

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. Пензе

Автор ВКР Кислякова Анастасия Сергеевна

Обозначение 2069059-08.03-01-130973-17 Группа СТР-41

Руководитель ВКР Туркин И. С.

Консультанты по разделам:

архитектурно-строительный Туркин Ю. С.

расчетно-конструктивный Туркин И. С.

основания и фундаменты Тухов В. С.

технологии и организации строительства Александрова И. В.

экономики строительства Сарванков А. Н.

вопросы экологии и безопасность

жизнедеятельности Размилова Г. П.

НИР Туркин И. С.

Нормоконтроль Туркин И. С.

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 Кислякова Анастасия Сергеевна

Группа Стр-41

Тема ВКР 4-этажное административное здание в г. Пензе

Консультанты:

архитектурно-строительный раздел Турков Ю. И. Дир.

расчетно-конструктивный раздел Турков В. С.

основания и фундаменты Турков В. С.

технология и организация строительства Александров Н. В.

экономика строительства Сарсянов А. И.

вопросы экологии и безопасности жизнедеятельности Родальфенко Г. П.

НИР Турков В. С.

I. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ВКР

1. Место строительства г. Пенза

2. Назначение здания. Степень новизны разрабатываемой работы. Реальность ВКР
Административное здание каркасного типа с колоннами из трубобетона новой конструкции, с разбегими затворами. ВКР на реальной основе, проектной документации.

(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 оснований;
- 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

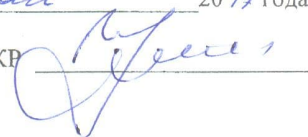
Сроки выполнения ВКР устанавливаются с 24.05 по 20.06.2017 г.

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. Архитектура.....	6
1.1. Общие положения.....	7
1.2. Генеральный план.....	8
1.3. Архитектурно-планировочное решение и функциональная схема.....	9
1.4. Конструктивные решения.....	10
1.5. Теплотехнический расчет ограждающих конструкций.....	11
1.5.1. Теплотехнический расчет покрытия кровли для г.Пенза.....	12
1.5.2. Теплотехнический расчет наружных стен для г.Пенза.....	12
2. Строительные конструкции.....	14
2.1. Расчетно-конструктивные решения.....	15
2.2. Общая характеристика несущей системы.....	15
2.3. Сбор нагрузок.....	16
2.4. Расчет монолитного плоского перекрытия.....	20
2.5. Расчет второстепенной балки.....	24
2.6. Расчет монолитного участка плиты в осях 4-7 и буквенной Б.....	27
3. Научно-исследовательская работа.....	31
3.1. О трубобетоне.....	32
3.2. Расчет монолитной железобетонной колонны по оси Е-8.....	33
3.3. Расчет трубобетонной колонны.....	38
3.4. Расчет консоли.....	39
3.5. Расчет сварного шва консоли.....	42
3.6. Расчет базы трубобетонной колонны.....	43
3.7. Сравнительный анализ.....	45
4. Основания и фундаменты.....	48
4.1. Общие сведения.....	49
4.2. Привязка проектируемого здания к существующему рельефу строительной площадки.....	49
4.3. Оценка инженерно-геологических условий строительной площадки.....	51
4.3.1. Определение характеристик грунтов.....	51
4.4. Сбор нагрузок на фундаменты.....	52
4.5. Варианты возможных фундаментов.....	54
4.6. Расчет фундаментов мелкозаложенного.....	54
4.6.1. ФМЗ-1.....	54
4.6.2. Определение расчетной высоты фундамента.....	54
4.6.3. Определение глубины заложения фундамента.....	55
4.6.4. Определение размеров под ошвы фундамента.....	55
4.6.5. Вычисление вероятной осадки фундамента (ФМЗ-1).....	56
4.7. ФМЗ-2.....	58
4.8. ФМЗ-3. Фундаменты под стены здания.....	60
4.9. Расчет тела фундамента в сечении I-I.....	60
4.9.1. Конструирование фундамента.....	60
4.9.2. Расчет прочности нижней ступени на продавливание.....	61
4.9.3. Расчет прочности фундамента по поперечной силе.....	61

4.9.4. Определение площади сечения арматуры плитной части фундамента	63
4.10. Проектирование свайных фундаментов	65
4.11. Определение несущей способности призматической сваи	66
4.12. Проектирование призматических свай под стены здания	66
4.13. Проектирование призматических свай под колонны здания	67
4.14. Расчет осадки свайного фундамента	68
4.15. Расчет тела ростверка свайного фундамента	70
4.15.1. Расчет прочности ростверка на продавливание угловой сваей	70
4.15.2. Расчет прочности по поперечной силе	71
4.15.3. Расчет прочности ростверка на изгиб	71
4.16. Техничко-экономическое сравнение вариантов фундаментов	73
5. Технология и организация строительного производства	74
5.1. Паспорт объекта	75
5.2. Календарное планирование	75
5.3. Ведомость требуемых ресурсов	75
5.4. Построение графиков использования ресурсов на календарном плане	75
5.5. Расчет технико-экономических показателей календарного плана	76
5.6. Объектный стройгенплан	84
5.7. Выбор монтажного механизма	84
5.7.1. Размещение монтажного механизма	87
5.7.2. Расчет опасных зон действия крана	87
5.8. Проектирование внутренних дорог	88
5.9. Расчет площадей складов	88
5.10. Расчет площадей административно-бытовых помещений	90
5.11. Расчет потребности строительства в электроэнергии	93
5.11.1. Выбор типа трансформаторной подстанции	93
5.11.2. Расчет количества прожекторов	93
5.12. Расчет потребности строительства в воде	93
5.13. Расчет потребности строительства в тепле	95
5.14. Расчет технико-экономических показателей стройгенплана	96
6. Экономика	97
6.1. Общие сведения	98
6.2. Исходные данные для выполнения экономического раздела	98
6.3. Техничко-экономические показатели проекта	99
7. Экология и БЖД	110
7.1. Общие сведения	111
7.2. Рекультивация земель	111
7.2.1. Технический этап рекультивации	111
7.2.2. Биологический этап рекультивации	111
7.3. Складирование и хранение отходов	112
7.4. Безопасность жизнедеятельности	113
7.4.1. Противопожарные требования	113
7.5. Эвакуация	115
7.6. Определение расчетного времени эвакуации	117
Заключение	121
Список используемых источников	122

Введение.

В связи с увеличением площади города за счет прилегающей территории, строительством новых микрорайонов, возникает потребность в увеличении числа объектов, предоставляющих услуги населению, а, следовательно, необходимость в увеличении количества сотрудников, улучшении качества их работы и уровня обслуживания людей.

На сегодняшний день население испытывает необходимость в качественном и быстром оформлении того или иного рода документации. Многофункциональный центр предоставляет данные комплекс услуг. Поэтому строительство нового центра, особенно в активно заселяющемся районе с малоразвитой инфраструктурой весьма актуально и целесообразно.

Проектируемое здание четырехэтажное административное здание МФЦ в г. Пензе – задается монолитным.

Сегодня монолитное строительство – одна из передовых технологий возведения зданий. Строительство конструкций из монолита происходит при заполнении бетоносодержащей смесью опалубки различной формы, с предварительно установленным арматурным каркасом, непосредственно на строительной площадке. Возводится абсолютно жесткий каркас с различными вариантами ограждающих конструкций стен и покрытия.

Монолитное строительство в нашей стране заняло свое место на вершине не так давно и пришло с Запада.

Процесс монолитного строительства состоит из нескольких основных технологических этапов: устройства арматурного каркаса, устройства опалубки, приготовления и доставки бетона, и собственно укладки бетона.

Различная геометрия и конфигурация возводимых элементов, отсутствие швов, высокая морозоустойчивость и скорость возведение – это и многое другое является достоинствами монолитного строительства. Строительство монолитных малоэтажных зданий позволяет сократить стоимость и сроки возведения объекта. Технология литья бетона в несъемную опалубку позволяет уменьшать толщину стен, сохраняя нужные теплоизоляционные качества. Монолитное здание значительно легче кирпичного, а более легкое здание требует и более легкого фундамента, что способствует экономии. Стены и потолки в таком здании требуют минимальной отделки, в силу того, что поверхности ровные. Практически полное отсутствие стыков и швов обеспечивает звуко-и пыленепроницаемость помещений, повышая за счет этого и срок службы конструкций. Нагрузка распределяется равномерно и из-за этого снижаются риски обрушения, возникновения трещин и ослабленных мест.

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

Раздел 1 Архитектура.

1.1. Общие положения

В проекте разрабатывается четырехэтажное административное здание. Данное здание проектируется как Многофункциональный центр предоставления государственных и муниципальных услуг населению микрорайона Заря, г.Пенза.

Площадка строительства имеет ровный рельеф и занимает площадь 0,69 га.

На плане здание представляет сложную «Г-образную» конфигурацию с размерами 36,1x40,0м. Несущие колонны выполнены из трубобетона, диск перекрытия – монолитный, наружные стены сложены из бетонных блоков.

Здание четырехэтажное с подвалом, высота этажа – 3,6м, подвала – 2,55м. Общая высота здания 17,7м.

Строительный объем здания - 21,576 тыс. м³

Площадь застройки - 3140,6 м²

Полезная площадь здания - 4043,4 м²

Общая площадь - 5880,8 м²

Проект разработан для строительства во II климатическом районе. Согласно табл. 3.1* [1] для г.Пензы температура воздуха наиболее холодной пятидневки обеспеченностью 0,92 равна -27° С

Пенза находится во II ветровом районе и в III снеговом [3], следовательно:

1. скоростной напор ветра 0,3 кПа;

2. снеговая нагрузка 1,8 кПа.

Нормативная глубина промерзания грунтов – 1,6м;

За относительную отметку 0,000 принят уровень чистого пола 1-го этажа.

Здание имеет II класс ответственности и II степень огнестойкости.

Температура наружного воздуха, °С:

- абсолютная минимальная -43°

- наиболее холодных суток обеспеченностью 0,98: -34°, 0,92: -31°

- наиболее холодной пятидневки обеспеченностью 0,98: -29°, 0,92: -27°

≤8 °С		≤10°С	
Продолжительность, сут	Средняя температура, °С	Продолжительность, сут	Средняя температура, °С
207	-4,5	222	-3,6

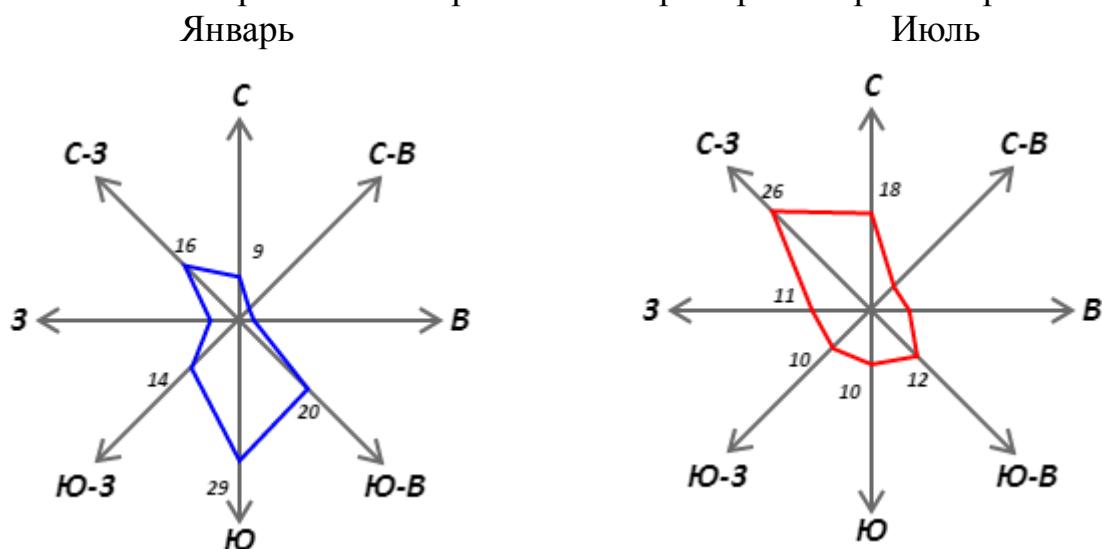
- продолжительность периода со среднесуточной температурой <0°С, сут 149.

Среднемесячная относительная влажность воздуха:

наиболее холодного месяца- 84%;

наиболее жаркого месяца- 67%.

По повторяемости направлений ветра строится роза ветров.



Инженерное обеспечение:

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

Грунтовые условия строительной площадки представлены следующими напластованиями:

- суглинок, мощностью около 6м
- глина, мощностью около 5м
- супесь, мощностью порядка 20м

Исходными материалами данного дипломного проекта являются задание на проектирование, данные о ситуации на местности, данные о геологии и гидрологии грунтов площадки под возведение объекта.

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

1.2. Генеральный план

Инфраструктура микрорайона и города в целом имеет хорошую транспортную связь с участком строительства за счет его удобного расположения вблизи дороги.

Пожарная техника имеет беспрепятственный проезд вокруг здания благодаря асфальтированным участкам с шириной полотна 3,5м. Эти участки используются транспортом, мусоровозами, при заборе мусора из контейнеров, расположенных на территории здания, а также сотрудниками и посетителями для доступа к стоянке автомобилей.

В плане запроектированы несколько автомобильных стоянок, которые располагаются с обеих сторон от возводимого объекта: слева - для персонала, справа – для посетителей, и перед въездом расположена гостевая стоянка. Одно машино-место парковки представляет собой площадку размером 6х3 м.

Зеленые насаждения участка центра составляет не менее 50 % его территории. Что является благоприятным компонентом формирования

оздоровительных условий на участке, способствует ослаблению негативного влияния городской окружающей среды.

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

Ширина основных транспортных коммуникаций – 3,5 м, радиусы дорог – 6м, ширина тротуаров – 1,5м.

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 и функциональная схема.

Здание имеет «Т»-образную форму в плане. Основные габариты здания в осях 36,1х40м. Количество этажей – 4, высота этажа 3.6м.

Общая высота здания от уровня чистого пола первого этажа – 16м. Высота подвала – 2,5 м. Технический этаж предназначен для размещения вентиляционных камер, для проводок инженерных сетей. Вход в подвал осуществляется через первый этаж по специальной лестничной клетке. В здании запроектировано три входа, один из них со двора, и один пандус со стороны фасада. При входах оборудованы тамбуры.

Помещения первого этажа.

На первом этаже расположены камеры хранения ручной клади, комната отдыха рабочего персонала и охраны, комната видеонаблюдения охраны, гардероб, вестибюль, кабинет администратора, кладовая инвентаря, общественные санузлы, помещение терминалов оплаты, буфет, помещение для оформления фотографий, женская и мужская раздевалки для персонала, медпункт, архив, серверная, комната отдыха сотрудников, помещение для приготовления и приема пищи сотрудников.

На втором этаже расположены кабинеты приема граждан, залы ожидания, санузлы для персонала, кабинеты администрации. Последующие этажи являются аналогичными второму.

Для обеспечения вертикальной взаимосвязи между этажами применяются один лифт и три лестничные клетки, одна из них предусмотрена для спуска на технический этаж. Размеры лестничной клетки в осях 6х3м.

Эвакуация со 2 и последующих этажей осуществляется через лестничные клетки, расположенные на достаточном расстоянии друг от друга. Также запроектированы выходы на крышу через лестничные клетки при чрезвычайных происшествиях. Здание оборудовано эвакуационной лестницей, расположенной со стороны фасада А-Л.

Крыша запроектирована плоская. Выходы на кровлю предусмотрены с

обеих лестничных клеток. По периметру крыши здания предусмотрен парапет.

1.4. Конструктивные решения.

Конструктивные решения:

Фундамент принят монолитным мелкозаложенным: с ростверками под колонны и ленточный – под стены фундамента;

Наружные стены подвала, заглубленные ниже отметки -0,100 возводятся из монолитного ж/б класса В22,5 толщиной 400мм;

Колонны –трубобетонные с применением стали 09Г2С и бетона класса В25;

Стены наружные, выше отметки -0,100 выполнены из блоков из ячеистого бетона марки Д 500, толщиной 400 мм;

Перегородки – блоки из ячеистого бетона марки Д 500, толщиной 100мм. на растворе М100;

Перегородки в помещениях с повышенной влажностью укладываются из полнотелого керамического кирпича;

Перекрытия выполняются из монолитного ж/б с применением бетона класса В22,5 по ГОСТ 25192 толщиной 200мм.;

Устанавливаются пластиковые окна с поворотно-откидными переплетами и деревянные наружные и внутренние двери- деревянные, филенчатые из хвойных пород.

Утеплителем в виде минеральной ваты отделаны наружные стены, цоколь, а также выступающие элементы входных узлов. Наружные стены также отделаны декоративным составом.

Конструкции применяемых полов различаются в зависимости от назначения помещения. Применяется керамическая плитка в помещениях с повышенной влажностью, линолеум – в кабинетах приема граждан и кабинетах администрации, а также крупнощитовой паркет в холле и коридорах.

Внутренние поверхности стен и перегородок оштукатурены и покрашены красками на вододисперсионной основе. Потолки во влажных помещениях выполнены в виде подвесных из влагостойкого гипсокартона, в офисных помещениях – подвесной потолок типа «Армстронг».

Отвод воды с крыши будет осуществляться через внутренний организованный водоотвод.

Вокруг водоприемных воронок внутреннего водостока основной водоизоляционный ковер усилен 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. Для предотвращения попадания в них атмосферных осадков запроектирован козырек из оцинкованной стали.

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

Окна запроектированы одно- и двухстворчатые. С наружной стороны

оконного блока выполнен слив из оцинкованной стали.

Подоконник устанавливается в зазор между оконным блоком и стеной. Образовавшееся пространство заполняется монтажной пеной.

Двери запроектированы глухие филенчатые, одно- и двухпольные. А также двери двухпольные с остеклением.

Поверхности дверных блоков, примыкающих к стенам, должны антисептироваться и защищаться гидроизоляционным рулонным материалом.

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.

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

$$R_0^{mp} = \frac{n \cdot (t_{\text{в}} - t_{\text{н}})}{\Delta t^H \cdot \alpha_{\text{в}}} = \frac{1 \cdot (18 - (-29))}{4 \cdot 8.7} = 1,408 \text{ м}^2 \text{ } ^\circ\text{C}/\text{Вт},$$

где:

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

$t_{\text{в}}$ – 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 [1] $t_{\text{в}} = 18^\circ\text{C}$.

$t_{\text{н}}$ – расчетная зимняя температура наружного воздуха, $^\circ\text{C}$, равная средней температуре наиболее холодной пятидневки, обеспеченностью 0.92. По табл.3.1 [1] $t_{\text{н}} = -27^\circ\text{C}$.

Δt^H – нормативный температурный перепад между температурой внутреннего воздуха и температурой внутренней поверхности ограждающей конструкции. По табл.2 [2] $\Delta t^H = 4.0 \text{ } ^\circ\text{C}$ (для покрытий) или 4.5 для наружных стен.

