напрягаемой арматуре после проявления всех потерь

$$\Delta\sigma_{sp2} = 960 - 171,01 = 788,99 \text{ МПа}.$$

Усилие обжатия с учетом полных потерь

$$P_2 = 9,06 \cdot 10^{-4} \cdot 788,99 \cdot 10^3 \approx 714,82 \text{ кН}.$$

Расчет плиты по предельным состояниям второй группы

Расчет трещиностойкости плиты

Исходные данные. Расчет по образованию трещин необходим для проверки элементов по раскрытию трещин. Так как к плите предъявляют требования, соответствующие 3-й категории трещиностойкости, коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$, и соответственно расчетный момент равен нормативному $M_n = 77,71$ кНм, момент сопротивления приведенного сечения по нижней зоне

$W_{red} = 0,010446 \text{ см}^3$, $W_{pl} = 0,013584 \text{ м}^2$, усилие обжатия с учетом полных потерь $P_2 = 628,98 \text{ кН}$, эксцентриситет силы обжатия $e_{op} = 0,08 \text{ м}$, расстояние до ядровой точки $r = W_{red} / A_{red} = 0,010446 / 0,1904 = 0,055 \text{ м} = 5,5 \text{ см}$.

Условие необразования трещин в стадии эксплуатации

$$M_n < M_{crc},$$

Момент, соответствующий образованию трещин M_{crc} , определяем по приближенному способу ядровых моментов

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} + M_{rp},$$

где $M_{rp} = P_2 (e_{op} + r)$;

$$M_{rp} = 628,98 \cdot (0,08 + 0,055) = 84,91 \text{ кНм};$$

$$R_{bt,ser} W_{pl} = 1,95 \cdot 10^3 \cdot 0,013584 \text{ м}^2 = 26,5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$M_{crc} = 26,5 + 84,91 = 111,41 \text{ кНм} > M_n = 77,71 \text{ кНм}.$$

Условие выполняется, трещины в растянутой зоне не образуются.

Расчет прогибов плиты

Расчет по прогибам производят из условия

$$f \leq f_{ult},$$

где f - прогиб от внешней нагрузки;

f_{ult} - предельно допустимый прогиб.

Для элементов постоянного сечения, работающих как свободно опертые или консольные балки, прогиб допускается определять по формуле

$$f = Sl_0^2 \left(\frac{1}{\rho} \right),$$

где $\left(\frac{1}{\rho} \right)$ - полная кривизна в сечении с наибольшим моментом.

Для участков с трещинами в растянутой зоне

$$\left(\frac{1}{\rho} \right) = \left(\frac{1}{\rho} \right)_1 - \left(\frac{1}{\rho} \right)_2 + \left(\frac{1}{\rho} \right)_3,$$

где $\left(\frac{1}{\rho} \right)_1$ - кривизна от непродолжительного действия всей нагрузки;

$\left(\frac{1}{\rho} \right)_2$ - кривизна от непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок;

$\left(\frac{1}{\rho} \right)_3$ - кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок;

S - табличный коэффициент, принимаемый по табл. 12 приложения 5.

Для участков без трещин в растянутой зоне

$$\frac{1}{\rho} = \left(\frac{1}{\rho}\right)_1 + \left(\frac{1}{\rho}\right)_2,$$

где $\left(\frac{1}{\rho}\right)_1$ - кривизна от непродолжительного действия кратковременных нагрузок.

$\left(\frac{1}{\rho}\right)_2$ - кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок.

Кривизна от непродолжительного действия всей нагрузки $(1/\rho)_1$,

Исходные данные. Действующий момент от полной нормативной нагрузки $M_n = 77,71$ кНм, $h_0 = 19$ см, $h'_f = 3,85$ см, $b = 46,5$ см, $A_{sp} = 9,06$ см², $R_{b,ser} = 25,5$ МПа, $R_{bt,ser} = 1,95$ МПа, $P_2 = 714,82$ кН.

Для элементов прямоугольного таврового и двутаврового профилей допускается вычислять кривизну по упрощенной формуле при выполнении условий:

$$h'_f = 3,85 \text{ см} \leq 0,3h_0 = 0,3 \cdot 19 = 5,7 \text{ см, условие выполняется;}$$

$$a'_s = 0 \leq 0,2h_0 = 0,2 \cdot 19 = 3,8 \text{ см, условие выполняется.}$$

Кривизну вычисляем по упрощенной формуле в предположении, что $f \leq f_{ult}$, принимая $\psi_s = 1$.

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_1 = \frac{M_n}{\varphi_c b h_0^3 E_{b,red}} = \frac{77,71}{0,435 \cdot 0,465 \cdot 0,19^3 \cdot 1,7 \cdot 10^7} = 0,0033 \text{ м}^{-1}.$$

где φ_c - определяется по табл. 21 приложения:

$$\varphi_f = 0,504 \text{ из предыдущего раздела;}$$

$$e_s = 77,71 / 305,1 = 0,2547;$$

$$e_s / h_0 = 0,2547 / 0,19 \approx 1,34.$$

Вспомогательные коэффициенты

$$E_{b,red} = R_{b,ser} / \varepsilon_{b1,red} = 25,5 \cdot 10^3 / 15 \cdot 10^{-4} = 1,7 \cdot 10^7 \text{ кН/м}^2,$$

$$\alpha_{s2} = \alpha_{s1} = E_s / E_{b,red} = 20 \cdot 10^7 / 1,7 \cdot 10^7 = 11,76,$$

$$\mu = A_{sp} / b h_0 = 9,06 \cdot 10^{-4} / (46,5 \cdot 19) = 0,064;$$

По табл. 21 приложения находим $\varphi_c = 0,435$ и вычисляем кривизну.

Кривизна от непродолжительного действия

постоянных и длительных нагрузок $(1/\rho)_2$

Исходные данные. Действующий момент от постоянной и длительной нормативной нагрузки $M_{n,dl} = 69,94$ кНм, $h_0 = 19$ см, $b = 46,2$ см, $E_s = 20 \cdot 10^7$ кН/м², $E_b = 34,5 \cdot 10^7$ кН/м², $A_s = 15,71 \cdot 10^{-4}$ м², $P_2 = 628,98$ кН, $R_{b,ser} = 25,5$ МПа, $R_{bt,ser} = 1,95$ МПа, $M_{rp} = 84,91$ кНм, $h'_f = 3,85$ см, $\varphi_f = 0,504$, $E_{b,red} = 1,7 \cdot 10^7$ кН/м²,

$\mu\alpha_{s2} = 0,7526$, $e_s = 69,94 / 305,1 = 0,229$; $e_s / h_0 = 0,229 / 0,19 = 1,205$. По табл. 21

приложения $\varphi_c = 0,46$.

Вычисляем кривизну по упрощенной формуле

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_2 = \frac{M_{n,dl}}{\varphi_c b h_0^3 E_{b,red}} = \frac{69,94}{0,46 \cdot 0,465 \cdot 0,19^3 \cdot 1,7 \cdot 10^7} = 0,0028 \quad \text{м}^{-1}.$$

Кривизна от продолжительного действия постоянных и
длительных нагрузок $(1/\rho)_3$

Исходные данные. $M_{n,dl} = 69,94$ кНм, $h_0 = 19$ см, $b = 46,2$ см, $P2 = 628,98$ кН,
 $\varphi_f = 0,504$, $\varepsilon_{b1,red} = 15 \cdot 10^{-4}$, $e_s / h_0 \approx 1,205$, $\mu = 0,0064$, $E_{b,red} = R_{b,ser} / \varepsilon_{b1,red} =$
 $= 25,5 \cdot 10^3 / 15 \cdot 10^{-4} = 1,7 \cdot 10^7$ кН/м², $\alpha_{s2} = \alpha_{s1} = E_s / E_{b,red} = 20 \cdot 10^7 / 1,7 \cdot 10^7 = 1176$,
 $\mu\alpha_{s2} = 0,0064 \cdot 25,3 = 0,16$.

По табл. 21 приложения (при значениях $\varphi_f = 0,504$; $e_s / h_0 \approx 1,205$; $\mu\alpha_{s2} = 0,75$)
находим $\varphi_c = 0,46$.