$\alpha_{\text{в}}$ – коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности ограждающих конструкций. По табл. 3.3 $\alpha_{\text{в}} = 8.7 \text{ Вт}/\text{м}^2 \text{ } ^\circ\text{C}$.

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

$$\text{ГСОП} = ((t_{\text{в}} - t_{\text{ом.неп}}) \cdot z_{\text{ом.неп}}) = (18 - (-5.7)) \cdot 207 = 4960,8 \text{ } ^\circ\text{C} \cdot \text{сут}$$

$t_{\text{в}}$ – расчетная температура внутреннего воздуха. По табл. 3.1 [2] со средней суточной температурой воздуха ниже или равной 8°C . = -4,5

$z_{отпер}$ – продолжительность периода со средней суточной температурой воздуха ниже или равной 8°C $z_{от.пер} = 207$ сут.

1.5.1. Теплотехнический расчет покрытия кровли для г.Пенза.

По табл. 1б $R_0^{mp} = 4,75 \text{ м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}/\text{Вт}$.

Итак, принимаем $R_0^{mp} = 4,75 \text{ м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}/\text{Вт}$ из условия энергосбережения.

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

Таблица 1.1.

№ п/п	Наименования слоя	Толщина слоя, м	λ , Вт/м $^{\circ}\text{C}$
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 мин.вата	δ_y	$\lambda_y = 0.048$
5	Цементно-песчаная стяжка	$\delta_{цп} = 0.06\text{м}$	$\lambda_{цп} = 0.93$
6	Рулонный ковер в 3 слоя	$\delta_{к} = 0.15\text{м}$	$\lambda_{к} = 0.018$
7	Защитный слой из гравия	$\delta_{зр} = 0.01\text{м}$	$\lambda_{зр} = 0.23$

Толщина теплоизоляционного слоя определяется исходя из формул по [2]:

$$\delta_y = (R_0^{mp} / r - \delta_n / \lambda_n - \delta_{нар} / \lambda_{нар} - \delta_{кер} / \lambda_{кер} - \delta_{цп} / \lambda_{цп} - \delta_{к} / \lambda_{к} - \delta_{зр} / \lambda_{зр} - 1 / \alpha_{в} - 1 / \alpha_{н}) \cdot \lambda_y$$

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

$$\alpha_{в} = 8.7 \text{ Вт}/\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}$$

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

$$\delta_y = (4.75/0.95 - 0.2/2.04 - 0.01/0.2 - 0.15/0.23 - 0.06/0.93 - 0.15/0.18 - 0.01/0.23 - 1/8.7 - 1/23) \cdot 0.048 = 0.184\text{м}$$

Конструктивно толщину необходимой теплоизоляции принимаем равной 200мм

1.5.2. Теплотехнический расчет наружных стен для г.Пенза.

Требуемое сопротивление теплопередаче стеновых ограждающих конструкций, отвечающее санитарно-гигиеническим и комфортным условиям, определяют по [2]:

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

Таблица 1.2.

№ п/п	Наименования слоя	Толщина слоя, м	λ , Вт/м·°С
1	Отделочный декоративный слой	$\delta_o = 0.004\text{м}$	$\lambda_o = 0.93$
2	Утеплитель минераловатный	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 водэмульсионная	$\delta_k = 0.01\text{м}$	$\lambda_k = 0.93$

Толщина теплоизоляционного слоя определяется по глади стены без учета влияния откосов проемов и других теплопроводных включений. Толщина теплоизоляционного слоя определяется исходя из формул по [2]:

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

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

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

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

$$\delta_y = (3,18 / 0,95 - 0,004 / 0,93 - 0,4 / 0,43 -$$

$$- 0,02 / 0,87 - 0,01 / 0,93 - 1 / 8,7 - 1 / 23) \cdot 0.048 = 0.146\text{м}$$

Конструктивно толщину необходимой теплоизоляции принимаем равной 150мм.

Раздел 2

Строительные конструкции.

2.1.РАСЧЕТНО-КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ

В данном разделе приведены результаты проектирования элементов и узлов несущих конструкций монолитного железобетонного каркаса с трубобетонными колоннами административного здания МФЦ.

Параметры конструкционных материалов, используемые для конструирования и возведения объекта:

Бетон БСГ В25 П3 F50 W4 (М350) – при строительстве бетонной части трубобетонных конструкций колонн.

Сталь 09Г2С – при строительстве оболочки трубобетонных колонн.

Бетон БСГ В25 П4 F50 W4 (М350) – при строительстве несущих железобетонных конструкций плит перекрытия, вспомогательных балок.

Арматурная сталь А-400, А-240 (А-III, А-I) – армирование железобетонных конструкций.

2.2 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.

Предварительно колонны запроектированы сечением 400х400мм, 400х600мм из тяжелого бетона В25. В качестве сравнения проектируются трубобетонные колонны с применением аналогичного бетона и стали 09Г2С. 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 монолитные стены подвала.

В качестве расчетной схемы железобетонного каркаса принята пространственная рама с жесткими узлами – шесть степеней свободы в узле. В этом случае будет в полной мере учтена совместная работа элементов каркаса.

2.3. Сбор нагрузок

Значения действующих нагрузок определим для четырёх загрузений:

- а) при действии расчётной постоянной нагрузки;
 - б) при действии расчётной полной снеговой (временной) нагрузки на покрытие – для расчета с учетом длительности действия нагрузки коэффициент длительности равен 0,5;
 - в) при действии расчётной 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. Пенза 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 [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 [3] – 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 2.1

Сбор нагрузок на покрытие

Вид нагрузки и расчет		Норматив-ная нагрузка кН/м ²	Коэффи-циент надежности 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 наплавленного 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	1,29	1/0,7	1,8
	в том числе:			
	- длительная			0,9
	- кратковременная			0,9
ВСЕГО		14,40		16,26

Таблица 2.2

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 $b=0,8\text{м}$)	4,0	1.1	4,4

Ветровая нагрузка.

Ветровая нагрузка на высоте z над поверхностью земли определяется по формуле (6) [3]:

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

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

k - коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте, принимаемый в соответствии с п.6.5 [3] для типа местности «В» по табл.6 [3] 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

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 $\psi_2 = 0,9$.

2.4. 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.

Таблица 2.4

Сбор нагрузок на перекрытие

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" - $\delta=2\text{мм}$ $\rho=18$ кН/м ³	$0,002 \cdot 18 = 0,036$	1,2	0,043
1.2	Мастика клеящая "бустилат" $\delta=1\text{мм}$ $\rho=9$ кН/м ³	$0,001 \cdot 9 = 0,009$	1,2	0,011
1.3	Стяжка из цементно-песчаного раствора М150 – $\delta=0,04\text{м}$, $\rho=18$ кН/м ³	$0,04 \cdot 18 = 0,72$	1,1	0,792
1.4	4. Слой теплоизоляционный – керамзитобетон – $\delta=55\text{мм}$ $\rho=12$ 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 $\delta = 200\text{мм}$, $\rho = 25$ 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 200 мм.

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

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

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

Подбор сечения продольной арматуры сеток.

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

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

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

Расчет по бетонной полосе между наклонными сечениями.

Производят из условия:

$$Q_{\max} = ql_0 / 2 = 9,71 \cdot 6,0 / 2 = 29,13 \text{ кН}$$

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

обеспечена.

Расчет по наклонному сечению.

Расчетное сопротивление поперечной арматуры срезу $R_{sw} = 300 \text{ МПа}$ (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 $c = 3h_0 = 3 \cdot 180 = 540 \text{ мм.}$

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

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 $A_b = b h = 0,2 \text{ м}^2$.

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

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

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

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

Момент инерции приведенного сечения

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

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

Момент трещинообразования: $M_{crc} = \gamma R_{bt,ser} W_{red} = 35,3 > M_{tot} = 20,25 \text{ кНм}$, 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 $\alpha_{s1}^r = E_s / E_{b1}^r = 27.6$

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 $I_{red}^r = I_b + \alpha_{s1}^r I_s = 2.6 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4$

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

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

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

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

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:

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

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

Принимаем длину нахлесточного соединения 400 мм.

2.5. Расчет второстепенной балки

Таблица 2.4

Сбор нагрузок на второстепенную балку с грузовой полосой 6000мм

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" - $\delta=2\text{мм}$ $\rho=18$ кН/м ³	$0,002 \cdot 18 = 0,036$	1,2	0,043
1.2	Мастика клеящая "бустилат" - $\delta=1\text{мм}$ $\rho=9$ кН/м ³	$0,001 \cdot 9 = 0,009$	1,2	0,011
1.3	Стяжка из цементно-песчаного раствора М150 - $\delta=0,04\text{м}$, $\rho=18$ кН/м ³	$0,04 \cdot 18 = 0,72$	1,1	0,792
1.4	4. Слой теплоизоляционный - керамзитобетон - $\delta=55\text{мм}$ $\rho=12$ 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 $\delta = 200\text{мм}$, $\rho = 25$ кН/м ³	$25 \cdot 0,2 \cdot 6,0 = 30,0$	1,1	33
4	Собственный вес балки 250x500мм, $\rho=25$ 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 защемленными концами.

$$l_0 = 6000 \text{ мм}$$

$$q = (g + v \cdot \psi_{d1}) \cdot \gamma_n = (56,03 + 2,6 \cdot 0,697) \cdot 1 = 57,84 \text{ кН/м}^2$$

Изгибающие моменты в пролете:

$$M = ql_0^2 / 24 = 57,84 \cdot 6,0^2 / 24 = 86,76 \text{ кНм}$$

Максимальная поперечная сила (на первой опоре слева) равна

$$Q = 0,6ql_0 = 0,5 \cdot 57,84 \cdot 6,0 = 173,52 \text{ кН.}$$

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

Вычислим

$$h_0 = h - a = 500 - 30 = 470 \text{ мм}, \quad b'_f = 2 \cdot 1/6 \cdot l_0 + b = 2/6 \cdot 6000 + 250 = 2250 \text{ мм}.$$

$$\text{Так как } R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5h'_f) = 13.05 \cdot 2250 \cdot 200(500 - 0,5 \cdot 200) = 234,9 \text{ кНм}$$

$234,9 \text{ кНм} > 86,76 \text{ кНм}$, 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 $2\text{Ø}22\text{A}-400 (A_s = 760)$.

Выполним расчет прочности наиболее опасного сечения балки на действие поперечной силы у опоры слева. Из условия сварки принимаем поперечные стержни $\text{Ø}6$ класса В-500 ($R_{sw} = 260 \text{ МПа}$, $E = 200000 \text{ МПа}$, число каркасов – два ($A_{sw} = 2 \cdot 28,3 = 56.6 \text{ мм}^2$). Назначаем максимально допустимый шаг стержней $s = 150 \text{ мм}$ согласно требованиям.

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

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 $b'_f - b = 600 \text{ мм}$, 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 c . Так как $0.56q_{sw} = 0.56 \cdot 128,11 = 71,74 \text{ кН/м} > q_1 = 57,84 \text{ кН/м}$, значением c 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

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

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

2.6. Расчет монолитного участка плиты в осях 4-7 и буквенной Б.

Таблица 2.5

Сбор нагрузок на козырек

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 $\delta = 10$ мм, $\rho = 16$ кН/м ³		
	$16 \cdot 0,01 = 0,16$	1,1	0,176
2	3 Слоя наплавленного рулонного битумно-полимерного материала "Техноэласт-ЭКП" $g_1 = 0.012$ кН/м ²		
	$3 \cdot 0,012 = 0,036$	1,2	0,043
3	Цементно-песчаная стяжка $\delta = 30$ мм, $\rho = 18$ кН/м ³		
	$18 \cdot 0,03 = 0,54$	1,1	0,594
4	Пароизоляция $g_1 = 0.012$ кН/м ²		
	0,012	1,2	0,014
5	Монолитная ж/б плита $\delta = 200$ мм, $\rho = 25$ кН/м ³		
	$25 \cdot 0,2 = 5,0$	1,1	5,5
ИТОГО			6,327
2. Временные			
1	Снеговая		
	в том числе:		
	- длительная		1,2
	- кратковременная		1,2
ВСЕГО			8,727

Подбор арматуры.

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

Для расчета козырька в плане условно выделяем полосу шириной 1 м. Плита будет работать как балка, с одним защемленным и другим шарнирно опертым концами, опорами служат колонны и второстепенные балки. При этом нагрузка на 1 м плиты будет равна нагрузке на 1 м² козырька.

С учетом коэффициента надежности по назначению здания расчетная нагрузка на 1 м козырька $q = (g + v \cdot \psi_{A1}) \cdot \gamma_n = (6,327 + 2,4 \cdot 0,697) \cdot 1 = 8,727$ кН/м²

$$q_1 = 5,748 \cdot 1 = 5,748 \text{ кН/м}^2$$

$$q_{tot} = 7,428 \cdot 1 = 7,428 \text{ кН/м}^2$$

Определим изгибающие моменты усилий:

$$M = \frac{9}{128} q l_0^2 = \frac{9}{128} 8,727 \cdot 4,75^2 = 13,85 \text{ кНм}$$

$$M_{tot} = \frac{9}{128} q_{tot} l_0^2 = \frac{9}{128} 7,428 \cdot 4,75^2 = 11,78 \text{ кНм}$$

$$M_l = \frac{9}{128} q_l l_0^2 = \frac{9}{128} 5,748 \cdot 4,75^2 / 16 = 9,12 \text{ кНм}$$

Толщина плиты козырька 200мм.

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

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

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

Подбор сечения продольной арматуры сеток.

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

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

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 5Ø14 А400 $A_s = 769 \text{ мм}^2$, $s=300$ мм. В другом направлении аналогично принимаем 5Ø14 А400 $A_s = 769 \text{ мм}^2$, $s=300$ мм. Верхние сетки устанавливаем конструктивно 5Ø5 В500 $s=300$ мм в обоих направлениях.

Расчет по бетонной полосе между наклонными сечениями.

Производят из условия:

$$Q_{\max} = 5/8 \cdot q l_0 = 5/8 \cdot 8,727 \cdot 4,75 = 25,91 \text{ кН}$$

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

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 $c = 3 h_0 = 3 \cdot 180 = 540$ мм.

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

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

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 $A_b = b h = 0,2 \text{ м}^2$.

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

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

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

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

Момент инерции приведенного сечения

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

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

Момент трещинообразования:

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

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 $\alpha_{s1}^r = E_s / E_{b1}^r = 27,6$

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

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{M_{sh}}{E_{b1} I_{red}} = 1,05 \cdot 10^{-5} \text{ м}^{-1}$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M_l}{E_{b1}^{\tau} I_{red}^{\tau}} = 0,36 \cdot 10^{-3} \text{ м}^{-1}.$$

$$\text{Полная кривизна } \frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2 = 3,7 \cdot 10^{-3} \text{ м}^{-1}.$$

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.

Раздел 3

Научно-исследовательская работа.

3.1. О трубобетоне.

Развитие строительства не может происходить без эффективного использования ресурсов, снижения материалоемкости и трудовых затрат. Продукт современного строительства должен отвечать требованиям экономичности. Ведущее направление - сокращение расхода материала на производство конструкций.

В результате совместной работы стали и бетона происходит значительная экономия всех видов ресурсов. Трубобетонные конструкции состоят из бетонного ядра и стальной оболочки и имеют широкий спектр преимуществ при малом ряде недостатков. Рассматриваемые конструкции получили широкое распространение в высотных зданиях в странах зарубежья.

Достоинства трубобетонных конструкций выражены в высокой прочности, экономичности, относительно небольшом весе и объеме, архитектурной выразительности. Бетонное ядро в трубобетонных элементах защищено от возможных непосредственных механических воздействий, поэтому менее подвержено различным ударам, сколам, имеет более высокую сохранность. За ненадобностью опалубочного оборудования процесс изготовления трубобетонных элементов значительно облегчается и становится выгоднее как по трудозатратам, так и по стоимости. Сочетание этих материалов в конструкции позволяет ей при относительно малом поперечном сечении выдерживать значительные усилия. Этому способствует работа стальной трубы, выполняющей роль как продольной, так и поперечной арматуры. Данный эффект наиболее ярко применяется в колоннах круглого поперечного сечения.

В условиях всестороннего обжатия бетон выдерживает напряжения, значительно превосходящие его призмную прочность. Стальная оболочка испытывает внутреннее давление и благодаря этому конструкция предохранена от потери местной и общей устойчивости.

Кроме того, трубобетонные колонны снижают явление прогрессирующего обрушения при техногенных или иных воздействиях.

Высока надежность трубобетонных конструкций при эксплуатации. В отличие от железобетона, находясь в предельном состоянии, они не теряют несущую способность мгновенно, а еще некоторое время способны выдерживать нагрузку.

Основным моментом при возведении зданий с применением трубобетонных элементов является обеспечение совместной работы бетонного ядра и стальной оболочки при эксплуатационных нагрузках, что является существенным конструктивным недостатком данных конструкций. Ядро и оболочка работают совместно только в начальный период загрузки, что происходит из-за разности начальных коэффициентов поперечной деформации бетона и стали ($V_s \approx 0,3$; $V_b \approx 1,8$). Ввиду этой разности, деформационных свойств, низкой прочности сцепления бетона со сталью, оболочка стремится оторваться от поверхности бетона, что приводит к возникновению в нем радиально растягивающих напряжений, нарушаю сцепление. В такой момент бетон в трубе работает в условиях одноосного сжатия, так как обжатия не происходит, а сама труба выступает в роли продольной арматуры. Данный недостаток выставляет

вопрос моделирования трубобетона в вычислительных системах (SCAD, Lira), который учитывает свойства материала в комплексе.

Еще одним значительным недостатком применения и распространения трубобетонных конструкций в России является отсутствие нормативной документации по их расчету и проектированию. Рассматриваемый тип конструкций изучался различными исследователями на протяжении десятков лет, и методы расчета существенно отличаются друг от друга.

Проектирование здания с применением трубобетона несет в себе дополнительную проработку стыковых соединений колонн по высоте и перекрытиям.

При применении конструкции в строительстве необходим высокопроизводительный процесс заполнения бетоном трубы, который должным образом обеспечит прочность и однородность бетонного ядра.

Цель данной работы-выявить преимущества колонны, выполненной из трубобетона, перед железобетонной, опираясь существующий опыт строительства из трубобетона в России, а также собственный конструктивный расчет, сравнение прочностных и деформационных характеристик материалов, анализ трудоемкости и машиноемкости монтажа и изготовления колонн, стоимости используемых материалов.

3.2. Расчет монолитной железобетонной колонны, расположенной на пересечении осей Е-8.

Сбор нагрузок ведем в соответствии с [3] с грузовой площади равной 36,3м² (табл.3.1).

Коэффициенты сочетания по нагрузкам.

В соответствии с [3] полные нормативные значения нагрузок, следует снижать в зависимости от грузовой площади A , м²

Коэффициент надежности по II уровню ответственности здания: $\gamma_n=1,0$.

Коэффициент сочетания по заданной площади определяем по формуле в соответствии с п.3.8 [3]:

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

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

$$\psi_{A1} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{A/A_1}} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{36,3/9}} = 0,7$$

Согласно п.3.9 [3] 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} :

$$\psi_{n1} = 0,4 + \frac{\psi_{A1} - 0,4}{\sqrt{n}} = 0,4 + \frac{0,7 - 0,4}{\sqrt{4}} = 0,55;$$

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

Сбор нагрузок на колонну по оси Е-8.

Вид нагрузки и расчет		Нормативная нагрузка кН	Коэффициент надежности γ_f	Расчетная нагрузка кН
1. Постоянные:				
Д	Конструкция пола:			
1.1 н	Линолеум - $\delta=2\text{мм}$ $\rho=18\text{ кН/м}^3$	$0,002 \cdot 18 \cdot 36,3 = 1,307$	1,2	1,568
1.2	Стяжка из цементно-песчаного раствора М150 - $\delta=40\text{мм}$, $\rho=18\text{ кН/м}^3$	$0,04 \cdot 18 \cdot 36,3 = 26,136$	1,3	33,977
1.3	Слой теплоизоляционный - керамзитобетон - $\delta=55\text{мм}$ $\rho=12\text{ кН/м}^3$	$0,055 \cdot 12 \cdot 36,3 = 23,958$	1,3	31,145
2 р	Перегородки	$0,575 \cdot 36,3 = 20,873$	1,2	25,048
3 с	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 е т	Монолитная ж/б второстепенная балка $b = 250\text{мм}$, $h=500\text{мм}$ $\rho = 25\text{ кН/м}^3$	$25 \cdot 0,25 \cdot 0,5 \cdot 12,05 = 37,656$	1,1	41,42
5 ы	Собственный вес монолитной ж/б колонны $600 \times 400\text{мм}$ $h=3,6\text{м}$, $\rho=25\text{кН/м}^3$	$25 \cdot 0,4 \cdot 0,6 \cdot 3,6 = 21,6$	1,1	23,76
е	ИТОГО	313,063		356,589
2. Временные				
1	Полезная	$2,0 \cdot 36,3 = 72,6$		
У	в том числе:			
с	- длительная	$1,3 \cdot 36,3 = 47,19$	1,3	67,347
и	- кратковременная	$0,7 \cdot 36,3 = 25,41$	1,3	33,033
л	ВСЕГО	385,663		456,966

ия в сечении

$$N = (g + v \cdot \psi_{A1} \cdot \psi_{n1}) \cdot \gamma_n = (356,589 + 94,38 \cdot 0,7 \cdot 0,55) \cdot 1 = 392,925 \text{ кН}$$

$$M = ql_0^2 / 2 = 21,69 \text{ кНм}$$

$$N_l = 313,063 \text{ кН}$$

$$M_l = 0$$

$$N_{sh} = 79,862 \text{ кН}$$

$$M_{sh} = 5,75 \text{ кНм}$$

- класс бетона В25:

$$E_b = 30000 \text{ МПа}$$

$$R_b = 14,5 \text{ МПа}$$

$$R_{bt} = 1,05 \text{ МПа}$$

- класс обычной арматуры А400:

$$R_s = R_{sc} = 355 \text{ МПа}$$

$$E_s = 200000 \text{ МПа}$$

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

Величина защитного слоя бетона

$$a = a' = 20 \text{ мм}$$

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

Проверка условия $\frac{l_0}{h} = \frac{3600}{400} = 9 > 4$

Следовательно, расчет ведем с учетом гибкости.

Величина случайного эксцентриситета:

$$e_a = \max\left(10 \text{ мм}; \frac{l}{600} = \frac{3600}{600} = 4 \text{ мм}; \frac{1}{30} h = \frac{400}{30} = 13 \text{ мм}; \right)$$

Эксцентриситет продольного усилия относительно центра тяжести сечения:

$$e_0 = \max\left(\frac{M}{N} = \frac{21,69 \cdot 10^3}{392,925} = 55,2 \text{ мм}; 10 \text{ мм}\right)$$

$$e_0 = 55,2 \text{ мм}$$

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

$$M_{1L} = \frac{(N - N_{sh})(h_0 - a')}{2} + (M - M_{sh}) = \frac{(392,925 - 79,862)(0,58 - 0,02)}{2} + (21,69 - 5,75) = 103,52 \text{ кНм}$$

то же, от всех нагрузок:

$$M_1 = \frac{N(h_0 - a')}{2} + M = \frac{392,925(0,58 - 0,02)}{2} + 21,69 = 131,71 \text{ кНм}$$

$$\varphi_L = \min\left(1 + \frac{M_{1L}}{M_L} = 1 + \frac{103,52}{131,71} = 1,79; 2\right)$$

$$\varphi_L = 1,79$$

В первом приближении коэффициент армирования возьмем $\mu = 0,004$:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{30000} = 6,667$$

$$\delta_e = \frac{e_0}{h} = \frac{55,2}{600} = 0,092 < \delta_e = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,01 R_b = 0,295$$

Определим условную критическую силу:

$$N_{cr} = \frac{1,6 E_b b h}{(l_0 / h)^2} \cdot \left[\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 + \mu \alpha \left(\frac{h_0 - a'}{h} \right)^2 \right] = \frac{1,6 \cdot 30000 \cdot 400 \cdot 600}{(3,6 / 0,6)^2} \cdot$$

$$\left[\frac{0,11}{0,1 + 0,295} + 0,1 + 0,004 \cdot 6,667 \left(\frac{580 - 20}{600} \right)^2 \right] = 29760 \text{ кН}$$

Определим коэффициент η :

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{392,925}{29760}} = 1,01$$

Эксцентриситет продольного усилия с учетом прогиба:

$$e = \eta e_0 + \frac{h_0 - a'}{2} = 1,01 \cdot 55,2 + \frac{580 - 20}{2} = 335,752 \text{ мм}$$

Подбор сжатой арматуры.

Определим коэффициент α_n :

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b b h_0} = \frac{392,925 \cdot 10^3}{14,5 \cdot 400 \cdot 580} = 0,117$$

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} :

$$\begin{aligned} \alpha_{m1} &= \frac{M \eta + N (h_0 - a') 0,5}{R_b b h_0^2} = \\ &= \frac{21,69 \cdot 1,01 \cdot 10^6 + 392,925 \cdot 10^3 (580 - 20) 0,5}{14,5 \cdot 400 \cdot 580^2} = 0,068 \end{aligned}$$

Определим δ :

$$\delta = \frac{a'}{h_0} = \frac{0,02}{0,58} = 0,035$$

Проверка условия:

$$\alpha_n \leq \xi_R$$

$$0,117 < 0,531$$

Условие выполняется. Следовательно, требуемая площадь продольного сечения арматуры:

$$\begin{aligned} A_s^n = A_s' &= \frac{R_b b h_0}{R_{sc}} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n \left(1 - \frac{\alpha_n}{2}\right)}{1 - \delta} = \\ &= \frac{14,5 \cdot 400 \cdot 580}{355} \cdot \frac{0,068 - 0,117 \left(1 - \frac{0,117}{2}\right)}{1 - 0,035} < 0 \end{aligned}$$

По расчету арматура не требуется, сечение назначаем в соответствии с конструктивными требованиями табл. 47 [4].

$$A_s = A' = 0,002 b h_0 = 0,002 \cdot 400 \cdot 580 = 461 \text{ мм}^2$$

Тогда получим:

$$(A_s + A') / (b h) = (461 + 461) / (400 \cdot 600) = 0,0037$$

Данный процент армирования незначительно отличается от предварительно принятого $\mu = 0,004$. Расчет уточнять не требуется.

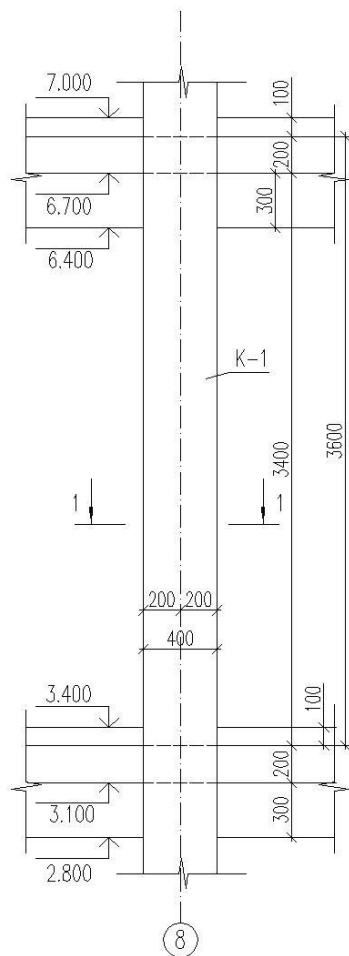
Арматуру принимаем 6Ø14 А400 ($A_s^{fac} = 462 \text{ мм}^2$)

$$\text{Проверка условия } \frac{(A_s + A')}{b h_0} = 0,004 = \mu = 0,004$$

Условие выполняется.

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

Опалубочный чертеж колонны К1
2 этаж



Колонна К1 2 этаж

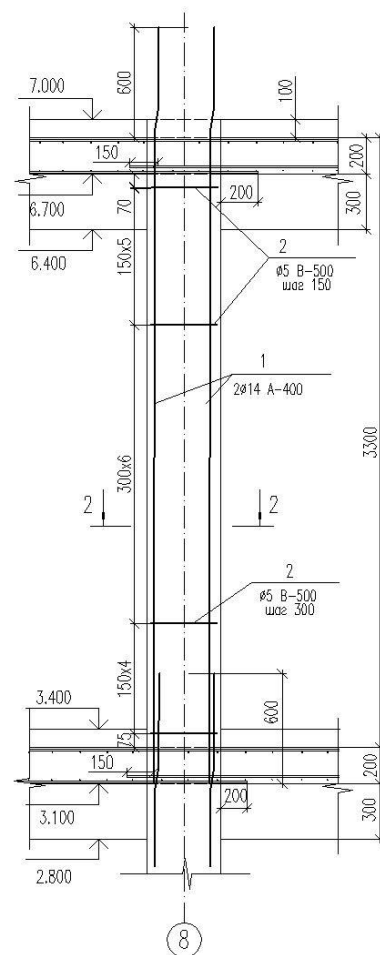
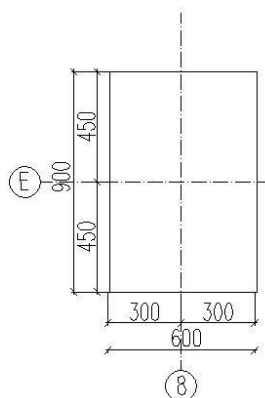


Рис.3.1. Опалубочный чертеж и схема армирования железобетонной колонны по оси Е-8.

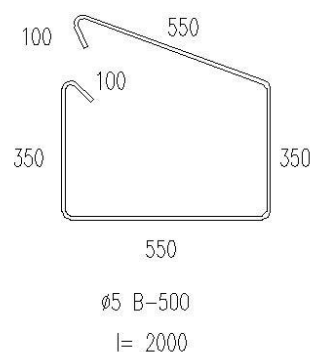
Поз.1



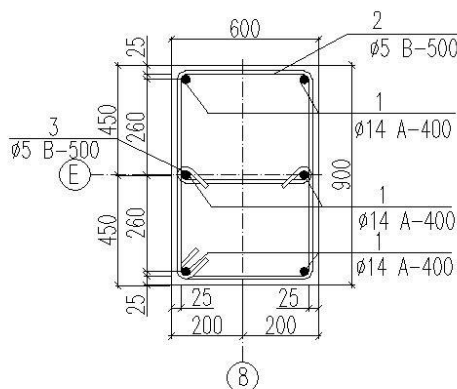
1-1



Поз.2



2-2



Поз.3

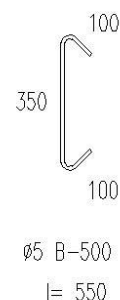


Рис.3.2. Сечения и арматурные изделия.

3.3. Расчет трубобетонной колонны.

Подберем сечение трубобетонной колонны, выполненной из материалов, с аналогичными механическими свойствами и способностью воспринимать продольное усилие, равновеликое усилию железобетонной. Железобетонная колонна сечением 40х60см, бетон В25, рабочая арматура А400, коэффициент армирования $\mu=0,004$. Сопротивление бетона осевому сжатию $R_b=14,5$ Мпа, коэффициент условий работы $\gamma_{b2}=0,85$, расчетное сопротивление арматуры сжатию 355 Мпа. Марка стали трубы 09Г2С.

Несущая способность железобетонной колонны определяется из условия:

$$N = A(\gamma_{b2} R_b + \mu R_{sc}) = 2400(0,85 \cdot 14,5 + 0,004 \cdot 355) = 3264 \text{ кН}$$

Для заданных параметров бетона и стали по табл. 8 [8] находим оптимальное значение коэффициента армирования $\mu_{pb} = 0,124$, по кривым рис.

5.1 [8] находим коэффициент условий работы $\gamma_{s2} = 0,86$, $\gamma_{bs} = 1,1$.

По табл. 7 [3] для $\mu_{pb} = 0,124$ и $e_{red} = 0,1$ находим $\gamma_{pb2} = 0,82$.

Расчетное сопротивление бетона:

$$R_b^* = 0,65B(1 + 16,1\mu_{pb}\beta),$$

где β – коэффициент, принимаемый в зависимости от класса бетона по прочности на сжатие. Для бетона В25 $\beta = 0,52$;

В - класс бетона.

$$R_b^* = 0,65 \cdot 2,5(1 + 16,1 \cdot 0,124 \cdot 0,52) = 33 \text{ МПа}$$

Расчетное сопротивление стали:

$$R_s = \frac{R_{sn}}{\gamma_s},$$

где $\gamma_s = 1,05$ – коэффициент надежности для стали 09Г2С.

$$R_s = \frac{265}{1,05} = 252 \text{ МПа.}$$

Внутренний диаметр трубы-оболочки (диаметр бетонного ядра):

$$d_i = \sqrt{\frac{1,273N}{\gamma_{pb2}\gamma_{bs}(R_b^* + \gamma_{s2}\mu_{pb}R_s)'}}$$

где γ_{pb2} – коэффициент длительного сопротивления.

$$d_i = \sqrt{\frac{1,273 \cdot 3264}{0,82 \cdot 1,1(3,3 + 0,86 \cdot 0,124 \cdot 25,2)}} = 27,3 \text{ см.}$$

Толщину стенки трубы – оболочки определяем по формуле:

$$t = 0,5d_i(\sqrt{1 + \mu_{pb}} - 1) = 0,5 \cdot 27,3(\sqrt{1 + 0,124} - 1) = 0,82 \text{ см.}$$

Расчетное значение наружного диаметра трубы будет равно:

$$d = d_i + 2t = 27,3 + 2 \cdot 0,82 = 28,94 \text{ см}$$

По табл. 2 [8] подбираем горячедеформированную трубу из стали 09Г2С: $d = 299\text{мм}$; $t = 9\text{мм}$, для которой $A_s = 82 \text{ см}^2$; $A_b = 620,16 \text{ см}^2$.

Проверяем несущую способность сечения:

$$N \leq N' = \mu_{pb2}\gamma_{bs}(R_b^*A_b + \gamma_{s2}R_sA_s)$$

$N = 3264 \text{ кН} < N' = 0,82 \cdot 1,1(3,3 \cdot 620,16 + 0,86 \cdot 25,2 \cdot 82) = 3430 \text{ кН}$ – прочность обеспечена.

$$\frac{N' - N}{N'} \cdot 100\% = \frac{3430 - 3264}{3430} \cdot 100\% = 4,8\%.$$

Несущая способность принятого сечения достаточна, недонапряжение составит 4,8%, что меньше допускаемого, составляющего 5%.

3.4.Расчет консоли

Консоль выполнена из стали 09Г2С. Принимаем лист размером 220x250x18 мм. Расчетная схема консоли представлена на рис.3.3.

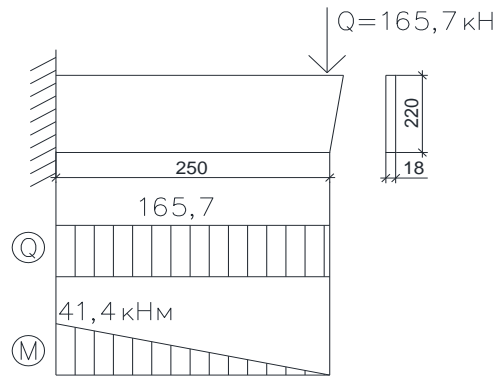


Рис.3.3. Расчетная схема консоли

1. Проверка первого условия:

$$Q \leq Q'_{\text{сеч}}$$

$$Q_{\text{сеч}} = \frac{R_s \cdot I \cdot \delta}{S}$$

$$I = \frac{\delta \cdot h^3}{12} = \frac{1,8 \cdot 22^3}{12} = 1597,2 \text{ см}^4$$

$$S = \delta \cdot h \cdot \frac{h}{2} = 1,8 \cdot 22 \cdot 11 = 435,6 \text{ см}^3$$

$$Q_{\text{сеч}} = \frac{252 \cdot 1597,2 \cdot 1,8}{435,6} = 166,32 \text{ кН}$$

$$Q'_{\text{сеч}} = 2 \cdot Q_{\text{сеч}} = 2 \cdot 166,32 = 332,64 \text{ кН}$$

$$Q = 165,7 \text{ кН} < Q'_{\text{сеч}} = 332,64 \text{ кН} - \text{условие выполняется.}$$

2. Проверка второго условия:

$$M \leq M'_{\text{сеч}}$$

$$M_{\text{сеч}} = R_y \cdot W$$

$$W = \frac{\delta \cdot h^2}{6} = \frac{1,8 \cdot 22^2}{6} = 145,2 \text{ см}^3$$

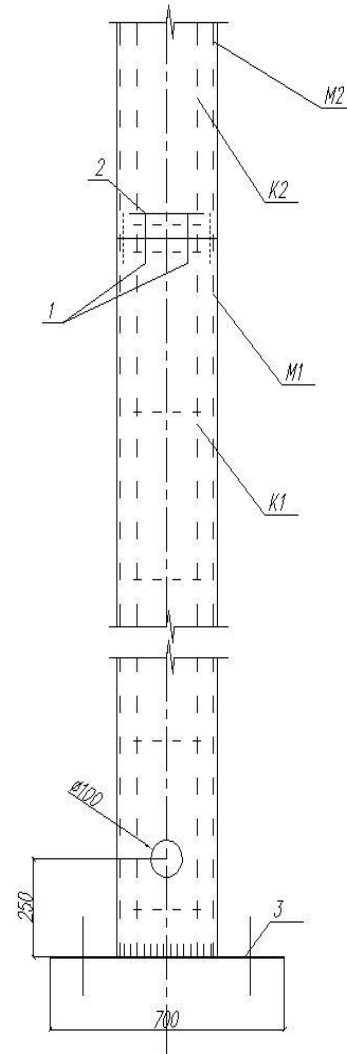
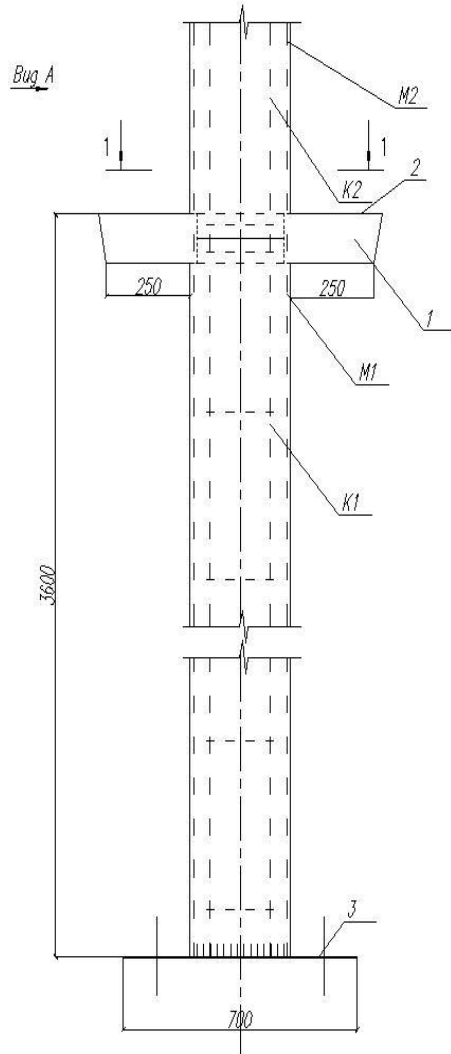
$$M_{\text{сеч}} = 320 \cdot 67,5 = 21,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M'_{\text{сеч}} = 2 \cdot M_{\text{сеч}} = 2 \cdot 21,6 = 43,2 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