Вычисляем кривизну по упрощенной формуле

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_3 = \frac{M_n}{\varphi_c b h_0^3 E_{b,red}} = \frac{69,94}{0,46 \cdot 0,465 \cdot 0,19^3 \cdot 1,7 \cdot 10^7} = 0,0048 \quad \text{м}^{-1}.$$

Полная кривизна

$$\left(\frac{1}{\rho}\right) = \left(\frac{1}{\rho}\right)_1 - \left(\frac{1}{\rho}\right)_2 + \left(\frac{1}{\rho}\right)_3 = 0,0033 - 0,0028 + 0,0048 = 0,0051 \quad \text{м}^{-1}.$$

Прогиб плиты

$$f = S \frac{1}{\rho} l_0^2 = \frac{5}{48} \cdot 0,0051 \cdot 5,14^2 = 0,012 \quad \text{м}.$$

Предельный нормативный прогиб f_{ult} при пролете элемента б м

$$f_{ult} = l / 200 = 5,14 / 200 = 0,0257 \quad \text{м} \approx 2,6 \text{ см},$$

$$f = 1,2 \text{ см} < f_{ult} = 2,6 \text{ см}.$$

Условие удовлетворяется.

Расчет монтажной петли

Вес плиты при ее подъеме может быть передан на три петли. Нагрузка на одну петлю с учетом максимально допустимого по нормам угла развода строп 90° ($1/\sin 45^\circ = 1/0,707 \approx 1,4$) равна

$$N = G \cdot 1,4/3 = 3,0 \cdot 1,64 \cdot 5,68 \cdot 1,4/3 = 13,04 \text{ кН}.$$

Учитывая коэффициент динамичности при подъеме, равный 1,4, и что усилие воспринимается одной ветвью петли, находим ее сечение

$$A_s = 1,4 \cdot 13,04 / 215 \cdot 103 = 0,85 \cdot 10^4 \text{ м}^2 \approx 0,85 \text{ см}^2.$$

Принимаем монтажные петли из арматуры $\varnothing 12$ А240 с $A_f = 1,13 \text{ см}^2$, сталь марки ВСтЗспб.

Базовая длина заделки петли из условия ее надежного заанкеривания при

прочности бетона в момент первого подъема ($R_b = 11,5$ МПа)

$$l_{ан} = R_s A_s / R_{bond} u_s = 215 \cdot 10^3 \cdot 1,13 \cdot 10^4 / 1875 \cdot 3,14 \cdot 0,012 = 0,344 \text{ м.}$$

$$R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{bt} = 2,5 \cdot 1,0 \cdot 0,75 \cdot 10^3 = 1875 \text{ кН/м}^2.$$

Фактическая длина заделки

$$l_{анф} A_s / A_\phi = 0,344 \cdot 0,85 / 1,13 = 0,259 \text{ м.}$$

В любом случае фактическую длину анкеровки принимают не менее $15d = 15 \cdot 1,2 = 180$ мм и не менее 200 мм.

Окончательная длина анкеровки принята 260 мм с глубиной заделки $h_b = 190$ мм.

7.2 Вывод

В рамках научно-исследовательской работы был выполнен расчет перекрытия в осях 4-8 и Ж-Л в монолитном и сборном вариантах (расчет см. выше).

Что касается расхода бетона, то на монолитное исполнение в этих осях его расход будет 63 м³, в сборном варианте 37,8 м³.

Расход арматуры на монолитную плиту перекрытия 4341,42 кг, а на плиты перекрытия в количестве 36 шт. – $52,74 \cdot 36 = 1898,64$ кг.

Отсюда можно сделать вывод, что по расходу материалов сборный вариант перекрытия более выгоден, но в нем мы применяли более дорогую предварительно напрягаемую арматуру, и расходы на изготовление этих плит, их перевозку и монтаж, тоже будут выше, чем при монолитном варианте исполнения.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1 СП 42.13330.2011 Градостроительство, планировка и застройка городских и сельских населений;

2 СП 44.13330.2011 Бетонные и железобетонные конструкции. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 : утв. Мин-ом регионального развития Рос. Федерации 29.12.11 : действует с 01.01.12. – М.: Минрегион России, 2012. – 38 с.;

3 СП 47.13330.2012 Инженерные изыскания для строительства. Основные положения». Актуализированная редакция СНиП 11-02-96;

4 СП 48.13330.2011 Организация строительства. Актуализированная редакция СНиП 12-01-2004 Минрегион России, введ. 2011. //Справочно-правовая система «Гарант» [Электронный ресурс] /НПП «Гарант-Сервис».-Послед.обновление: 16.05.2015;

5 СП 50-101-2004 Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений;

6 СП 50.13330.2012 Тепловая защита зданий. Актуализированная редакция СНиП 23-02-2003 Минрегион России, введ. 2012-01-01. //Справочно-правовая система «Гарант» [Электронный ресурс] /НПП «Гарант-Сервис».- Послед.обновление: 16.05.2015;

7 СП 51.133330.2011 «Защита от шума» Актуализированная редакция СНиП 23-03-2003;

8 СП 52-103-2007 Железобетонные монолитные конструкции зданий;

9 СП 52.13330.2011 Естественное и искусственное освещение. Актуализированная редакция СНиП 23-05-95*/ Минрегион России, введ. 2011-05-20. – М.: ОАО «ЦПП», 2011. – 68 с.;

10 СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003;

11 СП 70.13330.2012 Несущие и ограждающие конструкции актуализированная редакция СНиП 3.03.01-87/ Минрегион России, действует с 2013-01-01. – М.: ФАУ «ФЦС», 2012. – 293 с.;

12 СП 118.13330.2012 Общие здания и сооружения. Актуализированная редакция СНиП 31-06-2009/ Минрегион России, введ. 2013-01-01. – М.: ОАО «Институт общественных зданий», 2012. – 77с.;

13 СП 131.13330.2012 Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23-01-99*Минрегион России, введ. 2013-01-01. //Справочно-правовая система «Гарант» [Электронный ресурс] /НПП «Гарант-Сервис».- Послед.обновление: 16.05.2015;

14 СТО АСЧМ 20-93 Прокат стальной сортовой фасонного профиля. Двутавры горячекатаные с параллельными гранями полок. Технические условия;

15 Технический отчет об инженерно-геологических изысканиях на участке шифр: И-106-14 от 19.05.2014 ОАО "Пензенский Трест Инженерно-строительных изысканий";

16 Пособие по определению пределов огнестойкости конструкции, пределов распространения огня по конструкциям и групп возгораемости материалов (к СНиП II-2-80)", ЦНИИСК им. Кучеренко. Москва 1985 г.;

17 Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01–84). Ч. I . Ч. II – М.:ЦИТП, 1986;

18 ЕНиР. Сборник Е4. Монтаж сборных и устройство монолитных железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1986. - 70 с.;

19 Технологическая карта на возведение монолитных конструкций жилых и общественных зданий. – М.: АОЗТ ЦНИИОМТП, 2004. - 68 с.;

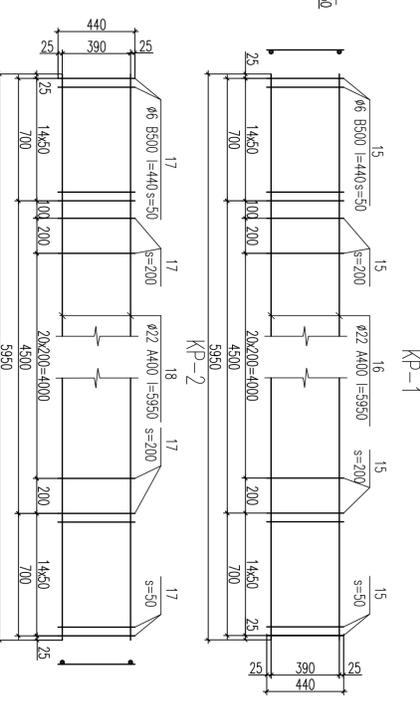
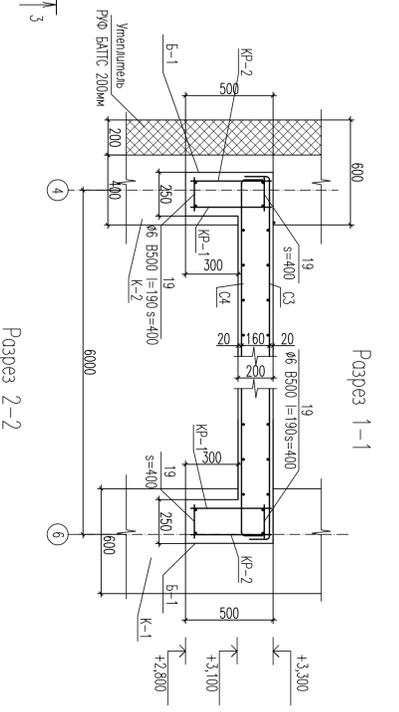
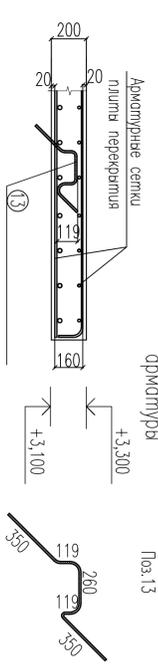
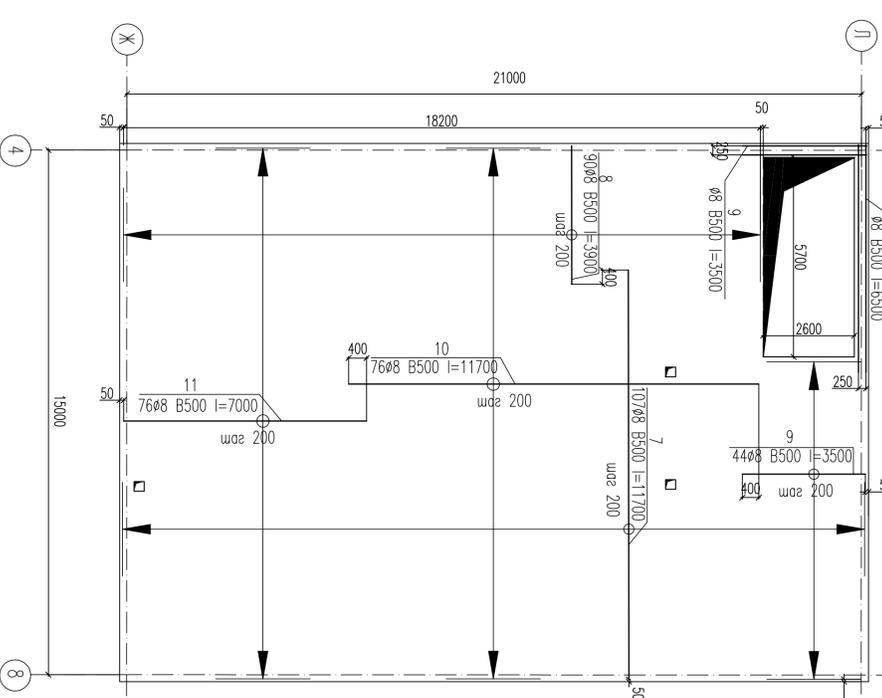
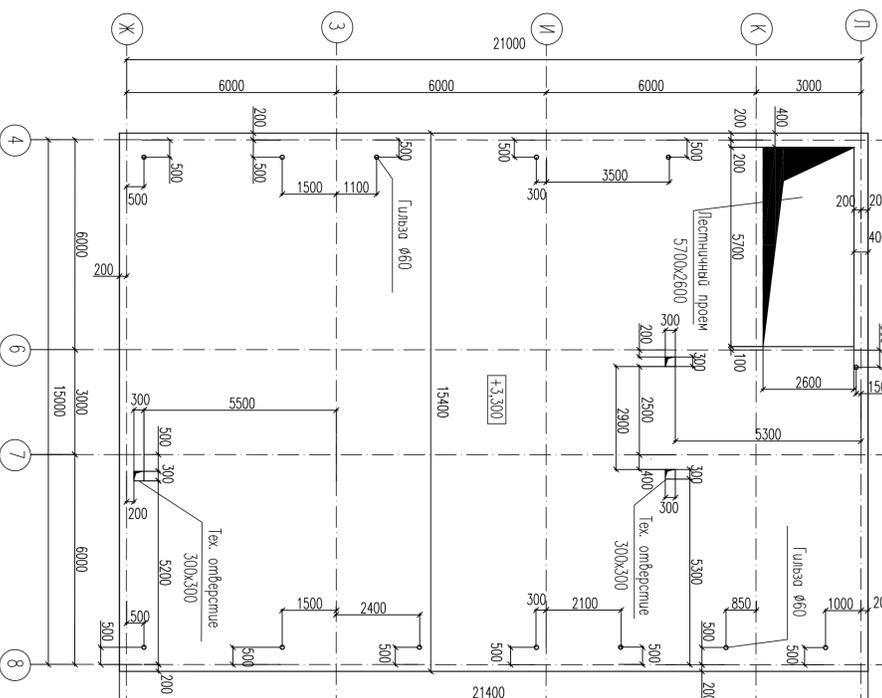
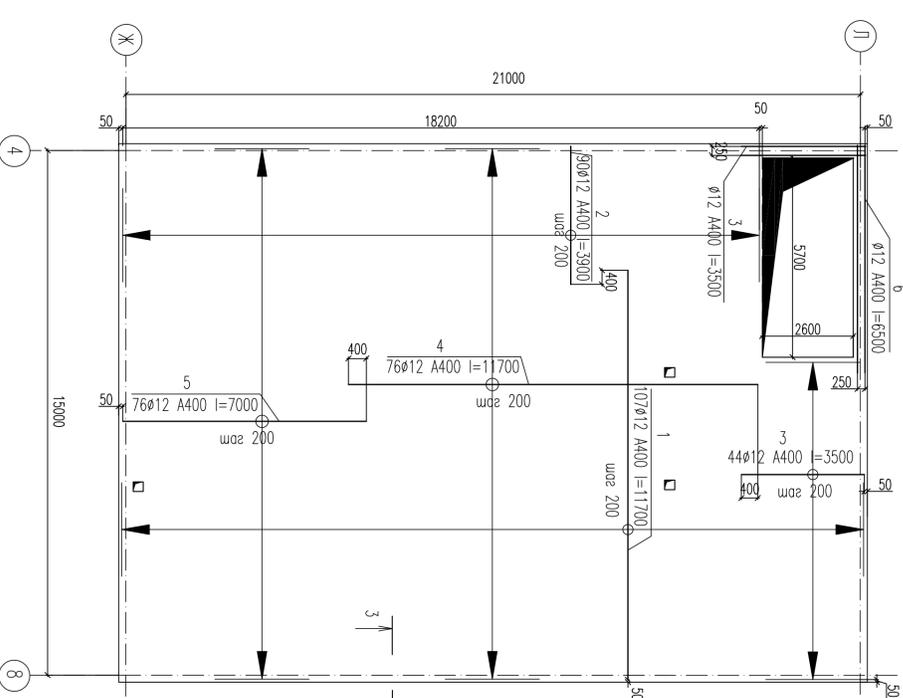
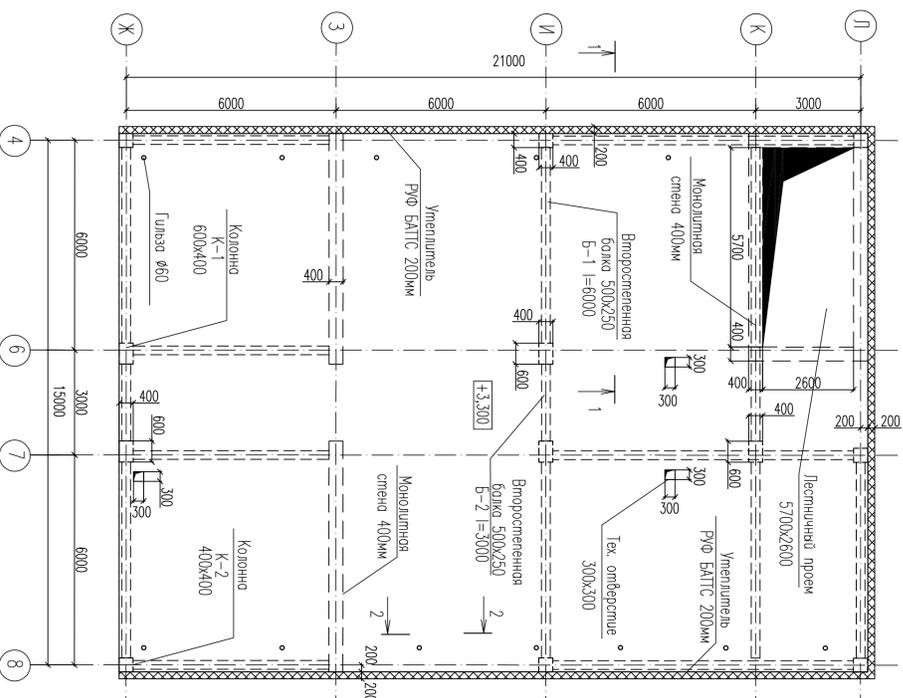
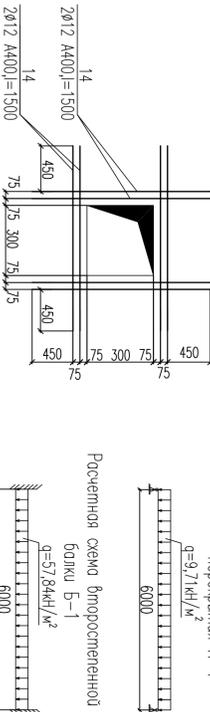