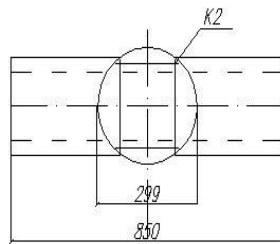
$$M = 41,4 \text{ кН} \cdot \text{м} < M'_{\text{сеч}} = 43,2 \text{ кН} \cdot \text{м} - \text{условие выполняется.}$$

Колонна К1

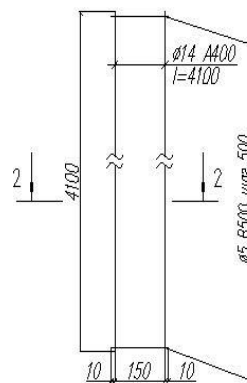
Вид А



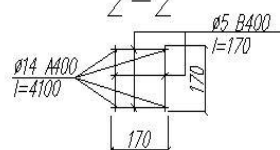
1-1



K1(K2)



2-2



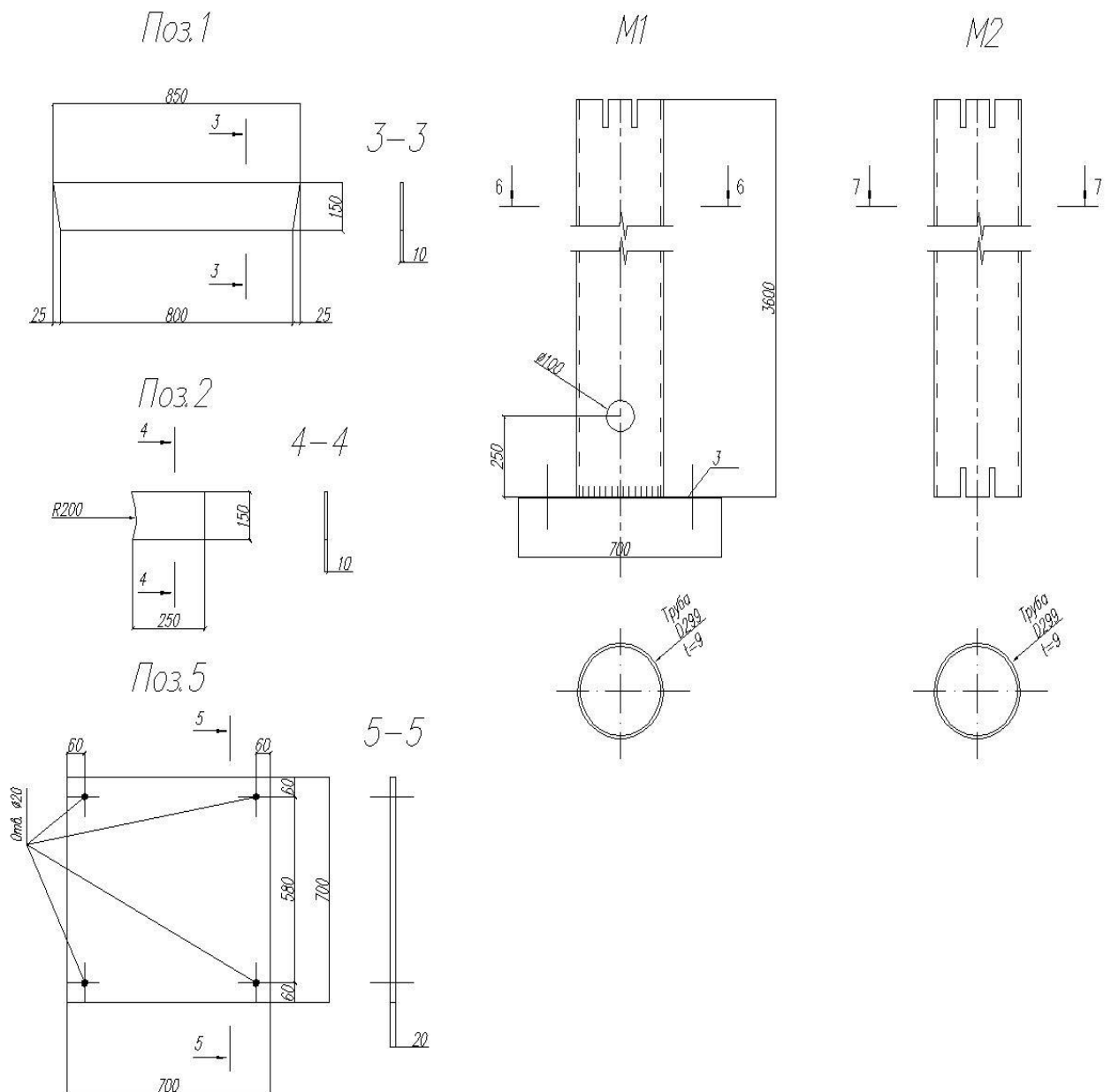


Рис 3.4. Конструкция трубобетонной колонны.

3.5. Расчет сварного шва консоли

Колонна и элементы консоли выполнены из стали 09Г2С. Эксцентриситет приложения силы $e=15\text{мм}$, размеры ребра $220 \times 250 \times 18\text{мм}$, ребро приварено к колонне двумя швами, ручной электросваркой Э50А.

Принимаем: швы $k_{\text{ш}} = 18\text{мм}$, $l_{\text{ш}} = 22 - 1 = 21\text{см}$.

По табл. 5.1 [12] $R_{\text{уш}}^{\text{CB}} = 215\text{МПа}$, по прил. 4[12] $R_{\text{yc}}^{\text{CB}} = 265\text{МПа}$, по табл. 5.3 [12] $\beta_{\text{ш}} = 0,7\text{мм}$, $\beta_{\text{c}} = 1\text{мм}$.

Определяем минимальное значение $\beta R_{\text{y}}^{\text{CB}}$:

$$\beta_{\text{ш}} \cdot R_{\text{уш}}^{\text{CB}} = 0,7 \cdot 215 = 150,5 \text{ МПа} < \beta_{\text{c}} \cdot R_{\text{yc}}^{\text{CB}} = 1 \cdot 265 = 265 \text{ МПа.}$$

Проверку производим по металлу шва по формуле:

$$\sqrt{\left(\frac{N}{2\beta_{ш}k_{ш}l_{ш}}\right)^2 + \left(\frac{6M}{2\beta_{ш}k_{ш}l_{ш}^2}\right)^2} \leq R_{уш}^{CB}\gamma;$$

$$\frac{N}{2\beta_{ш}k_{ш}l_{ш}} = \frac{83}{2 \cdot 0,7 \cdot 1,8 \cdot 14} = 26,4 \text{ МПа};$$

$$\frac{6N \cdot e}{2\beta_{ш}k_{ш}l_{ш}^2} = \frac{683 \cdot 15}{2 \cdot 0,7 \cdot 1,8 \cdot 14^2} = 151,1 \text{ МПа};$$

$$\sqrt{26,4^2 + 151,1^2} = 153,4 \text{ МПа} < R_{уш}^{CB} = 215 \text{ МПа}.$$

Прочность обеспечена.

3.6. Расчет базы трубобетонной колонны

Сопряжение стержня колонны с фундаментом шарнирное. Плиту назначаем минимальных размеров в плане, прямоугольную.

Колонну прикрепляем к фундаменту 4-мя анкерными болтами М30 длиной 1050мм. Анкерные болты снабжены гайками и шайбами. Четыре гайки под плитой выполняют рихтовочные функции и обеспечивают безвыборочный монтаж колонн. Верхние четыре гайки крепежные. Перед монтажом плиты рихтовочные гайки выставляют на проектную отметку с использованием нивелира. Четыре анкерных болта объединены поперечными стержнями в единый пространственный каркас.

Точный расчет, учитывающий фактический пространственный изгиб плиты, для прямоугольной пластинки весьма сложен, однако он может быть упрощен, если заменить прямоугольную плиту и сечение колонны равновеликими им по площадь кругами.

Расчет базы плиты колонны.

1. Диаметр плиты: $D_{пл} = 299 + 151 = 450 \text{ мм}.$

$$A_{пл} = \frac{\pi \cdot D_{пл}^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 45^2}{4} = 1590 \text{ см}^2$$

2. Назначаем бетон марки В25, $R_b = 22,5 \text{ МПа}.$

Проверяем бетон на смятие:

$$\sigma_b = \frac{N}{A_{пл}} = \frac{2033}{1590} = 1,9 \text{ МПа} < \gamma \cdot R_b = 14,5 \text{ МПа}$$

Прочность бетона на смятие обеспечена.

3. Сталь плиты ВСт3Кп2 по ГОСТ 380-71, $R_t = 195 \text{ МПа}.$

4. Определяем толщину плиты из условия ее прочности при изгибе.

Напряжения в плите от ее изгиба:

$$\sigma = \frac{M}{W_x} < R_y \cdot \gamma$$

5. По таблице 8.8 [12] находим коэффициенты в радиальном и тангенциальном направлениях в зависимости от отношения диаметров:

$$n = \frac{d}{D} = \frac{29,9}{45} = 0,66 \rightarrow K_r = 0,02, K_t = 0,0377$$

6. Находим изгибающие моменты в плите в радиальном и тангенциальном направлениях:

$$M_r = K_r N = 0,02 \cdot 2033 = 40,66 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{max} = M_\tau = K_\tau N = 0,0377 \cdot 2033 = 48,32 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

7. Требуемый момент сопротивления при изгибе плиты находим по M_{max} :

$$W_x = \frac{M_{max}}{\gamma R_t} = \frac{48,3}{1 \cdot 195} = 0,24 \text{ см}^3$$

8. Толщина плиты должна быть не менее:

$$t = \sqrt[3]{\frac{6W_x}{b}} = \sqrt[3]{\frac{6 \cdot 0,24}{1}} = 1,3 \text{ см},$$

принимаем $t_{пл} = 1,5 \text{ см}$.

9. Фактический W_x :

$$W_x^{\text{факт}} = \frac{bt^3}{6} = \frac{1 \cdot 1,5^3}{6} = 0,56 \text{ см}^3 > W_x = 0,24 \text{ см}^3$$

10. Проверяем прочность плиты при изгибе в радиальном и тангенциальном направлениях:

$$\sigma_\tau = \frac{M_\tau}{W_x^{\text{факт}}} = \frac{48,3}{0,56} = 86,25 \text{ МПа} < 195 \text{ МПа};$$

$$\sigma_r = \frac{M_r}{W_x^{\text{факт}}} = \frac{40,66}{0,56} = 72,6 \text{ МПа} < 195 \text{ МПа}$$

Прочность плиты достаточна.

11. Проверяем плиту на срез по контуру колонны.

Срезающая сила зависит от контактных напряжений сжатия:

$$N_{ср} = \sigma_b \cdot A_{св}$$

$$A_{св} = \frac{\pi(D^2 - d^2)}{4} = \frac{3,14(45^2 - 29,9^2)}{4} = 887,8 \text{ см}^2$$

$$N_{ср} = 0,56 \cdot 887,8 = 497,2 \text{ кН}$$

12. Площадь среза плиты по контуру колонны:

$$A_{ср} = \pi \cdot d \cdot t_{пл} = 3,14 \cdot 29,9 \cdot 1,5 = 140,3 \text{ см}^2$$

$$\tau_{r\tau} = \frac{N_{ср}}{A_{ср}} = \frac{497,2}{140,3} = 3,5 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{ср} = \sqrt{\sigma_r^2 + \sigma_\tau^2 - \sigma_r \sigma_\tau + 3\tau_{r\tau}^2} \leq 195 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{ср} = \sqrt{72,6^2 + 86,25^2 - 72,6 \cdot 86,25 + 3 \cdot 3,5^2} = 180,5 \text{ МПа} < 195 \text{ МПа},$$

прочность плиты достаточно.

Окончательно принимаем плиту квадратного сечения со стороной 450 мм с $A_{пл} = 1590 \text{ см}^2$, $t_{пл} = 1,5 \text{ мм}$.

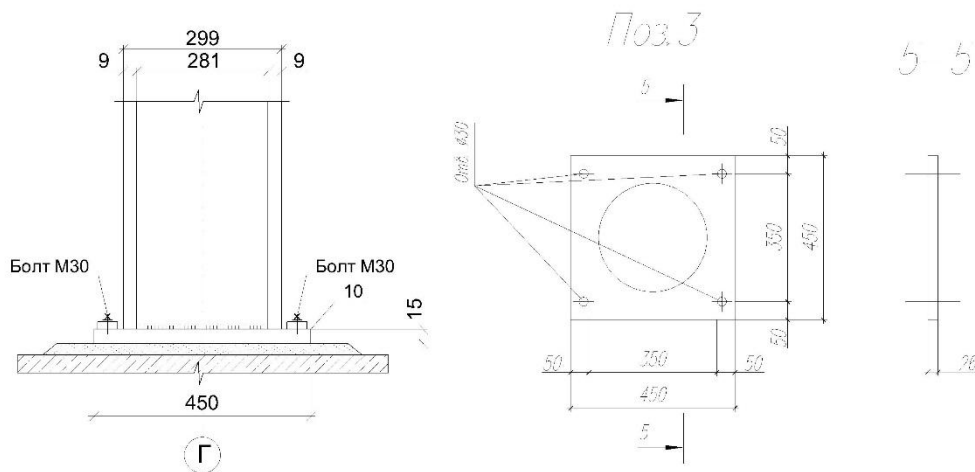


Рис.3.5. К расчету базы колонны.

3.7. Сравнительный анализ.

Эффективность применения трубобетонных конструкций достигается за счет экономии материала, трудозатрат и стоимости. Опыт строительства зданий с трубобетонными конструкциями показал преимущества применения таких конструкций, что подтверждено многочисленными исследованиями в разных странах.

Например, по сравнению с металлическим пролетным строением фактическая стоимость трубобетонного моста, построенного В.А. Росновским, оказалось на 20% меньше. При этом экономия металла составила 52%. При замене на Семилукском заводе огнеупоров железобетонных колонн на трубобетонные трудовые затраты уменьшены почти вдвое. Кроме того, при проектном весе железобетонной колонны более 13 т трубобетонная стойка весит всего около 2 т. Достигнуто большое снижение стоимости конструкций.

Можно привести сравнение технико-экономической эффективности трубобетона со стальными и железобетонными конструкциями на примере запроектированных промышленных и гражданских сооружений. Об экономичности и целесообразности трубобетонных конструкций Криворожского металлургического завода свидетельствуют такие данные: прямые затраты на строительные конструкции снизились на 40%, трудоемкость – на 38%. В главном корпусе завода «Коммунист», где железобетонный каркас был полностью заменен на трубобетонный, стоимость конструкций снизились на 45, трудоемкость уменьшилась на 62%.

Анализ технико-экономических показателей металлических, железобетонных и трубобетонных колонн осуществлен в ЛИСИ А.И. Мищенко и Р.С. Санжаровский. Показатели для металлических и железобетонных колонн

были взяты из проектов построенных сооружений. Трубобетонные колонны рассчитывались по нагрузкам, действующим на аналогичные стальные и железобетонные колонны. В приведенных затратах учтены монтаж, окраска, капитальные вложения в смежные отрасли строительного производства, капитальные вложения в основные фонды, а также эксплуатационные затраты.

В трубобетонных колоннах упрощаются конструкции стыков, и уменьшается металлоемкость. Конструкции консолей трубобетонных колонн – сварные и могут быть решены в различных вариантах с учетом архитектурно-строительных требований. Изготовление колонны выполнимо как в условиях заводов, так и в условиях строительной площадки. Анализ показывает, что трубобетонные элементы эффективнее железобетонных и стальных конструкций. При замене железобетонных конструкций на трубобетонные значительно уменьшается расход бетона и металла за счет закладных деталей, почти вдвое снижаются трудозатраты. Уменьшается вес конструкций. Применение трубобетонных конструкций особенно эффективно при больших нагрузках в центрально сжатых и внецентренно сжатых элементах с малыми эксцентриситетами. И конечно же, применение трубобетона требует дополнительной проработки основных узлов сопряжения с другими конструкциями.

Сравнительный анализ по зданию многофункционального центра.

Расход материала на железобетонную колонну.

Бетон В25: $0,4 \times 0,6 \times 3,6 = 0,864 \text{ м}^3$

$0,864 \times 2500 = 2160 \text{ кг}$

Арматура $6\varnothing 14 \text{ A}400 \text{ l}=4100$: $1,208 \times 4,1 \times 6 = 29,72 \text{ кг}$

$11\varnothing 5 \text{ B}500 \text{ l}=2000$: $0,154 \times 2,0 \times 11 = 3,39 \text{ кг}$

$11\varnothing 5 \text{ B}500 \text{ l}=550$: $0,154 \times 0,55 \times 11 = 0,93 \text{ кг}$

Суммарная масса: 2194 кг

Расход материала на трубобетонную колонну.

Труба $299 \times 9 \text{ 09Г2С}$: $0,0082 \times 3,6 = 0,00295 \text{ м}^3$

$0,00295 \times 7850 = 231,7 \text{ кг}$

Стальная опорная пластина: $0,7 \times 0,7 \times 0,02 \times 7850 = 76,93 \text{ кг}$

Стальные консоли: $(0,15 \times 0,8 \times 0,01 \times 2 + 0,25 \times 0,15 \times 0,01 \times 2) \times 7850 = 24,7 \text{ кг}$

Бетон В25: $0,062 \times 3,6 = 0,22 \text{ м}^3$

$0,22 \times 2500 = 558 \text{ кг}$

Арматура $4\varnothing 14 \text{ A}400 \text{ l}=4100$: $1,208 \times 4,1 \times 4 = 19,81 \text{ кг}$

$36\varnothing 5 \text{ B}500 \text{ l}=170$: $0,154 \times 0,17 \times 36 = 0,94 \text{ кг}$

Суммарная масса: 912 кг

Вывод: масса колонн из трубобетона в два раза ниже массы железобетонной, что существенно сказывается на массе каркаса здания, а, следовательно, и на стоимости конструкций фундаментов. При монтаже данных колонн требуются краны и грузозахватные приспособления с меньшей грузоподъемностью. Монтаж на несколько этажей обеспечивает экономию работы крана, практически

исключая его простой. Одноцикличная технология бетонирования повышает скорость укладки бетонных смесей, сокращает технологические требования на набор распалубочной прочности конструкций, а также затраты связанные с обслуживанием бетононасоса.

Анализ технологии возведения Многофункционального центра показал, что использование трубобетонных колонн снижает монтаж несущих конструкций на 12 дней (с 72 до 60).

Раздел 4

Основания и фундаменты.

4.1. Общие сведения.

Основание здания проектируется на основе результатов инженерно-геодезических, инженерно-геологических и инженерно-гидрометеорологических изысканий для строительства; данных, учитывающих нагрузки на фундаменты, конструктивные особенности здания.

В учет проектирования идут местные условия строительства и опыт проектирования и эксплуатации в аналогичных условиях.

При окончательном выборе типа фундамента необходимо провести технико-экономическое сравнение нескольких возможных вариантов проектных решений. Принятый вариант должен обеспечивать наиболее полное использование деформационно-прочностных характеристик грунтов и обладать рациональными затратами на материалы и возведение.

4.2. 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:

$$R_0 = 155,20 \text{ м;}$$

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

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

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

Тоже для углов здания:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

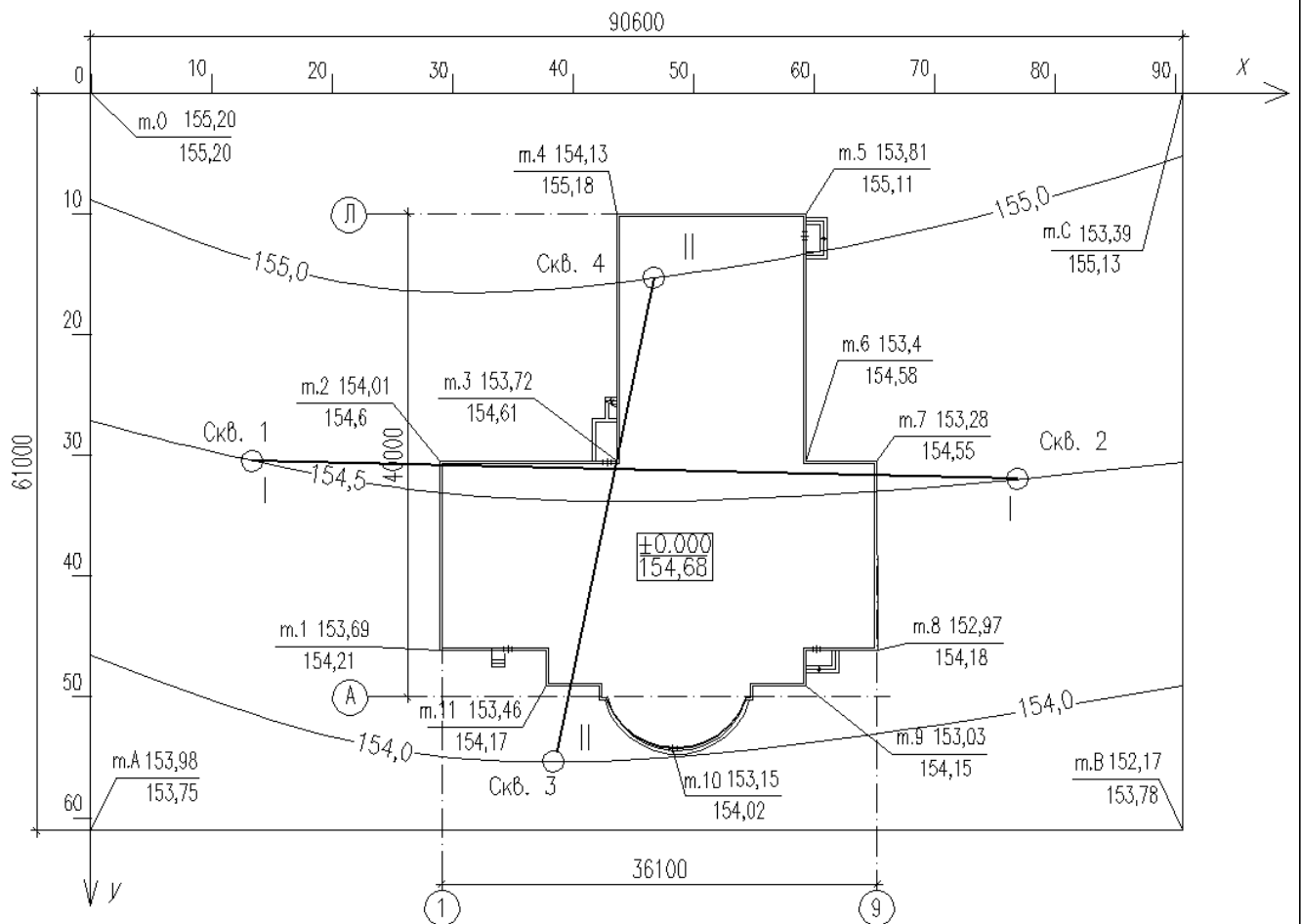


Рис.4.1. К определению вертикальной привязки проектируемого здания

Абсолютная отметка чистого пола 1-го этажа составит:
 $\pm 0,000 = 154,13 + 0,55 = 154,68$

4.3. Оценка инженерно-геологических и гидрогеологических условий площадки строительства.

Проектируемая площадка строительства расположена на спокойном рельефе. Инженерно-геологические условия площадки строительства выявлены бурением нескольких скважин на глубину 20-30м. Глубина сезонного промерзания грунта – 1,6 м. В процессе бурения установлены следующие напластования грунтов:

- почвенно-растительный слой – 1,0 м
- суглинок – 6,0 м
- глина – 5,0 м
- супесь – 20,0 м

Физико-механические свойства грунтов приведены в таблице 4.1.

Таблица 4.1.

Физико-механические свойства грунтов

Наименование грунта	γ кН/ м ³	ρ_s кН/ м ³	ρ_d кН/ м ³	W %	W _L %	W _P %	I _P	I _L	e	S _r	φ град	C кПа	E МПа
Почвенно-растительный слой	15,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Суглинки	18,2	26,7	14,0	30	37	21	16,0	0,36	0,91	0,8	20	19	21,0
Глина	18,2	26,9	13,1	39	50	30	20,0	0,45	1,05	0,9	15	17	19,0
Супесь	19,2	26,3	15,4	25	29	22	7,0	0,43	0,71	0,9	20	14	20,0

4.3.1. Определение характеристик грунтов.

1. Суглинки.

-степень влажности:

$$S_r = 0,8$$

Т.к. $0,5 \leq S_r \leq 0,8$ – грунт является влажным.

-показатель текучести:

$$I_L = 0,36$$

Т.к. $0 < I_L \leq 1$ – грунт является пластичным.

Условное расчетное сопротивление $R_0=200$ кПа

2. Глина.

-степень влажности:

$$S_r = 0,9$$

Т.к. $0,8 < S_r \leq 1$ – грунт насыщенный водой.

-показатель текучести:

$$I_L = 0,45$$

Т.к. $0,25 < I_L \leq 0,5$ – грунт является тугопластичным.

Условное расчетное сопротивление $R_0=170$ кПа

3. Супесь.

-степень влажности:

$$S_r = 0,9$$

Т.к. $0,8 < S_r \leq 1$ – грунт насыщенный водой.

-показатель текучести:

$$I_L = 0,43$$

Т.к. $0,25 < I_L \leq 0,5$ – грунт является тугопластичным.

Условное расчетное сопротивление $R_0=220$ кПа

Вывод: Площадка строительства пригодна для возведения сооружений. Суглинок или глина – возможный выбор естественного основания.

4.4. Сбор нагрузок на фундаменты.

Фундаменты рассчитываются для наиболее характерных участков здания (наружной стены, средней колонны и крайней колонны).

При определении значений расчетных нагрузок их нормативные значения умножаются на коэффициент надежности по нагрузке, значения нормативных нагрузок γ_f берем по СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия»[1].

Производим сбор нагрузок на $36,3$ м² грузовой площади фундамента под среднюю колонну, $21,9$ м² под крайнюю колонну, 3 м.п. под стену.

Таблица 4.2.

Сбор нагрузок под фундаменты здания.

Вид нагрузки и расчет	Коэф. надежности γ_f	I-I		II-II		III-III		
		Нормативная нагрузка кН/м ²	Расчетная нагрузка кН/м ²	Нормативная нагрузка кН/м ²	Расчетная нагрузка кН/м ²	Нормативная нагрузка кН/м.п	Расчетная нагрузка кН/м.п	
1. Постоянные:								
1	Защитный слой из гравия на битумной мастике -10мм, $\rho = 16$ кН/м ³	1,1	$16 \cdot 0,01 \cdot 36,3 = 5,8$	6,4	$16 \cdot 0,01 \cdot 21,9 = 3,5$	3,9	$16 \cdot 0,01 \cdot 3 = 0,5$	0,53
2	3 Слоя наплавленного рулонного битумно-полимерного материала - $g_1 = 0.012$ кН/м ²	1,2	$3 \cdot 0,012 \cdot 36,3 = 1,3$	1,6	$3 \cdot 0,012 \cdot 21,9 = 0,8$	1,0	$3 \cdot 0,012 \cdot 3 = 0,1$	0,13
3	Утеплитель -200мм, $\rho = 3$ кН/м ³	1,2	$3 \cdot 0,2 \cdot 36,3 = 21,8$	26,1	$3 \cdot 0,2 \cdot 21,9 = 13,1$	15,8	$3 \cdot 0,2 \cdot 3 = 1,8$	2,1
4	Цементно/песчаная стяжка $\delta = 30$ мм, $\rho = 18$ кН/м ³	1,1	$18 \cdot 0,03 \cdot 36,3 = 19,6$	21,6	$18 \cdot 0,03 \cdot 21,9 = 11,8$	13,0	$18 \cdot 0,03 \cdot 3 = 1,6$	1,8
5	Сетка 100/100/5/5-5мм, $\rho = 3,168$ кН/м ³	1,1	$3,168 \cdot 36,3 = 115,0$	126,5	$3,168 \cdot 21,9 = 69,4$	76,3	$3,168 \cdot 3 = 9,5$	10,45
6	Керамзитовый гравий по уклону 300мм, $\rho = 12$ кН/м ³	1,1	$12 \cdot 0,30 \cdot 36,3 = 130,7$	143,7	$12 \cdot 0,30 \cdot 21,9 = 78,8$	86,7	$12 \cdot 0,30 \cdot 3 = 10,8$	11,9

7	Пароизоляция $g_1 = 0.012 \text{ кН/м}^2$	1,2	$0,012 \cdot 36,3 = 0,4$	0,5	$0,012 \cdot 21,9 = 0,3$	0,3	$0,012 \cdot 3 = 0,04$	0,04
8	Монолитная ж/б плита $\delta = 200 \text{ мм}, \rho = 25 \text{ кН/м}^3$	1,1	$25 \cdot 0,20 \cdot 36,3 = 181,5$	199,7	$25 \cdot 0,20 \cdot 21,9 = 109,5$	120,5	$25 \cdot 0,20 \cdot 3 = 15,0$	16,5
9	Конструкция пола:	1,2	$1,425 \cdot 36,3 \cdot 4 = 209,9$	248,3	$1,425 \cdot 21,9 \cdot 4 = 124,8$	149,8	$1,425 \cdot 3 \cdot 4 = 17,1$	20,5
9.1	Линолеум "Таркет" - $\delta = 2 \text{ мм} \rho = 18 \text{ кН/м}^3$	1,2	$0,002 \cdot 18 = 0,036$	0,043	$0,002 \cdot 18 = 0,036$	0,043	$0,002 \cdot 18 = 0,036$	0,043
9.2	Мастика клеящая "бустилат" - $\delta = 1 \text{ мм} \rho = 9 \text{ кН/м}^3$	1,2	$0,001 \cdot 9 = 0,009$	0,011	$0,001 \cdot 9 = 0,009$	0,011	$0,001 \cdot 9 = 0,009$	0,011
9.3	Стяжка из цементно-песчаного раствора М150 - $\delta = 0,04 \text{ м}, \rho = 18 \text{ кН/м}^3$	1,1	$0,04 \cdot 18 = 0,72$	0,792	$0,04 \cdot 18 = 0,72$	0,792	$0,04 \cdot 18 = 0,72$	0,792
9.4	Слой теплоизоляционный - керамзитобетон - $\delta = 55 \text{ мм} \rho = 12 \text{ кН/м}^3$	1,1	$0,055 \cdot 12 = 0,66$	0,726	$0,055 \cdot 12 = 0,66$	0,726	$0,055 \cdot 12 = 0,66$	0,726
10	От перегородок	1,2	$0,575 \cdot 36,3 \cdot 4 = 83,5$	100,2	$0,575 \cdot 21,9 \cdot 4 = 50,4$	60,4	$0,575 \cdot 3 \cdot 4 = 6,9$	8,3
11	Монолитная ж/б плита $b = 200 \text{ мм}, \rho = 25 \text{ кН/м}^3$ (4шт)	1,1	$0,2 \cdot 25 \cdot 36,3 \cdot 4 = 726$	798,6	$0,2 \cdot 25 \cdot 21,9 \cdot 4 = 438$	481,8	$0,2 \cdot 25 \cdot 3 \cdot 4 = 60$	66
12	Монолитная ж/б второстепенная балка $b = 250 \text{ мм}, h = 500 \text{ мм} \rho = 25 \text{ кН/м}^3$ (4шт)	1,1	$25 \cdot 0,25 \cdot 0,5 \cdot 12,05 \cdot 4 = 150,6$	165,7	$25 \cdot 0,25 \cdot 0,5 \cdot 6 \cdot 4 = 75$	82,5	---	---
13	Трубобетонная колонна. $A_{ст} = 0,0082 \text{ м}^2, \rho = 78,5 \text{ кН/м}^3, A_{бет} = 0,062 \text{ м}^2, \rho = 25 \text{ кН/м}^3, h = 3,6 \text{ м} \cdot 4 \text{ шт.}$	1,1	$(25 \cdot 0,062 + 78,5 \cdot 0,0082) \cdot 3,6 \cdot 4 = 31,6$	34,8	$(25 \cdot 0,062 + 78,5 \cdot 0,0082) \cdot 3,6 \cdot 4 = 31,6$	34,8	---	---
ИТОГО			1677,7	1873,7	1007	1126,8	123,3	138,3
2. Временные								
1	Снеговая	1,4	$1,3 \cdot 36,3 = 47,2$	$1,8 \cdot 36,3 = 65,4$	$1,3 \cdot 21,9 = 28,5$	$1,8 \cdot 21,9 = 39,4$	$1,3 \cdot 3 = 3,9$	$1,8 \cdot 3 = 5,4$
	в том числе:							
	- длительная	1,4		$0,9 \cdot 36,3 = 32,7$		$0,9 \cdot 21,9 = 19,7$		$0,9 \cdot 3 = 2,7$
	- кратковременная			$0,9 \cdot 36,3 = 32,7$		$0,9 \cdot 21,9 = 19,7$		$0,9 \cdot 3 = 2,7$
2	Полезная		$2,0 \cdot 36,3 = 72,6$		$2,0 \cdot 21,9 = 43,8$		$2,0 \cdot 3 = 6$	
	в том числе:							
	- длительная	1,3	$1,3 \cdot 36,3 = 47,2$	61,4	$1,3 \cdot 21,9 = 28,5$	37,0	$1,3 \cdot 3 = 3,9$	5,1

- кратковременная	1,3	$0,7 \cdot 36,3 = 25,4$	33,0	$0,7 \cdot 21,9 = 15,3$	19,9	$0,7 \cdot 3 = 2,1$	2,7
ВСЕГО		1797,5	2033,5	1079,3	1223,1	133,2	151,5

4.5. Варианты возможных фундаментов.

При проектировании фундаментов были рассмотрены следующие варианты – фундамента мелкого заложения под колонны, ленточного монолитного под монолитные стены подвала, свайного фундамента. Свайный фундамент не является экономичным вариантом, инженерно-геологические условия позволяют применить фундамент мелкого заложения.

4.6. Расчет фундаментов мелкого заложения.

4.6.1. ФМЗ-1.

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

$$N_{II} = 2033,5 \text{ кН}$$

$$M_{II} = 130 \text{ кНм}$$

4.6.2. Определение расчетной высоты фундамента.

Находим рабочую высоту плитной части фундамента h_{0pl} :

$$h_{0pl} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N_I}{\alpha \gamma_{b2} \gamma_{b9} R_{bt} + p_{zp}}} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{56}{0,85 \cdot 0,9 \cdot 1 \cdot 900 + 200}} = 0,47 \text{ м, где}$$

N_I - расчетная нагрузка, передаваемая колонной на уровне обреза фундамента, $N_I = 56 \text{ кН}$

α - коэффициент, $\alpha = 0,85$

γ_{b2} - коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки, $\gamma_{b2} = 1$

γ_{b9} - коэффициент, учитывающий вид материала фундамента, $\gamma_{b9} = 0,9$

R_{bt} - расчетное сопротивление бетона растяжению, $R_{bt} = 900 \text{ кПа}$ (В20).

p_{zp} - реактивный отпор грунта от расчетной продольной нагрузки N_I без учета веса фундамента и грунта на его уступах, $p_{zp} \approx R_0 \approx 200 \text{ кПа}$

Определяем требуемую расчетную высоту плитной части фундамента

$$h_{pl} = h_{0pl} + a_s = 0,47 + 0,05 = 0,52 \text{ м} > 0,3 \text{ м, условие выполняется.}$$

Высоту плитной части фундамента принимаем равной $h_{pl} = 0,60 \text{ м}$.

Назначаем высоту фундамента, принимая во внимание, что минимальная высота фундамента должна быть не менее 1,5 м.

$$H_f = 1,5 \text{ м.}$$

4.6.3. Определение глубины заложения фундамента.

Определяем расчетную глубину промерзания несущего слоя грунта

$$d_f = k \cdot d_{fn} = 0,6 \cdot 1,4 = 0,84 \text{ м}, \text{ где}$$

k - коэффициент, учитывающий температурный режим здания, $k = 0,6$

d_{fn} - нормативная глубина промерзания грунта, определяемая в зависимости от климатического района строительства, $d_{fn} = 1,4 \text{ м}$

Определяем, зависит ли глубина заложения фундамента от глубины промерзания грунтов: $d_f + 2 = 1,4 + 2 = 3,4 \text{ м}$, т.к. $d_w = 10 \text{ м} \geq d_f + 2 = 3,4 \text{ м}$, то для несущего слоя – суглинок, непросадочный, с модулем деформации $E_0 = 21 \text{ МПа}$ - глубина заложения фундамента d_1 назначается не менее расчетной глубины промерзания грунта d_f .