Схема армирования отверстий в плите дополнительными стержнями у верхней грани



Поз.	Обозначение	Наименование	Кол. ед.изг.	Масса Примеч.
13	ГОСТ 10884-94	Плита монолитная П-1 Сборные единицы Гнутые стержни	155	1,07
		Итого		4341,42
		Материал		
		Бетон класс В25		63м ³

Нижнее армирование				
1	ГОСТ 10884-94	12 A400 l=11700	107	10,39
2	ГОСТ 10884-94	12 A400 l=3900	90	3,46
3	ГОСТ 10884-94	12 A400 l=3500	46	3,11
4	ГОСТ 10884-94	12 A400 l=11700	76	10,39
5	ГОСТ 10884-94	12 A400 l=7000	76	6,22
6	ГОСТ 10884-94	12 A400 l=6500	2	5,77

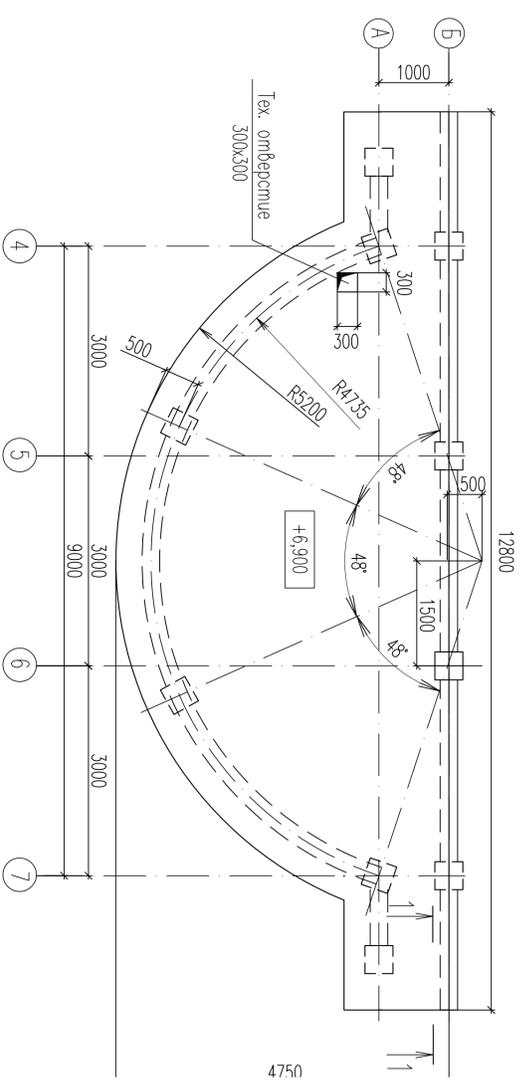
Верхнее армирование				
7	ГОСТ 6727-80*	8 B500 l=11700	107	4,62
8	ГОСТ 6727-80*	8 B500 l=3900	90	1,54
9	ГОСТ 6727-80*	8 B500 l=3500	46	1,38
10	ГОСТ 6727-80*	8 B500 l=11700	76	4,62
11	ГОСТ 6727-80*	8 B500 l=7000	76	2,77
12	ГОСТ 6727-80*	8 B500 l=6500	2	2,57

Дополнительные армирование				
14	ГОСТ 10884-94	12 A400 l=1500	56	1,33
		Виростопленная балка Б-1		74,59
КР-1		Каркас КР-1	1	40,78
КР-2		Каркас КР-2	1	40,78
19	ГОСТ 6727-80*	8 B500 l=190	30	0,042
		Итого		82,83
		Материал		
		Бетон класс В25		0,75м ³

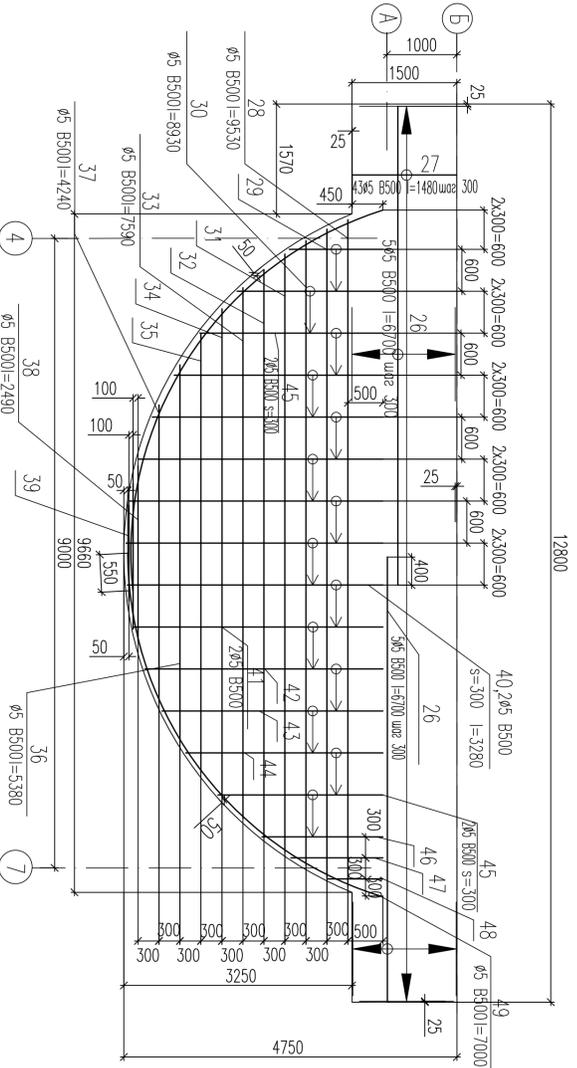
Верхнее армирование плиты П-2(продолжение)				
15	ГОСТ 6727-80*	8 B500 l=440	54	0,098
16	ГОСТ 10884-94	12 A400 l=5950	2	17,75
		Каркас КР-2		35,51
17	ГОСТ 6727-80*	8 B500 l=440	54	0,098
18	ГОСТ 10884-94	12 A400 l=5950	2	17,75

Технические условия				
1.	Арматурные сетки сварить ручной сваркой в соответствии с требованиями ГОСТ 14098-91 и ГОСТ 10922-90.			
2.	Сварку выполнять все перечисленные стержни.			
3.	Плиту стержни укладывать с шагом 1000/1000мм.			
4.	Согласно СНиЛ 41-01-2003, трубопроводы в местах пересечения перекрываются сверху прокладывая в галзах из негорючих материалов. Завязки заборов и отборстны в местах прокладки трубопроводов сверху прокладываются негорющими, обеспечивающими чистоту прохода сантехническими перегородками. Канализация галзы вбрызгивать ГОСТ 11238-75.			
5.	Верхнее армирование арматуры у края плиты завязать вязка на 150 мм.			
6.	Навески основной рабочей арматуры расположены в шахматном порядке, радиус 400 мм.			
7.	Продолговидно работ по бетонированию плиты вести в соответствии с требованиями СНиЛ 3.03.01-87 "Несущие и ограждающие конструкции".			