Глубина заложения фундамента по конструктивным требованиям:

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

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

4.6.4. Определение размеров подошвы фундамента (ФМЗ-1)

Предварительно задаемся шириной фундамента: $b_f = 3,0 \text{ м}$. Соотношение

$$\eta = \frac{b_f}{l_f} = 0,8.$$

размеров подошвы фундамента принимается в пределах

Уточняем расчетное сопротивление грунта основания:

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

γ_{c1} и γ_{c2} - коэффициенты условий работы, $\gamma_{c1} = 1,2$ и $\gamma_{c2} = 1$;

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, для $\varphi = 32^\circ$ - $M_\gamma = 0,51, M_q = 3,06, M_c = 5,66$;

k_z - коэффициент, так как $b_f = 3,0 \text{ м} < 10 \text{ м}$, то $k_z = 1$;

$d_b = h_{\text{подв}} - h_u = 2,55 - 0,55 = 2,0 \text{ м}$ - глубина заложения пола подвала, где

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

$h_{\text{подв}} = 2,55 \text{ м}$ - высота подвального помещения;

$$d_1 = h_s + \frac{h_{cf} \cdot \gamma_{cf}}{\gamma'_{II}} = 2,1 + \frac{0,25 \cdot 22}{17,5} = 2,38 \text{ м}$$

- глубина заложения подошвы фундамента, отсчитываемая от уровня пола подвала.

c_{II} - расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой, $c_{II} = 19 \text{ кПа}$

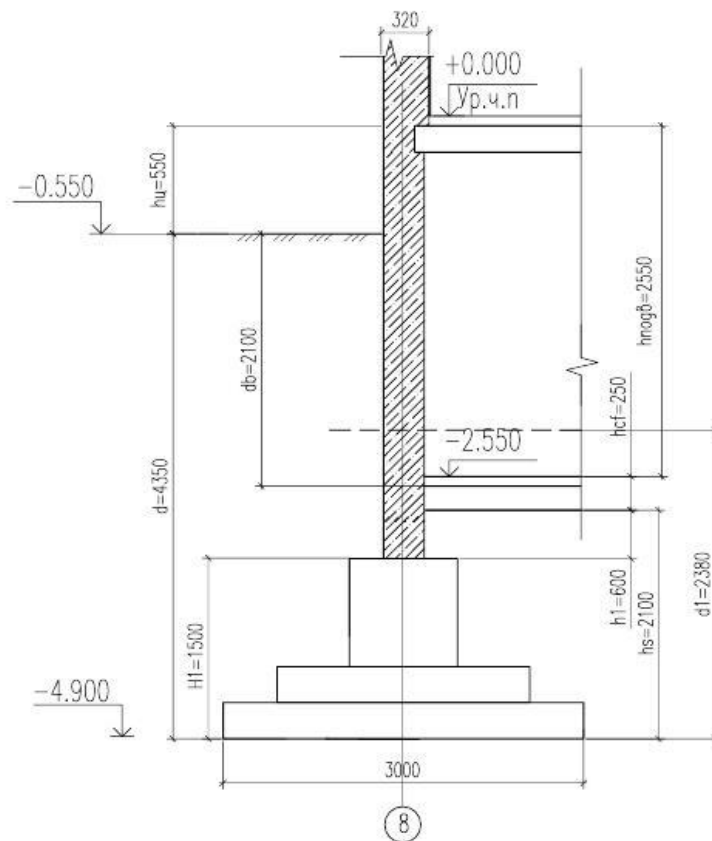


Рис. 4.2. К расчету фундамента под центральные колонны.

Окончательно принимаем $b_f = 3,0 \text{ м}, l_f = 3,9 \text{ м}$

4.6.5. Вычисление вероятной осадки фундамента (ФМЗ-1).

Расчет осадки ведется методом послойного суммирования с использованием расчетной схемы грунтового основания в виде линейно-деформируемого полупространства. Указанный расчет будем проводить под максимально нагруженным фундаментом – фундаментом под среднюю колонну (рис. 2).

В данном методе вся толща грунта разбивается послойно на слои толщиной $h_i \leq 0,4b$, $h_i \leq 0,4 * 3,0 = 1,2 \text{ м}$.. Граница слоя грунта также является и границей i -того элементарного слоя. Вычислим ординаты эпюр природного давления σ_{zq} и дополнительной σ_{zp} :

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

σ_{zq0} - среднее давление от собственного веса грунта в уровне подошвы фундамента. Стоит также отметить, что ниже УГВ $\gamma_{II,i}$ принимается равной 10 кН/м^3 .
 $\sigma_{zq0} = 15 * 1,2 + 3,35 * 18,2 = 76 \text{ кПа}$;

Определяем дополнительное давление в уровне подошвы фундамента

$$P_0 = P - \sigma_{zq0},$$

$$P = \frac{P_{MAX} + P_{MIN}}{2} = 265 \text{ кПа}$$

где ;

$$P_0 = 265 - 76 = 189 \text{ кПа}$$

Находим дополнительное давление в характерных точках:

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

Расчет осадки ведем в пределах сжимаемой толщи, нижняя граница которой определяется из условий:

$$\text{при } E \geq 7 \text{ МПа } \sigma_{zp} \leq 0,5 \sigma_{zq}$$

$$\text{при } E < 7 \text{ МПа } \sigma_{zp} \leq 0,2 \sigma_{zq}$$

Расчет осадки сводится к проверке условия:

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_i * h_i}{E_i} \leq S_u = 100 \text{ мм} \quad (S_u - \text{предельнодопустимая осадка}).$$

$$\sigma_i = \frac{\sigma_{zpi} + \sigma_{zpi+1}}{2}; \beta = 0,8.$$

Весь расчет сводим в таблицу.

Таблица 4.3.

Расчет осадки фундаментов мелкого заложения.

№ точки	z, м	$\xi = \frac{2z}{b}$	α	$\sigma_{zq}, \text{кПа}$	$\sigma_{zp}, \text{кПа}$	$\sigma_i, \text{кПа}$	$E, \text{кПа}$	$h_i, \text{м}$
0	0	0	1,0	76	189	174	21000	1,2
1	1,2	0,8	0,84	91	159	110	21000	1,2
2	2,4	1,6	0,32	114	61	50	21000	1,2
3	3,15	2,1	0,21	128	40	36	19000	1,2
4	3,6	2,4	0,17	132	32	25	19000	1,2
5	4,8	3,2	0,1	155	19 нГСТ			

$$S = 0,8 \left[\frac{(174 + 110 + 50) * 1,2}{21000} + \frac{(36 + 25) * 1,2}{19000} \right] = 0,02 \text{ м} = 20 \text{ мм} \leq S_u = 100 \text{ мм}$$

Условие выполняется.

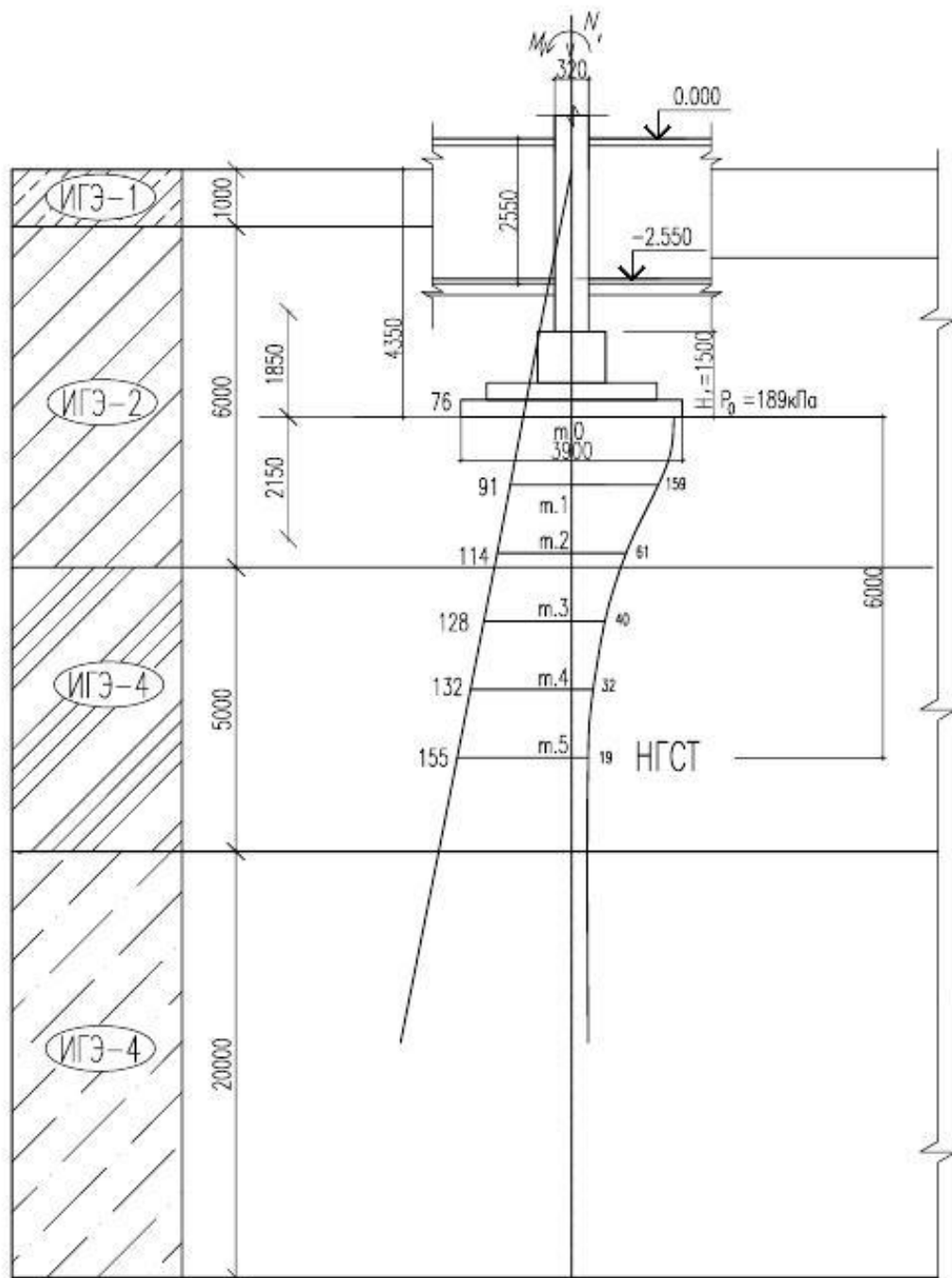


Рис.4.3. К расчету осадки фундамента в сечении I-I.

4.7. ФМЗ-2.

Расчет и проектирование фундамента (ФМЗ-2) в сечении II-II производим по заданной расчетной нагрузке на обреза фундамента:

$$N_{II} = 1223,1 \text{ кН}$$

Предварительно задаемся шириной фундамента: $b_f = 2,1 \text{ м}$. Соотношение

$$\eta = \frac{b_f}{l_f} = 0,8.$$

размеров подошвы фундамента принимается в пределах
Уточняем расчетное сопротивление грунта основания:

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

γ_{c1} и γ_{c2} - коэффициенты условий работы, $\gamma_{c1} = 1,2$ и $\gamma_{c2} = 1$;

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, для $\varphi = 32^\circ$ - $M_\gamma = 0,51, M_q = 3,06, M_c = 5,66$;

k_z - коэффициент, так как $b_f = 3,0\text{ м} < 10\text{ м}$, то $k_z = 1$;

$d_b = h_{\text{подв}} - h_u = 2,55 - 0,55 = 2,0\text{ м}$ - глубина заложения пола подвала, где

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

$h_{\text{подв}} = 2,55\text{ м}$ - высота подвального помещения;

$$d_1 = h_s + \frac{h_{cf} \cdot \gamma_{cf}}{\gamma'_{II}} = 2,1 + \frac{0,25 \cdot 22}{17,5} = 2,38\text{ м}$$

- глубина заложения подошвы

фундамента, отсчитываемая от уровня пола подвала.

c_{II} - расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой, $c_{II} = 19\text{ кПа}$

γ'_{II} - осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы фундамента

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2}{h_1 + h_2} = \frac{15 \cdot 1 + 18,2 \cdot 3,35}{4,35} = 17,5\text{ кН/м}^3$$

$$\gamma_{II} = 18,2;$$

$$R = \frac{1,0 \cdot 1,2}{1} [0,51 \cdot 1 \cdot 2,1 \cdot 18,2 + 3,06 \cdot 2,38 \cdot 17,5 + (3,06 - 1) \cdot 2,0 \cdot 17,5 + 5,66 \cdot 19] = 370\text{ кПа}$$

Площадь будет равна:

$$A_{mp} = \frac{N_{II}}{R} \cdot \mu = \frac{1223}{370} \cdot 1,2 = 4,0\text{ м}^2$$

$$2,1/0,8 = 2,5\text{ м}$$

$$\text{Примем } b \cdot l = 2,1 \cdot 2,4 = 5,0\text{ м}^2 > 4,0\text{ м}^2$$

Определяем максимальное и минимальное краевое давление и среднее давление под подошвой фундамента в предположении линейного распределения напряжений в грунте.

$$P_{\text{MAX}}^{\text{MIN}} = \frac{N_{II} + Q_{\text{ф.зр.}}}{A} \pm \frac{M_0}{W}$$

$$Q_{\text{ф.зр.}} = b \cdot l \cdot d_1 \cdot 20\text{ кН/м} = 2,1 \cdot 2,4 \cdot 4,35 \cdot 20\text{ кН/м} = 440\text{ кН}$$

$$P_{\text{max}}^{\text{ср}} = \frac{1223 + 440}{2,1 \cdot 2,4} + \frac{130}{2,016} = 400\text{ кПа} < 1,2R = 440\text{ кПа}$$

$$P_{\min}^{sp} = \frac{1223 + 440}{2,1 \cdot 2,4} - \frac{130}{2,016} = 270 \text{ кПа} > 0$$

, где

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

$$P_{cp} = \frac{P_{\max}^{sp} + P_{\min}^{sp}}{2} = \frac{400 + 270}{2} = 335 \text{ кПа}$$

Условия выполняются, следовательно, фундамент подобран правильно. Однако в основании имеются недонапряжения, составляющие

$$\left| \frac{P - R}{R} \right| \cdot 100\% = \left| \frac{335 - 370}{370} \right| \cdot 100\% = 9,5\% < 10\%$$

Окончательно принимаем $b \cdot l = 2,1 \cdot 2,4 = 5,0 \text{ м}^2 > 4,0 \text{ м}^2$

4.8. ФМЗ-3. Фундамент под стены здания.

Расчет и проектирование фундамента (ФМЗ-3) в сечении III-III производим по заданной расчетной нагрузке на обрез фундамента:

$$N_{II} = 151,5 \text{ кН}$$

Предварительно задаемся шириной фундамента: $b_f = 0,9 \text{ м}$.

Уточняем расчетное сопротивление грунта основания:

$$R = \frac{1,0 \cdot 1,2}{1} [0,51 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 18,2 + 3,06 \cdot 2,38 \cdot 17,5 + (3,06 - 1) \cdot 2,0 \cdot 17,5 + 5,66 \cdot 19] = 280 \text{ кПа}$$

Площадь будет равна:

Определяем максимальное и минимальное краевое давление и среднее давление под подошвой фундамента.

$$P_{\text{MAX}}^{\text{MIN}} = \frac{N_{II} + Q_{\text{ф.зр.}}}{b}$$

$$Q_{\text{ф.зр.}} = b \cdot 1 \text{ м.н.} \cdot d_I \cdot 20 \text{ кН/м} = 0,9 \cdot 1 \cdot 4,35 \cdot 20 \text{ кН/м} = 80 \text{ кН}$$

$$P_{\max}^{sp} = \frac{150 + 80}{0,9} = 255 \text{ кПа} < 1,2R = 330 \text{ кПа}$$

$$P_{\min}^{sp} = \frac{150 + 80}{0,9} = 255 \text{ кПа} > 0$$

, где

Условия выполняются.

Окончательно принимаем $b = 0,9 \text{ м}^2$

4.9. Расчет тела фундамента в сечении I-I.

4.9.1. 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:

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

4.9.2. 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, $h_{0l} = h_1 - a_s = 0,3 - 0,04 = 0,26$

$$M. \quad b_m = b_c + h_{0l} = 0,4 + 0,26 = 0,66$$

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

$$p_{\max} = \frac{N_I}{l_f b_f} + \frac{M_I}{W} = \frac{1680}{3,9 * 3} + \frac{156}{7,605} = 164,1 \quad \text{кН}$$

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

$$- 0,25 \cdot (3,0 - 1,2 - 2 \cdot 0,26)^2 = 0,96 \text{ м}^2$$

$$F = 187,5 \leq 190,92 \text{ кН}$$

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

4.9.3. Расчет прочности фундамента по поперечной силе.

Расчет прочности фундамента по поперечной силе заключается в проверке прочности рабочей высоты нижней ступени h_{0l} фундамента по наклонному сечению на восприятие поперечной силы Q одним бетоном, исходя из условия

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

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

$$Q = 159,42 < 486 \quad \text{кН}$$

Правая часть неравенства принимается не менее

$$0,6 \cdot R_{bt} \cdot b_f \cdot h_{0l} = 0,6 \cdot 900 \cdot 3,0 \cdot 0,3 = 396 \quad \text{кН} \quad \text{и не более}$$

$$2,5 \cdot R_{bt} \cdot b_f \cdot h_{0l} = 2,5 \cdot 900 \cdot 3,0 \cdot 0,3 = 2025 \quad \text{кН}$$

Все условия выполняются. Прочность нижней ступени по поперечной силе обеспечена.

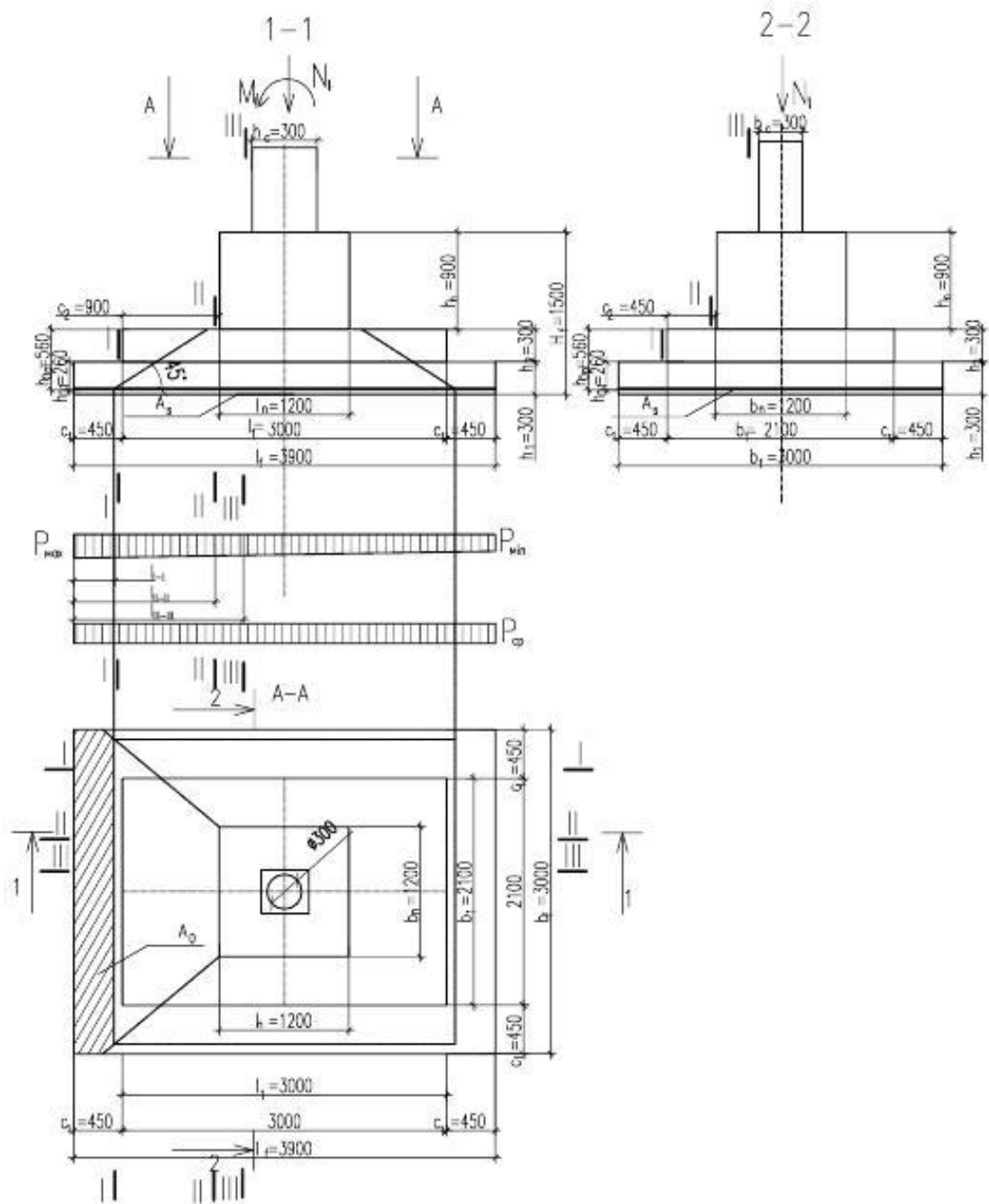


Рис.4.4. К определению высоты фундамента, конструирование фундамента и к расчету прочности плитной части на продавливание

4.9.4. 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:

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

2. В тех же сечениях определяем требуемую площадь сечения рабочей

арматуры A_s^{TP} в плитной части фундамента:

$$A_s^{I-I} = \frac{M_{I-I}}{0.9 \cdot h_{01} \cdot R_s} = \frac{63,69}{0.9 \cdot 0.26 \cdot 365000} = 0.00075 = 7,5 \text{ см}^2$$

$$A_s^{II-II} = \frac{M_{II-II}}{0.9 \cdot h_{02} \cdot R_s} = \frac{564,59}{0.9 \cdot 0.56 \cdot 365000} = 0.00307 = 30,7 \text{ см}^2$$

$$A_s^{III-III} = \frac{M_{III-III}}{0.9 \cdot h_{03} \cdot R_s} = \frac{789,69}{0.9 \cdot 1.46 \cdot 365000} = 0.00137 = 13,7 \text{ см}^2$$

В плоскости, перпендикулярном плоскости действия момента

$$A_s^{I-I} = \frac{M_{I-I}}{0.9 \cdot h_{01} \cdot R_s} = \frac{139,88}{0.9 \cdot 0.26 \cdot 365000} = 0.0016 = 16 \text{ см}^2$$

$$A_s^{II-II} = \frac{M_{II-II}}{0.9 \cdot h_{02} \cdot R_s} = \frac{559,54}{0.9 \cdot 0.56 \cdot 365000} = 0.00244 = 24,4 \text{ см}^2$$

$$A_s^{III-III} = \frac{M_{III-III}}{0.9 \cdot h_{03} \cdot R_s} = \frac{994,73}{0.9 \cdot 1.46 \cdot 365000} = 0.0017 = 17 \text{ см}^2$$

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 $\emptyset = 12 \text{ мм}$. ($A_s = 1,313 \text{ см}^2$),
окончательно принимаем $26\emptyset 12$ ($A_s = 1,313 \text{ м}^2$)

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 $\emptyset = 12 \text{ мм}$ ($A_s = 1,313 \text{ см}^2$), принимаем $20\emptyset 12$.

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.

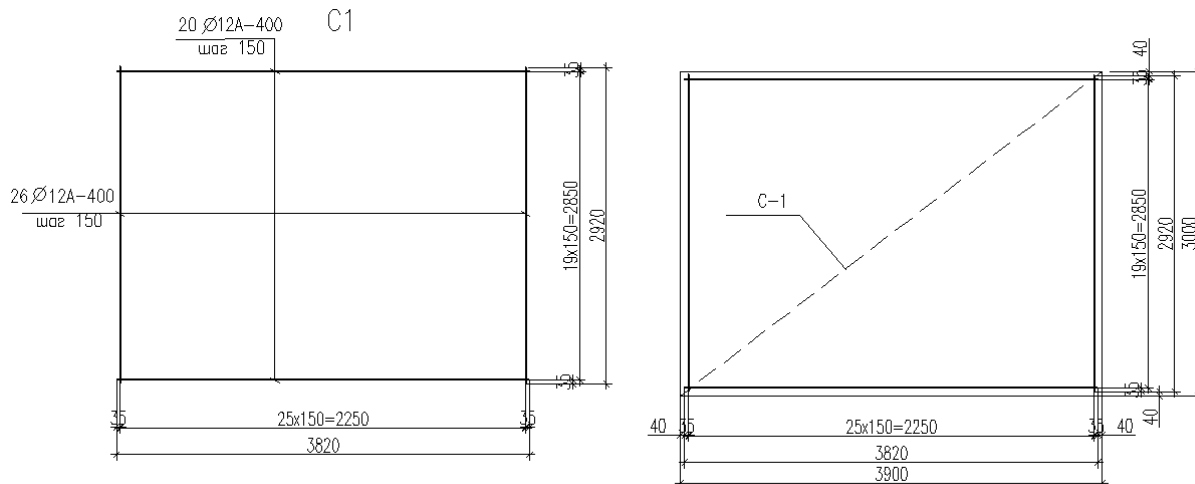


Рис.4.5. Схема армирования подошвы фундамента ФМЗ-1 Арматурная сетка С-1.

4.10. Проектирование свайных фундаментов

Конструирование свайных фундаментов состоит из определения глубины заложения ростверка, назначения длины сваи, вычисления несущей способности, определения расчетно-допускаемой нагрузки, количества свай под колоннами или шаг под стенами.

Глубина заложения ростверка зависит от наличия подвала и глубины сезонного промерзания грунтов. Принимается вариант свайных фундаментов из забивных призматических свай сечением 30х30. Длина сваи принимается из соображений, что острие сваи должно быть погружено в наиболее прочные слои грунта. В глинистых грунтах это слои с наименьшим показателем текучести I_L , в песчаных грунтах – в зависимости от крупности песка. В слой, выбранный в качестве несущего, свая должна быть погружена не $< 1,0$ м. При этом следует учитывать, что после забивки необходимо срубить голову сваи в пределах 300мм, а на 100мм свая заделывается в ростверк.

1. Сваи изготавливаются длиной до 13м с кратностью 1м. Если требуется длина сваи более 12, 13 метров, то сваи делаются составными. Глубина заложения подошвы ростверка свайного фундамента принимается такой же, как в случае фундамента мелкого заложения в сечение 1-1 т. е. $d=4,35$ м.

2. Принимаем, что ростверк свайного фундамента выполняется из монолитного железобетона класса 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- супесь, $R_0=220$ кПа, $E_0=20$ МПа. Предварительная длина сваи должна составлять

$h_1 + h_2 + h_3 + h_{\min} = 0,3 + 2,65 + 6,0 + 1,0 = 8,95$ м, где h_1 - глубина (высота) заделки сваи в ростверк свайного фундамента; h_2 - расстояние от подошвы свайного ростверка до подошвы первого слоя грунта; h_3 - мощность третьего

слоя грунта (ИГЭ-3), h_{\min} - минимальная глубина погружения сваи в несущий слой грунта (ИГЭ-4).

5. 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 острья $l_0 = 0,25$ м. Расчетная глубина заложения одиночной висячей сваи принимаем равной

$$d + h_{3/2} + h_4 + h_{\min} + l_0 = 4,35 + 2,65 + 6,0 + 0,25 = 13,25 \text{ м.}$$

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

4.11. Определение несущей способности призматической сваи

Несущая способность сваи будет складываться из сопротивления грунта под острием сваи R и сопротивлением вдоль боковой поверхности f . Значения R и f принимаем по таблице 7.1 и 7.2 СП 50-102-2003 «Свайные фундаменты». Всю длину сваи разбиваем на участки из условия: $l_i \leq 2$ м.

Несущая способность сваи определяется по формуле:

$$F = \gamma_c (RA\gamma_{CR} + U \sum_{i=1}^n f_i h_i \gamma_{cf}),$$

где A – площадь сваи, принимаемая $0,3 * 0,3 \text{ м}^2$,

U – периметр сваи.

По таблицам 7.1 и 7.2 СП 50-102-2003 для супеси на глубине 13,25 м находим:

Расчетное сопротивление под острием сваи: $R = 2020 \text{ кПа}$;

Расчетные сопротивления вдоль боковой поверхности:

Для суглинка с $I_L = 0,36$:

$$l_1 = 4,85 \text{ м} \Rightarrow f_1 = 33 \text{ кПа}$$

$$l_2 = 5,35 \text{ м} \Rightarrow f_2 = 34 \text{ кПа}$$

$$l_3 = 5,85 \text{ м} \Rightarrow f_3 = 36 \text{ кПа}$$

$$l_4 = 6,35 \text{ м} \Rightarrow f_4 = 37 \text{ кПа}$$

Для глины с $I_L = 0,45$

$$l_5 = 7,85 \text{ м} \Rightarrow f_5 = 29 \text{ кПа}$$

$$l_6 = 9,35 \text{ м} \Rightarrow f_5 = 30 \text{ кПа}$$

$$l_7 = 10,85 \text{ м} \Rightarrow f_5 = 31 \text{ кПа}$$

Для супеси $I_L = 0,43$

$$l_6 = 12,5 \text{ м} \Rightarrow f_6 = 34 \text{ кПа}$$

$$F = 1,0 * \left[2020 * 0,09 * 1 + 1,2 * \left(0,55 * 33 + 0,5 * 34 + 0,5 * 36 + 0,5 * 37 + 0,5 * 29 + \right. \right. \\ \left. \left. + 1,5 * 30 + 1,5 * 31 + 1,65 * 34 \right) \right] = \\ = 536 \text{ кН}$$

4.12. Проектирование призматических свай под стены здания

Определяем расчетную нагрузку, допускаемую на сваю:

$$N_{\text{р.д.}} = \frac{F}{\gamma_n} = \frac{536}{1,4} = 380 \text{ кН},$$

где γ_n – коэффициент надежности, зависящий от способа определения несущей способности.

Принимаем ростверк шириной $b_p = 1,0\text{м}$, высотой $h_p = 0,5\text{м}$.

Определяем шаг свай под стены здания:

$$C = \frac{N_{p.d.}}{q + Q_p},$$

где $q = N_1 = 1080\text{кН/м}$

Вес погонного метра ростверка $Q_p = 1,0 * 0,5 * 24 * 1,0 = 12\text{кН/м.л.}$

Определяем шаг свай:

$$C = \frac{380}{1080 + 12} = 0,35\text{м}$$

При конструировании ростверка расстояние между сваями должно удовлетворять условию: $3d \leq c \leq 6d$.

Исходя из минимального допустимого расстояния между сваями $l=3d$, определяем минимальную допустимую ширину ростверка b_p . Сваи располагаем в одну линию.

$$b_p = d + 2 * 0,05 = 0,3 + 0,3 + 2 * 0,05 = 0,7\text{м}$$

Окончательно принимаем ростверк шириной $b_p = 0,7\text{ м}$, высотой $h_p = 0,5\text{ м}$.

$$Q_p = 0,7 * 0,5 * 20 = 7\text{кН/м.л.}$$

$$C = \frac{380}{1080 + 7} = 0,35\text{м}$$

Принимаем $C=0,35\text{м}$.

4.13. Проектирование призматических свай под колонны здания

Определяем количество свай n :

$$n = \frac{N_I}{N_{p.d.}} * \mu = 2033 / 380 * 1,2 = 6 \Rightarrow \text{принимаем } 6 \text{ свай.}$$

Задаваясь минимальным допустимым расстоянием между сваями $l=3d=0,9\text{м}$, расставляем сваи и определяем минимальную ширину ростверка.

Вес ростверка:

$$Q_p = 2,2 * 1,3 * 1,9 * 24 = 310\text{кН}$$

Определяем изгибающий момент относительно оси симметрии подошвы ростверка:

$$M_y = M_I + Q_I * h_p = 300 + 100 * 1,9 = 490\text{кН * м}$$

Максимальные и минимальные нагрузки на крайние сваи будут равны:

$$N_{\max}^{\min} = \frac{N_I + Q_p}{n} \pm \frac{M_y * x}{\sum x_i^2}$$

$$N_{\max}^{\min} = \frac{2033 + 310}{20} \pm \frac{490 * 0,9}{9 * 0,81} = 390 \pm 60\text{кН}$$

Проверка надежности сводится к определению нагрузок на крайние сваи и выполнении условий:

$$N_{\max} < 1,2N_{p.d.} \text{ и } N_{\min} > 0$$

$$N_{\max} = 450\text{кН} < 1,2N_{p.d.} = 1,2 * 380 = 456\text{кН} - \text{условие выполняется;}$$

$$N_{\min} = 330\text{кН} > 0 - \text{условие выполняется.}$$

Таким образом, размеры ростверка и количество свай оставляем без изменения.

4.14. Расчет осадки свайного фундамента

Расчет осадки свайного фундамента сводится к расчету осадки некоторого условного фундамента, подошва которого проходит через начало заострения свай, а боковые грани через точку пересечения плоскости подошвы и линии, расположенной под углом $\varphi_{cp}/4$, где среднее значение угла внутреннего трения грунтов, прорезаемых сваями определяется:

$$\varphi_{cp} = \frac{\varphi_2 * h_2 + \varphi_{13} * h_{13} + \varphi_{10} * h_{10}}{h_2 + h_{13} + h_{10}}$$
$$\varphi_{cp} = \frac{20 * 2,85 + 15 * 5 + 20 * 6,1}{2,85 + 5,0 + 6,1} = 18^\circ$$

Ширина и длина условного фундамента соответственно будут равны:

$$a = l_0 \operatorname{tg} \alpha, \text{ где}$$

$$l_0 = 9 - 0,4 = 8,6 \text{ м} - \text{приведенная длина свай.}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \operatorname{tg} \frac{\varphi_{cp}}{4} = 0,08$$

$$B_y = 2 * 0,9 + d + 2a = 2 * 0,9 + 0,3 + 2 * (9,6 * 0,08) = 3,4 \text{ м}$$

$$L_y = 3,4 \text{ м}$$

$$\text{Площадь подошвы условного фундамента: } A_y = B_y * L_y = 3,4 * 3,4 = 12 \text{ м}^2$$

Определяем вес условного фундамента:

$$Q_{ф.зр.} = A_y * H_y * 20 \text{ кН/м}^3 = 12 * 11 * 20 = 2640 \text{ кН}$$

Дальнейший расчет осадки свайных фундаментам аналогичен расчету осадки фундаментам мелкого заложения.

Среднее давление условного фундамента:

$$P = \frac{N_{II} + Q_{ф.зр.}}{A_y} = \frac{2033 + 2640}{12} = 390 \text{ кПа}$$

Таким образом требуется определить осадку условного фундамента с давлением под подошвой $P = 390 \text{ кПа}$. Расчет осадки ведем методом послойного суммирования с использованием расчетной схемы грунтового основания в виде линейно-деформируемого полупространства. Эта схема применяется в случае, если выполняется условие $P \leq R$.

Проверим это условие:

$$R = \frac{\gamma_{c1} * \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma * b * k_H * \gamma_{II} + M_q * d_1 * \gamma'_{II} + M_c * c_{II}] =$$
$$= \frac{1,2 * 1,0}{1} [0,51 * 3,4 * 1 * 19,2 + 3,06 * 13,25 * 18 + 5,66 * 14] = 720 \text{ кПа}$$

$$P = 390 \text{ кПа} < R = 720 \text{ кПа} - \text{условие выполняется.}$$

Вся толща грунта ниже подошвы условного фундамента разбивается послойно на слои толщиной $h_i \leq 0,4b$. В нашем случае $h_i \leq 0,4 * 3,4 = 1,4 \text{ м}$ примем слой толщиной 1,4 м. Граница слоя грунта также является и границей i -того элементарного слоя.

Для полученных точек определяем природное давление грунта:

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

σ_{zq0} - среднее давление от собственного веса грунта в уровне подошвы фундамента.

$$\sigma_{zq0} = 15 * 1,0 + 18,2 * 6,0 + 18,2 * 5,0 + 19,2 * 1,2 = 240 \text{ кПа};$$

Определяем дополнительное давление в уровне подошвы фундамента

$$P_0 = P - \sigma_{zq0},$$

где $P = 390 \text{ кПа}$;

$$P_0 = 390 - 240 = 150 \text{ кПа}$$

Находим дополнительное давление в характерных точках:

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

Расчет осадки ведем в пределах сжимаемой толщи, нижняя граница которой определяется из условий:

$$\text{при } E \geq 5 \text{ МПа } \sigma_{zp} \leq 0,2 \sigma_{zq}$$

$$\text{при } E < 5 \text{ МПа } \sigma_{zp} \leq 0,1 \sigma_{zq}$$

Расчет осадки сводится к проверке условия:

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_i * h_i}{E_i} \leq S_u = 100 \text{ мм} \quad (S_u - \text{предельно допустимая осадки}).$$

$$\sigma_i = \frac{\sigma_{zpi} + \sigma_{zpi+1}}{2}; \quad \beta = 0,8$$

Весь расчет сводим в таблицу.

Таблица 4.6. Расчет осадки фундаментов мелкого заложения

№ точки	z, м	$\xi = \frac{2z}{b}$	α	$\sigma_{zq}, \text{кПа}$	$\sigma_{zp}, \text{кПа}$	$\sigma_i, \text{кПа}$	E, МПа
0	0	0	1,00	240	150	135	20,0
1	1,4	0,8	0,8	267	120	93	
2	2,8	1,6	0,44	294	66	51	
3	4,2	2,4	0,25	320	37 НГСТ		

$$S = 0,8 \left[\frac{(135 + 93 + 51) * 1,4}{21000} \right] = 0,02 \text{ м} = 20 \text{ мм} \leq S_u = 100 \text{ мм}$$

Условие выполняется.