Знак	Код	Наименование	Содержание	Дата	Исполнитель
1	10884-94	Плита монолитная П-1	Сборные единицы	155	1,07
2	10884-94	Плита монолитная П-2	Сборные единицы	90	3,46
3	10884-94	Плита монолитная П-3	Сборные единицы	46	3,11
4	10884-94	Плита монолитная П-4	Сборные единицы	76	10,39
5	10884-94	Плита монолитная П-5	Сборные единицы	76	6,22
6	10884-94	Плита монолитная П-6	Сборные единицы	2	5,77

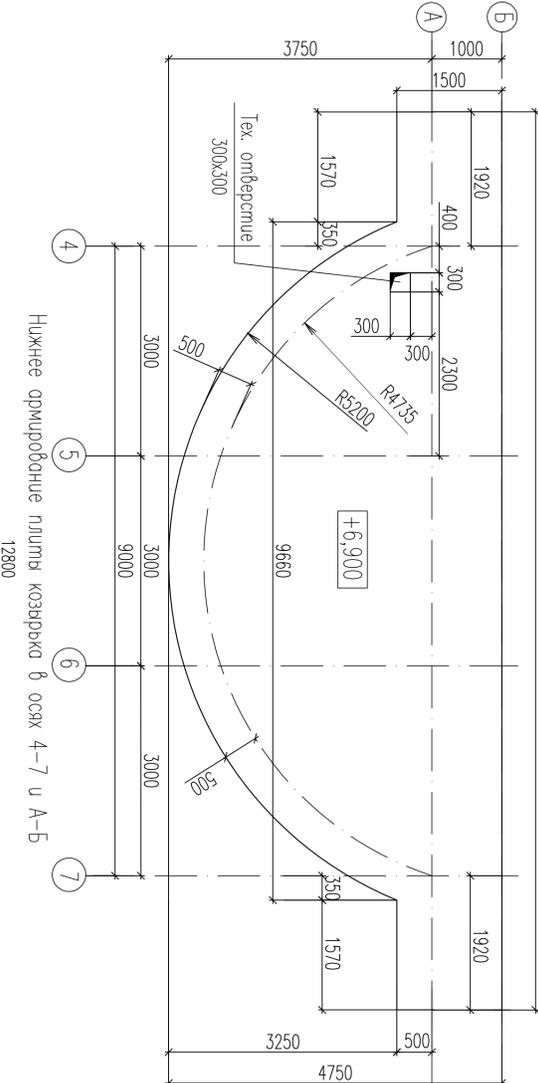


Одноблочный чертёж монолитной плиты козырька в осях 4-7 и А-Б

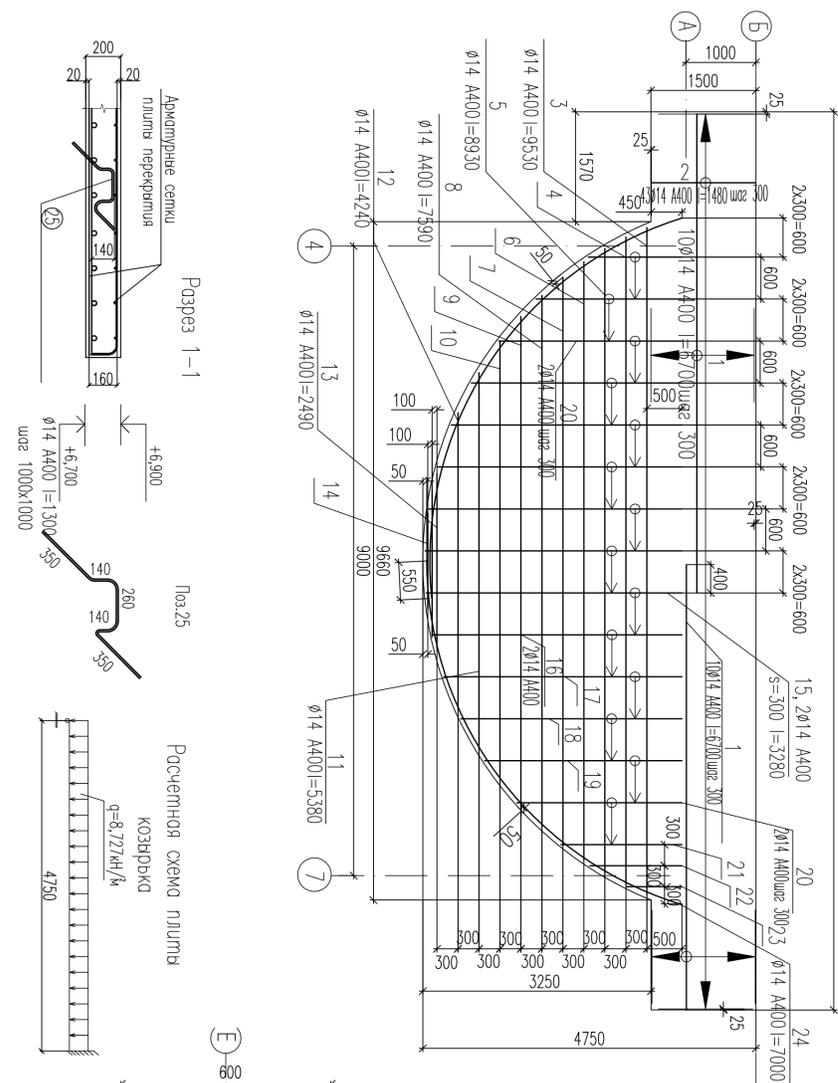
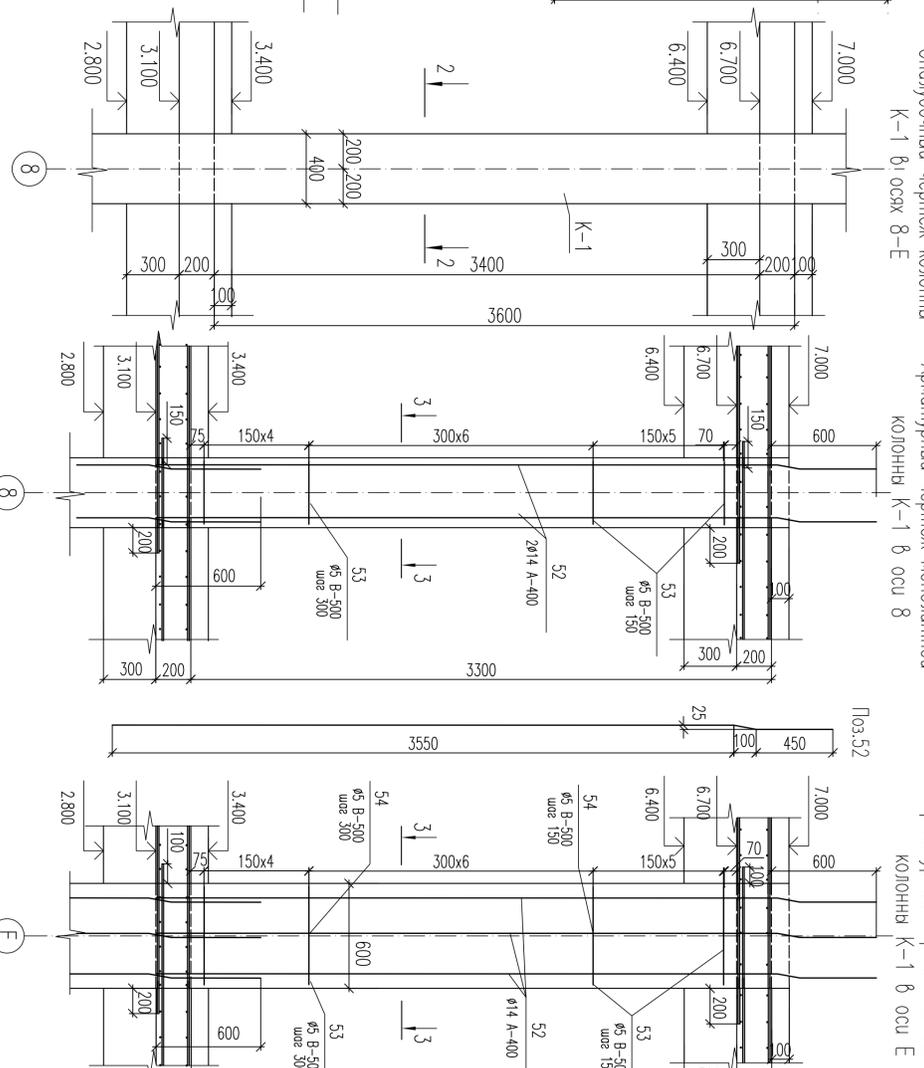


Одноблочный чертёж колонны К-1 в осях 8-Е

Арматурный чертёж монолитной колонны К-1 в осю Е



Нижнее армирование плиты козырька в осях 4-7 и А-Б



Разрез 1-1

Разрез 2-2

Росчётная схема плиты козырька

Разрез 2-2

Разрез 3-3

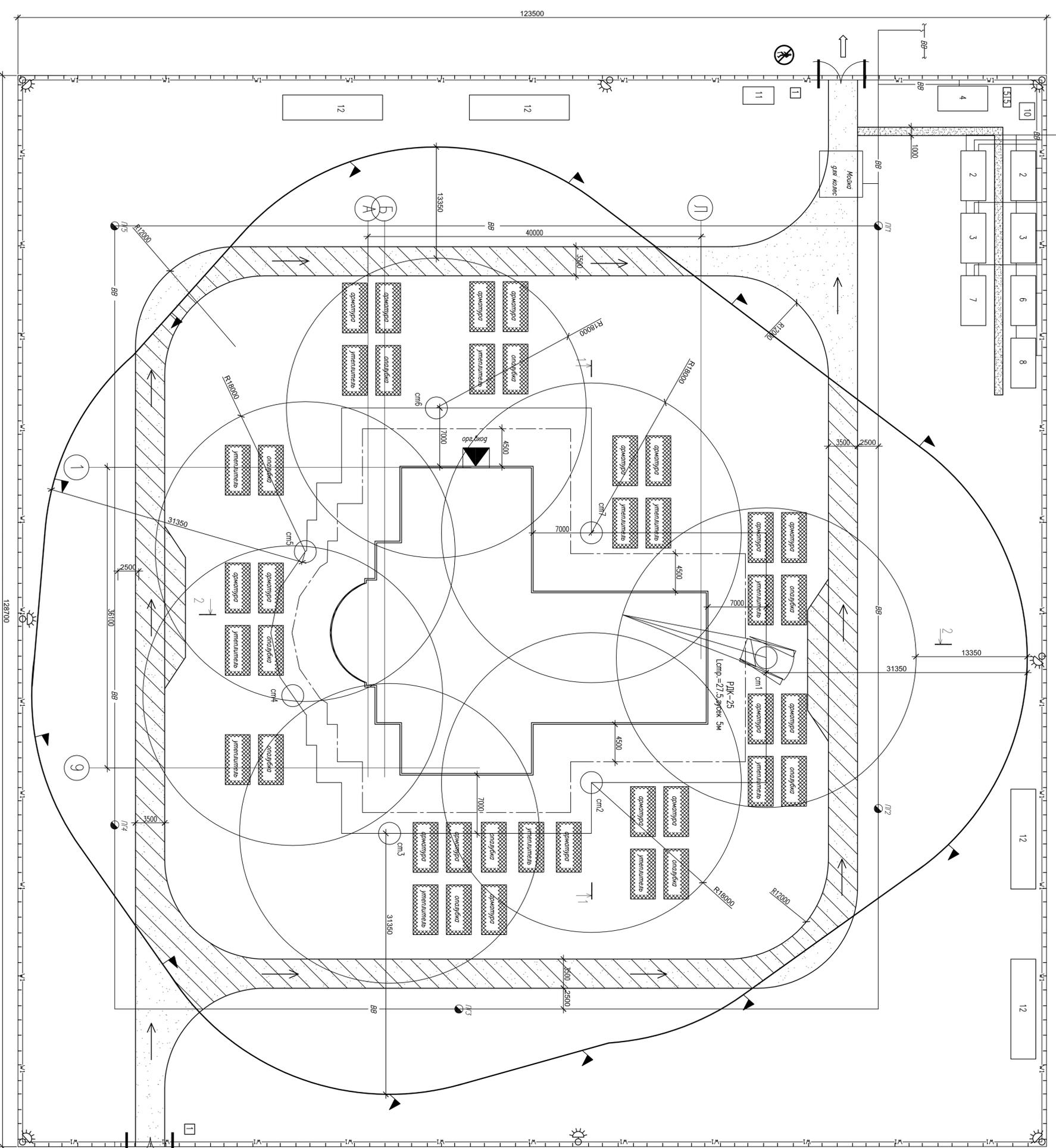
Технико-экономические показатели.

Марка элемента	Масса элемента	Класс бетона	Объем, м³	Масса арматуры, кг	Расход стали, кг
Плита П-1	157,5	B25	63,0	4341,42	68,91
Болка Б-1	1,875	B25	0,75	82,83	110,44
Плита П-2	21,0	B25	8,44	578,84	68,58
Колонна К-1	2,16	B30	0,864	35,34	41,48

Технические условия:

- В обозначении арматуры указан ее латиницей (в круглых), диаметр стержней, класс арматуры.
- Сварные каркасы изготавливать при помощи контактной точечной сварки в соответствии с требованиями ГОСТ 14096-85 и ГОСТ 10922-75.
- Проводить работы по бетонированию плиты, колонны вести в соответствии с требованиями СНиП 3.03.01-87 "Нерудные и ограждающие конструкции".
- Сварку проводить в соответствии со спецификацией.
- Класс арматуры А400 соответствует классу А-III по ГОСТ 5781-82, B500 соответ. Вр-1.

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол-во в ед.	Масса, кг
25	ГОСТ 5781-82*	Плита козырька монолитная П-2	40	1,57
		Оборудованные стержни	40	62,82
		ЛПГО	11	578,94
		Материал		8,44 м³
		Бетон класс B25		
		Нижнее армирование		
1	ГОСТ 10884-94	Ø14 А400 l=12700	6	15,35
2	ГОСТ 10884-94	Ø14 А400 l=1480	44	1,78
3	ГОСТ 10884-94	Ø14 А400 l=9530	1	11,51
4	ГОСТ 10884-94	Ø14 А400 l=9250	1	11,17
5	ГОСТ 10884-94	Ø14 А400 l=8930	1	10,78
6	ГОСТ 10884-94	Ø14 А400 l=8550	1	10,33
7	ГОСТ 10884-94	Ø14 А400 l=8100	1	9,78
8	ГОСТ 10884-94	Ø14 А400 l=7590	1	9,17
9	ГОСТ 10884-94	Ø14 А400 l=6980	1	8,43
10	ГОСТ 10884-94	Ø14 А400 l=6260	1	7,56
11	ГОСТ 10884-94	Ø14 А400 l=5380	1	6,49
12	ГОСТ 10884-94	Ø14 А400 l=4240	1	5,12
13	ГОСТ 10884-94	Ø14 А400 l=2490	1	3,01
14	ГОСТ 10884-94	Ø14 А400 l=2080	2	2,51
15	ГОСТ 10884-94	Ø14 А400 l=3650	4	4,41
16	ГОСТ 10884-94	Ø14 А400 l=3560	4	4,3
17	ГОСТ 10884-94	Ø14 А400 l=3400	4	4,1
18	ГОСТ 10884-94	Ø14 А400 l=3150	4	3,81
19	ГОСТ 10884-94	Ø14 А400 l=2820	4	3,41
20	ГОСТ 10884-94	Ø14 А400 l=2350	4	2,84
21	ГОСТ 10884-94	Ø14 А400 l=1730	4	2,09
22	ГОСТ 10884-94	Ø14 А400 l=1310	4	1,59
23	ГОСТ 10884-94	Ø14 А400 l=790	1	0,96
24	ГОСТ 10884-94	Ø14 А400 l=7000	2	8,46
		Верхнее армирование		
26	ГОСТ 6727-80*	Ø5 В500 l=12700	6	1,83
27	ГОСТ 6727-80*	Ø5 В500 l=1480	44	0,21
28	ГОСТ 6727-80*	Ø5 В500 l=9530	1	1,37
29	ГОСТ 6727-80*	Ø5 В500 l=9250	1	1,33
30	ГОСТ 6727-80*	Ø5 В500 l=8930	1	1,29
31	ГОСТ 6727-80*	Ø5 В500 l=8550	1	1,23
32	ГОСТ 6727-80*	Ø5 В500 l=8100	1	1,16
33	ГОСТ 6727-80*	Ø5 В500 l=7590	1	1,09
34	ГОСТ 6727-80*	Ø5 В500 l=6980	1	1,01
35	ГОСТ 6727-80*	Ø5 В500 l=6260	1	0,91
		Колонна К-1		
52	ГОСТ 3760-98	Ø14 А400 l=4100	6	4,96
		Сварные стержни		
53	ГОСТ 6727-80*	Ø11 В500 l=2000	11	0,43
54	ГОСТ 6727-80*	Ø11 В500 l=5500	11	0,08
		Материал		
		Бетон В30		0,864 м³
		Верхнее армирование		
		Изделия армированные		
		Арматура класса А-400		
		Ø12 Ø14 Ø22		
		Ø5 Ø6 Ø8		
		Литера		
		Болка		
		Плита		
		Колонна		



Условные обозначения

	Спроектируемые объекты
	Границы рабочей зоны фронта
	Границы опасной зоны фронта, знак Ш 06
	Опасн. Временно подвешенный арматура
	Временное ограждение по ГОСТ 23407-78

	Осп.1	Степenna крыша
		Временная дорога с направлением движения
		Пожарный водоем
		Зона ограничения скорости движения
		Зона ограничения скорости движения

	Парковка объектов
	Сеть временного водоснабжения
	Сеть временного электроснабжения
	Опасная зона вокруг здания

	Временные здания и сооружения
	Площадка открытого складирования

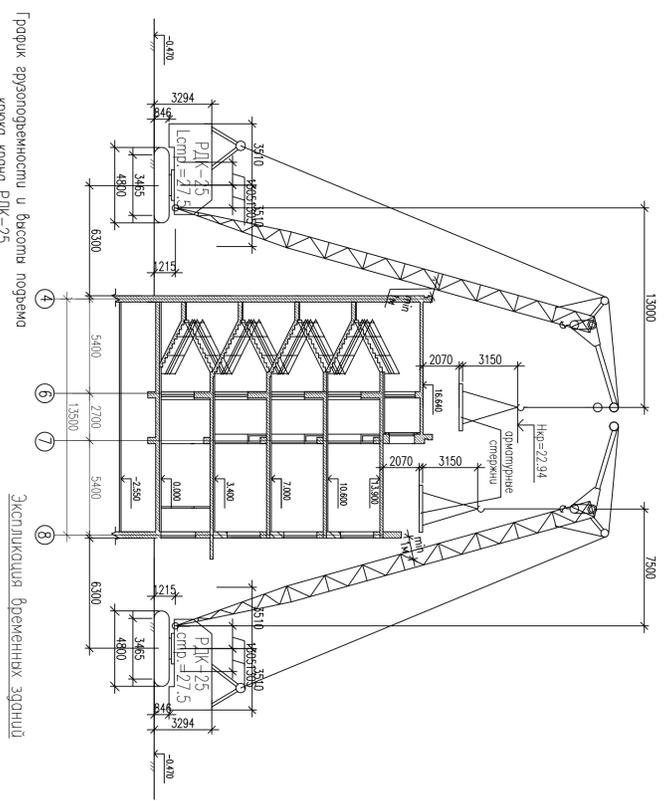
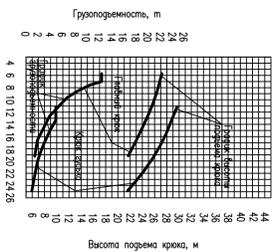


График грузоподъемности и высоты подъема крюка крана ПК-25

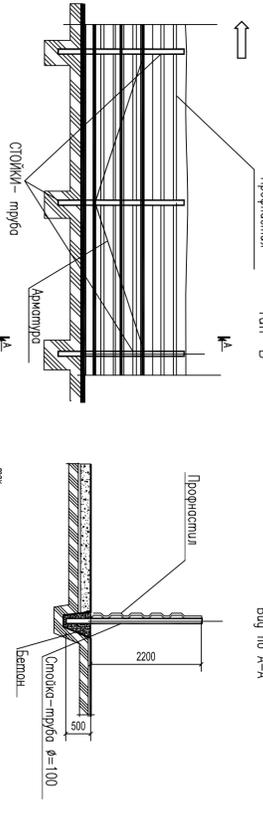


N	п/п	Наименование	Кол.	Размер
1		Комплектация-проектной групп	2	1,5х1,5
2		Газовый баллон	2	6х3
3		Душевая	2	6х3
4		Композитная дорожка	1	6х3
5		Битумная мастика	2	1,5х1,5
6		Утеплитель	1	6х3
7		Оштукатуривание	1	6х3
8		Помещение для хранения пиломатериала	1	6х3
9		Зачистный скотч	4	12х3
10		Камуфляж для строительных материалов	1	1,5х1,5
11		Камуфляж для строительных материалов	1	2х3

ТЭП по спроектированному

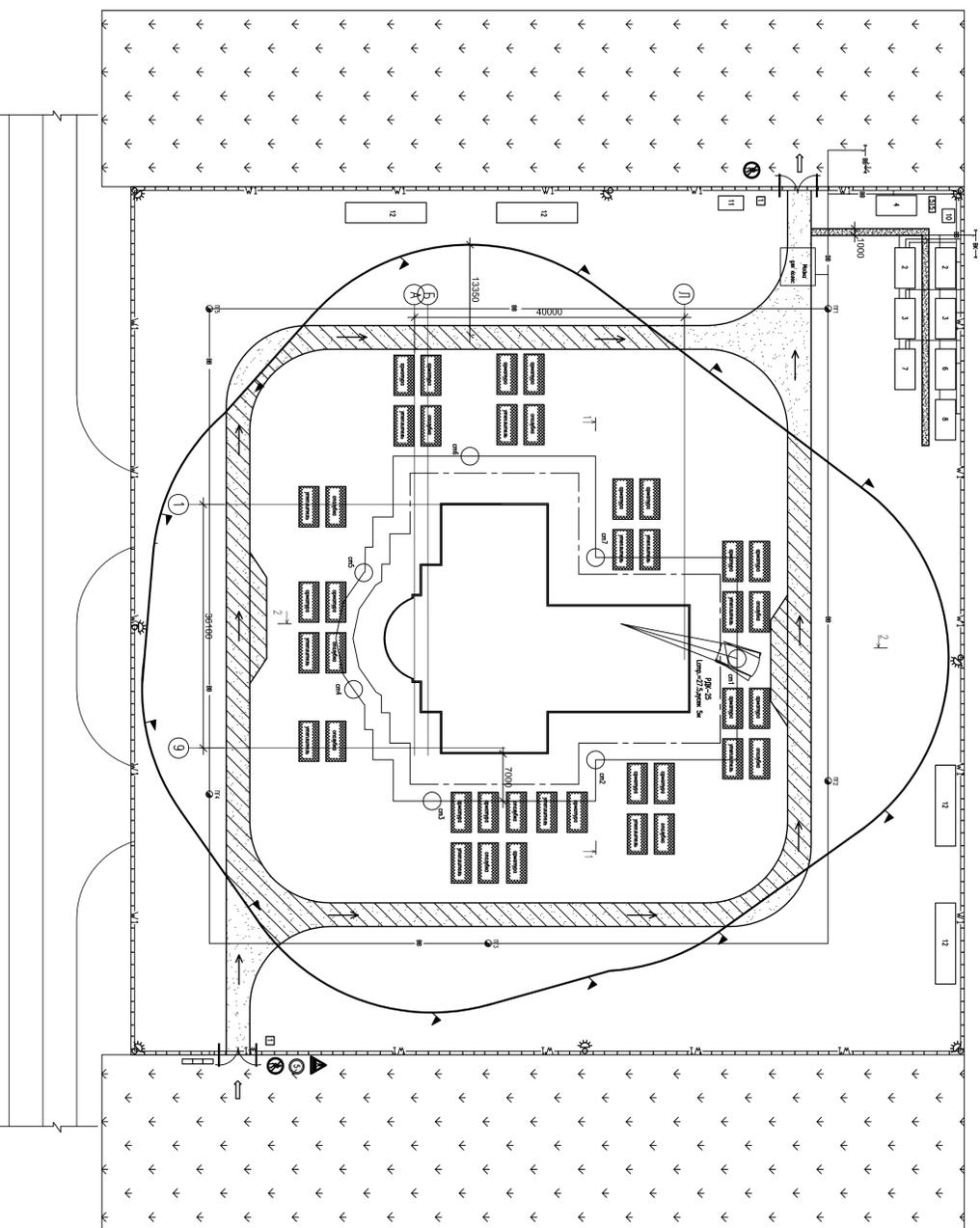
Обозн.	Наименование характеристики	Ед. изм.	Тех.-ли.
S	Площадь спроектированной площадки	кв.м.	15984
S зг	Площадь спроектируемой застройки	кв.м.	1025
S фр	Площадь временных зон	кв.м.	144
S скл	Площадь складов	кв.м.	720
L дор	Длина автомобильной дороги	м	365
L эл	Длина электросети	м	472
L вв	Длина водопровода	м	251
L осп	Длина ограждения	м	504
Kз	Коэффициент застройки		0,25
	Коэффициент использования территории		0,32

ОТРАЖЕНИЕ СТОЙКОПОДЪЕДИ Тип "B"



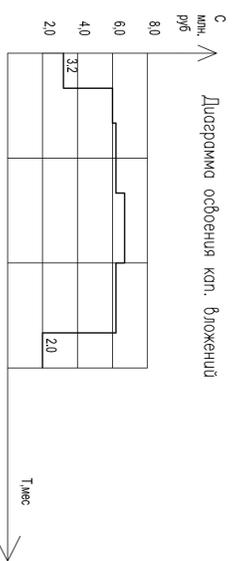
$$R_{op} = R_{p06} + L + V/2 + r = 18 + 6 + 0.25 + 7.1 = 31.35$$

Эк. код	Наименование	Ед. изм.	Кол.	Размер
1	Комплектация-проектной групп	2	1,5х1,5	
2	Газовый баллон	2	6х3	
3	Душевая	2	6х3	
4	Композитная дорожка	1	6х3	
5	Битумная мастика	2	1,5х1,5	
6	Утеплитель	1	6х3	
7	Оштукатуривание	1	6х3	
8	Помещение для хранения пиломатериала	1	6х3	
9	Зачистный скотч	4	12х3	
10	Камуфляж для строительных материалов	1	1,5х1,5	
11	Камуфляж для строительных материалов	1	2х3	



Свободный колончатый план

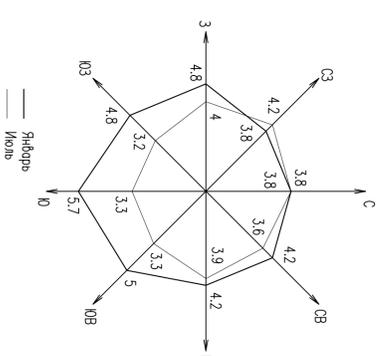
Наименование глав и работ	Т ₁ мес	С ₁ млн.руб	2015г.														
			3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2			
Глава 1. Подготовительные работы	1	0,5	0,5														
Глава 2. Строительство адм. здания	7																
Глава 3. Наружные сети	1,5	2,5	1,7	0,8													
Глава 4. Транспортные мероприятия	2	2,0								1,0	1,0						
Глава 5. Временные здания и сооружения	0,5	0,2	0,2														
Глава 6. Благоустройство и озеленение	1	1,0									1,0						



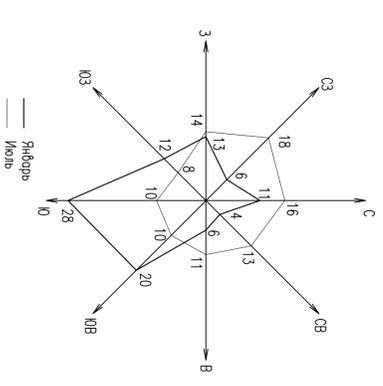
Условные обозначения

	Существующий объект
	Граница опасной зоны крана
	Граница опасной зоны крана, знак W 06
	Опасн. Возможно падение груза
	Временное ограждение по ГОСТ 23407-78
	Стеловый кран
	Временная дорожка с направлением движения обломочного материала
	Пожарный гидрант
	Зона ограничения скорости движения автомобилей
	Паспорт объекта
	Сеть временного водоснабжения
	Сеть временного электроснабжения
	Опасная зона крана
	Временные здания и сооружения
	Проходная открытого складирования

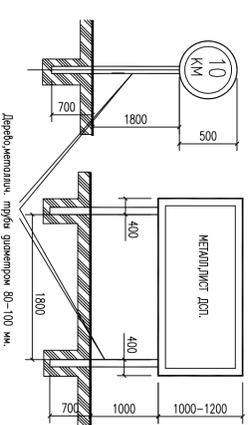
Средняя скорость ветра, м/с



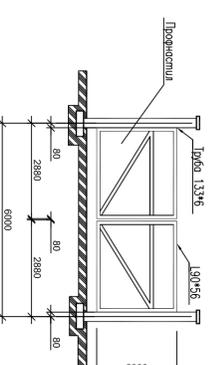
Подпорность ветра, %



Предоставление бортов для установки знаков ограничения скорости обломочного материала, паспорта объекта, знака движения обломочного материала по территории объекта.



ВАРИАНТ УСТРОЙСТВА ИНВЕНТАРНЫХ ВОРОТ.
(временное ограждение строительнощадки).



Техника безопасности

- До начала работ по возведению каркаса оградительного забора и ИТР с ПТР и мероприятиями по технике безопасности.
- Опасные зоны работы кранов обозначить сигнальными ограждениями с вывешиванием предупредительных надписей.
- Запрещается эксплуатировать грузозахватные приспособления, не оборудованные предохранительными замыкающими устройствами.

Основные указания

- Монтаж конструкций производится при помощи грузоподъемного крана РДК-25, L=пр.=27,5м, груз. 5т.
- Зашитное ограждение территории строительства должно иметь высоту 2 м.
- Рабочие места и проходы к ним, расположенные на высоте на расстоянии более 2 м от границы перелопа высот должны иметь сигнальные ограждения.
- Граница опасной зоны крана должна быть размечена знаками безопасности.
- На территории строительства должны быть размещены знаки безопасности по ГОСТ Р 12.4026-2001.
- При выезде с территории строительства должно производиться мойка колес.

№ п/п	Наименование	Сроки	Состав
1	Проектирование	08.03.01-31.03.01	Инженер
2	Сметная работа	08.03.01-31.03.01	Инженер
3	Сметная работа	08.03.01-31.03.01	Инженер
4	Сметная работа	08.03.01-31.03.01	Инженер
5	Сметная работа	08.03.01-31.03.01	Инженер
6	Сметная работа	08.03.01-31.03.01	Инженер
7	Сметная работа	08.03.01-31.03.01	Инженер
8	Сметная работа	08.03.01-31.03.01	Инженер
9	Сметная работа	08.03.01-31.03.01	Инженер
10	Сметная работа	08.03.01-31.03.01	Инженер
11	Сметная работа	08.03.01-31.03.01	Инженер
12	Сметная работа	08.03.01-31.03.01	Инженер
13	Сметная работа	08.03.01-31.03.01	Инженер
14	Сметная работа	08.03.01-31.03.01	Инженер
15	Сметная работа	08.03.01-31.03.01	Инженер
16	Сметная работа	08.03.01-31.03.01	Инженер
17	Сметная работа	08.03.01-31.03.01	Инженер
18	Сметная работа	08.03.01-31.03.01	Инженер
19	Сметная работа	08.03.01-31.03.01	Инженер
20	Сметная работа	08.03.01-31.03.01	Инженер
21	Сметная работа	08.03.01-31.03.01	Инженер
22	Сметная работа	08.03.01-31.03.01	Инженер
23	Сметная работа	08.03.01-31.03.01	Инженер
24	Сметная работа	08.03.01-31.03.01	Инженер
25	Сметная работа	08.03.01-31.03.01	Инженер
26	Сметная работа	08.03.01-31.03.01	Инженер
27	Сметная работа	08.03.01-31.03.01	Инженер
28	Сметная работа	08.03.01-31.03.01	Инженер
29	Сметная работа	08.03.01-31.03.01	Инженер
30	Сметная работа	08.03.01-31.03.01	Инженер

Уважаемый пользователь! Обращаем ваше внимание, что система «Антиплагиат» отвечает на вопрос, является ли тот или иной фрагмент текста заимствованным или нет. Ответ на вопрос, является ли заимствованный фрагмент именно плагиатом, а не законной цитатой, система оставляет на ваше усмотрение.

Отчет о проверке № 1

дата выгрузки: 23.06.2017 21:57:31
пользователь: obikunova@mail.ru / ID: 4643273
отчет предоставлен сервисом «Антиплагиат»
на сайте <http://www.antiplagiat.ru>

Информация о документе

№ документа: 60
Имя исходного файла: Максим Чудин.docx
Размер текста: 6644 кБ
Тип документа: Не указано
Символов в тексте: 72820
Слов в тексте: 8417
Число предложений: 433

Информация об отчете

Дата: Отчет от 23.06.2017 21:57:31 - Последний готовый отчет
Комментарии: не указано
Оценка оригинальности: 74,51%
Заимствования: 25,49%
Цитирование: 0%



Оригинальность: 74.51%
Заимствования: 25.49%
Цитирование: 0%

Источники

Доля в тексте	Источник	Ссылка	Дата	Найдено в
6.01%	[1] Пособие по проектированию МПЗ для заочников (КП-1)	http://tsuab.ru	17.12.2016	Модуль поиска Интернет
5.51%	[2] Пособие по проектированию МПЗ для заочников (КП-1) (2/4)	http://tsuab.ru	24.12.2014	Модуль поиска Интернет
4.89%	[3] Проектирование многоэтажного кирпичного административного здания (1/3)	http://diplomba.ru	17.05.2016	Модуль поиска Интернет