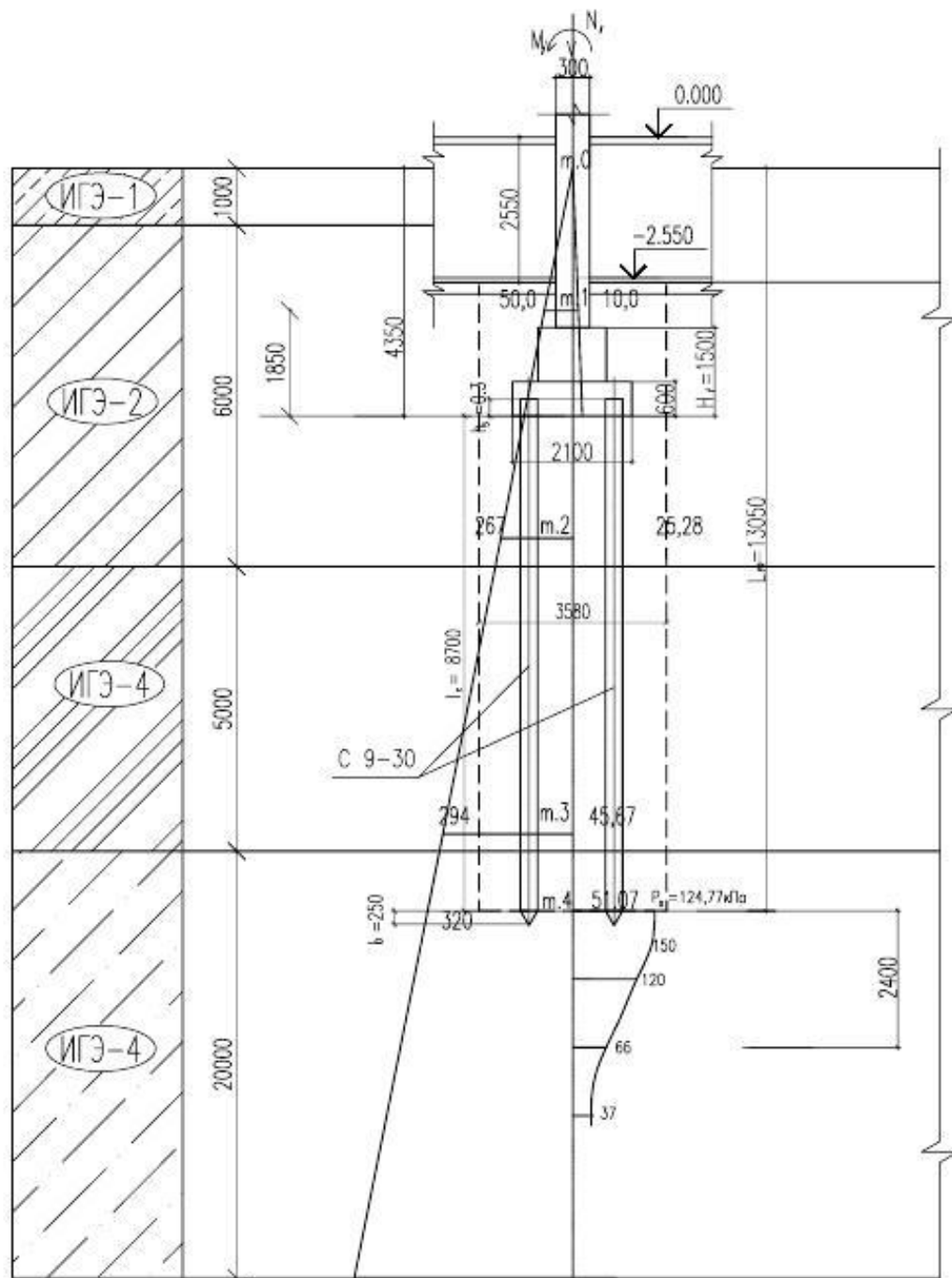


Рис.4.6. К расчету осадки свайного фундамента.

4.15. Расчет тела ростверка свайного фундамента.

4.15.1. Расчет прочности ростверка на продавливание угловой сваей.

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

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

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

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

$$N_p = \frac{N_1}{n} + \frac{M_1 l_{i,\max}}{\sum l_{i,\max}^2} = \frac{2033}{4} + \frac{158 \cdot 1}{3 \cdot 1^2} = 627,3 \text{ кН}$$

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

n - количество свай, $n = 6$ шт; l_{\max} - расстояние от центра тяжести свайного поля до оси наиболее удаленной сваи, $l_{\max} = 1$ 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 $\kappa_{o1} = c_{o1}/h_{o1}$ и $\kappa_{o2} = c_{o2}/h_{o1}$; h_{o1} - рабочая высота нижней ступени (расстояние до верха свай),

Условие выполняется, следовательно высота плитной части ростверка достаточна.

4.15.2. 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:

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

$Q = \sum N_{pi} = 2 \cdot 621,3 = 1254,6 \text{ кН}$; $b_p = 2,2$ м, $h_o = h_1 - a_s = 0,6 - 0,04 = 0,56$ 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, $b_p = 2,2$ м, h_o - рабочая высота ростверка в рассматриваемом сечении; R_{bt} - расчетное сопротивление бетона растяжению, для тяжелого бетона кл. В20 $R_{bt} = 0,9$ 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:

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

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

4.15.3. 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, $l_1 = 0,15$ 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, $l_2 = 0,45$ м;

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

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

Из двух значений A_s^{1-1} и A_s^{2-2} выбираем большее, по которому и производим подбор диаметра и количество стержней. Принимаем $S=150$ 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 $14\varnothing 12$ $A_s=1,313 \text{ см}^2$.

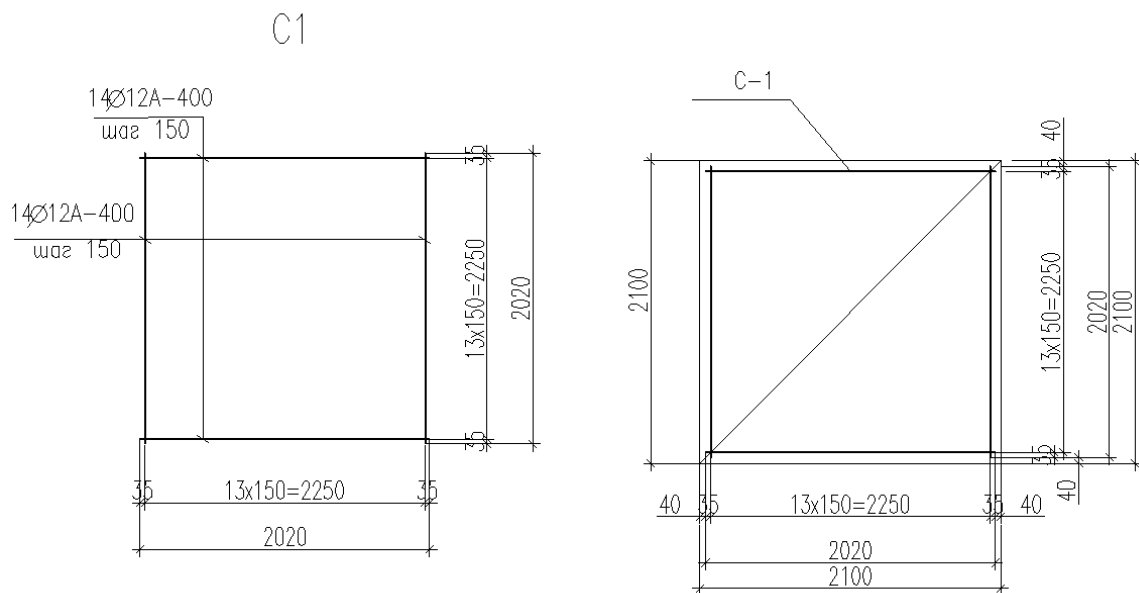


Рис.4.7. Схема армирования подошвы свайного фундамента. Арматурная сетка С-1.

4.16. Техничко-экономические сравнение 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	А-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	В-1-4	Монтаж сборных железобетонных отдельностоящих фундаментов из кл. В20	м ³	4.42	21-00	92.82	-	-	-	-
3	А-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	В-4-14	Устройство монолитного железобетонного ростверка	-	-	-	-	м ²	4.5	23-20	104.4
6	Б-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.

Раздел 5

Технология и организация строительного производства

5.1. Паспорт объекта.

Рассматриваемый объект представляет собой 4-х этажное административное здание. В целом здание имеет неправильную форму в плане, основные габариты в осях 36100×42000. Количество этажей – 4. Общая высота здания от уровня чистого пола первого этажа – 16м. Высота типового этажа – 3.6м. Высота подвала – 2,5 м.

Фундамент монолитный железобетонный отдельно стоящий под колонны, размер подошвы по осям Е и 7: 3.0 х 3.9 м, по остальным осям 2.1 х 2.4м. Глубина заложения подошвы 4,35 м. В качестве конструкций перекрытия в проекте приняты монолитные балочные перекрытия. Кровля мягкая из 3-х слойного наплавляемого рулонно-битумного материала. Двери наружные и внутренние - деревянные, филенчатые из хвойных пород. Ограждение из пенобетонных блоков. В покрытие пола входит керамогранитная плитки, линолеум и щитовой паркет.

Строительство объекта осуществляется в городе Пенза.

Участок строительства освоенный, спокойный без особых возвышенностей и выемок.

Здание каркасное из монолитного железобетона с неравномерной сеткой колонн. Колонны применяются трубобетонные. Фундаменты монолитные ж/б отдельностоящие под колонны и ленточные под стены подвала. Перекрытие и покрытие здания – монолитный ж/б диск.

Стены здания выполнены блочного пенобетона, толщина - 400 мм. Перегородки имеют толщину 100мм.

5.2. Календарное планирование.

Календарным планом называют документ по планированию, в котором на основе объемов строительно-монтажных работ и принятых организационных и технологических решений определены последовательность и сроки осуществления строительства.

Календарный план является основным документом в составе ПОС (проект организации строительства) и ППР (проект производства работ).

В соответствии с календарным планом строительства разрабатываются календарные планы обеспечения строительства рабочими кадрами, механизмами и материально-техническими ресурсами.

5.3. Ведомость требуемых ресурсов.

Ведомость требуемых ресурсов сведена в таблицу 5.1.

5.4. Построение графиков использования ресурсов на календарном плане.

При проектировании календарного плана используется принцип поточной организации строительства, и совмещения работ во времени. После этого строятся дифференциальные графики: движения рабочих,

дифференциальный график освоения средств и интегральный график освоения средств.

График движения рабочей силы характеризует равномерность потребления трудовых ресурсов, показывает количество исполнителей, выполняющих работы ежедневно.

Дифференциальный график капитальных вложений показывает количество денежных средств, осваиваемых строительством ежедневно.

Интегральный график капитальных вложений показывает количество денежных средств, осваиваемых строительством за определенный период времени.

Интегральный график строим по результатам расчетов затрат за каждый период (месяц).

5.5. Расчет технико-экономических показателей календарного плана.

1. Сметная стоимость строительно-монтажных работ определяется по формуле:

$$C_{\text{смп}}^{\text{Б}} = \text{ПЗ} + \text{НР} + \text{СП} = 9670 + 9000 + 7500 = 26170 \text{ т.р.},$$

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

НР – накладные расходы, руб.; НР=60% от фонда оплаты труда=15000*0,6=9000 т.р.

СП – сметная прибыль, руб. СП=50% от фонда оплаты труда=15000*0,5=7500 т.р.

$$C_{\text{смп}}^{2016} = I * C_{\text{смп}}^{\text{Б}} = 5.6 * 26170 = 146552 \text{ т.руб.};$$

где I-индекс удорожания, I=5.6.

2. Продолжительность строительства, определяемая по правой части календарного плана, сравнивается с нормативным значением: $T_{\text{кп}} = 20 \text{ мес} \leq T_{\text{н}} = 23 \text{ мес}$

3. Общая трудоемкость работ:

$$Q = 8462,383 \text{ чел-дн.}$$

4. Общая машиноемкость работ:

$$Q = 780,205 \text{ маш-см.}$$

5. Удельная трудоемкость работ:

$$U = Q/V = 8462,383/17100 = 0,49 \text{ чел-дн/м}^3,$$

где V- строительный объем, равный 17100 м³

6. Удельная машиноемкость работ:

$$U_{\text{м}} = Q'/V = 780,205/17100 = 0,046 \text{ маш-см/м}^3,$$

где V- строительный объем, равный 17100 м³

7. Выработка

$$B = \frac{C_{\text{смп}}}{Q_{\text{чел-дн}}} = \frac{31203,83}{8462,383} = 3,68 \frac{\text{т.р.}}{\text{чел-дн}}$$

8. Уровень сборности $K_{\text{сб}}$ определяется по формуле:

$$K_{\text{сб}} = C_{\text{сб}}/\text{ПЗ} \cdot 100\% = 308,143/14703,83 \cdot 100\% = 2,09\%$$

где $C_{\text{сб}}$ – сметная стоимость работ с применением сборных конструкций и деталей;

9. Уровень механизации $K_{\text{мех}}$ находится по формуле:

$$K_{\text{мех}} = C_{\text{мех}}/\text{ПЗ} \cdot 100\% = 12016,11/14703,83 \cdot 100\% = 82\%$$

где $C_{\text{мех}}$ – стоимость работ, на которых применяются механизмы, тыс. руб.;

10. Коэффициент неравномерности движения рабочей силы $K_{\text{н}}$ вычисляется по формуле:

$$K_{\text{н}} = \frac{R_{\text{max}}}{R_{\text{cp}}} = \frac{21}{20} = 1,05$$

$$1 < K_{\text{н}} < 2$$

$$R_{\text{cp}} = \frac{Q}{T} = \frac{8462,383}{422} = 20$$

где R_{max} – максимальное число рабочих по графику потока рабочей силы, чел.;

R_{cp} – среднее число рабочих.

11. Коэффициент совмещения работ $K_{\text{совм}}$ определяется по формуле:

$$K_{\text{совм}} = \frac{\sum t_i}{T} = \frac{807}{422} = 1,91 > 1$$

где $\sum t_i$ – сумма продолжительности всех работ по КП;

T – продолжительность работ по календарному плану.

Таблица 5.1

Ведомость требуемых ресурсов.

№	Шифр и № позиции норматива	Наименование работ	Объем		Сметная стоимость		Трудоёмкость чел/ч		Состав звена			Потребность в механизмах маш/ч			Потребность в материалах, конструкциях, изделиях				Зарплата строителей и машинистов, руб				
			Ед. изм.	Кол-во	За ед. руб.	Всего руб	На ед.	Всего чел/ч	Профес-сия	Р-д	Кол-во	Наим. мех-ов	На ед.	Всего маш/ч	Наим.	Ед. изм	требуется		Ед-цы	Всего			
																	На ед.	всего					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21			
1	01-01-036-3	Планировка бульдозером площадки строительства	1000 м ²	16.2	36.24	587.09	0.19	3.08	машинист	6	1	Бульдозер (180 л.с.)	0.19	3.08	-	-	-	-	3.21	52.00			
2	01-01-032-2 01-01-032-10	Вертикальная планировка со срезкой растительного грунта II кат. бульдозером и перемещение грунта на расстояние до 30 м	1000 м ³	1.32	1928.39	3123.99	10.11	16.38	машинист	6	1	Бульдозер (180 л.с.)	10.11	16.38	-	-	-	-	171.06	277.12			
3	01-01-013-8	Разработка грунта II кат. экскаватором с погрузкой в транспорт	1000 м ³	2.55	4013.75	10235.06	33.09	84.38	машинист	6	1	экскаватор	25.25	64.39	щебень	м ³	0.04	0.102	647.17	1650.28			
								помощник машиниста	5	1													
4	01-01-003-8	То же в отвал	1000 м ³	3.00	2907.52	8722.56	22.27	66.81	машинист	6	1	экскаватор	22.27	66.81	-	-	-	-	465.44	1396.32			
								помощник машиниста	5	1													
5	01-02-056-8	Доработка грунта в котловане вручную	1000 м ³	1.90	2430.16	4617.30	296	562.40	землекоп	2	1	-	-	-	-	-	-	-	2430.16	4617.30			
6	01-01-035-2 01-01-035-8	Обратная засыпка грунта бульдозером	1000 м ³	2.86	1497.29	4282.25	7.85	22.45	машинист	6	1	Бульдозер (180 л.с.)	7.85	22.45	-	-	-	-	132.81	379.84			
7	06-01-001-1	Устройство бетонной подготовки под фундаменты	100 м ³	0.25	62609.84	15652.46	163.0 3	40.76	бетонщик	3	1	Вибратор глубинный	8.03	2.04	Бетон	м ³	102	25.5	1397.69	349.42			
								бетонщик	2	1	Автомобиль бортовой	0.13	Вода								м ³	1.75	0.43
8	06-01-001-5 101-1173	Устройство монолитных ж/б фундаментов под колонны	100 м ³ /т	1.05	86984.15	119449	785.9	825.17	Бетонщик	4	1	Кран	30.35	71.47	Бетон	м ³	101.5	106.58	7019.25	7370.21			
																					Бетонщик	2	1
																					арм-ик	4	1
				4.5	6247.94							арм-ик	2		1	Вибратор глубинный	37.72	Арм-ра			т	4.5	4.73
												Плотник	4		1								
												Плотник	2		1								

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
9	09-03-001-1 101-1630	Монтаж стальных опорных плит	1 т	3.4	1949.72	7442	22.96	78.06	монтажни к	5	1	Кран	7.84	43.4	Констр укции стальн ые	т	1	3.4	353.16	1200.7
				монтажни к	4				1											
				монтажни к	3				1	Преобразо ватель сварочный	1.57									
				машинист	6				1	Аппарат для газовой сварки и резки	3.36									
10	06-01-001-22 101-1173	Устройство монолитных ж/б ленточных фундаментов	100 м³/т	1.56	82735.75	170304. 2	446.0 4	695.8	Бетонщик	4	1	Кран	27.25	269	Бетон	м³	101.5	158.3 4	4277.84	6673.43
				бетонщик	2				1											
				арм-ик	4				1	Вибратор глубинный	21.42									
				арм-ик	2				1											
				плотник	4				1	Установка для сварки	123.76									
плотник	2	1																		
11	06-01-001-24 101-1173	Устройство монолитных стен подвала	100 м³/т	2.38	83321.13	181214. 1	698.5 6	1089.75	бетонщик	4	1	Кран	31.3	203.1	Бетон	м³	101.5	241.5 7	6460.89	10079
				бетонщик	2				1											
				арм-ик	4				1	Вибратор глубинный	32.22									
				арм-ик	2				3											
				плотник	4				1	Установка для сварки	66.64									
				плотник	2				1											
12	08-01-003-4	Вертикальная гидроизоляция	100 м²	3.9	2680.2	10452.7 8	88.8	346.32	Гидроизо лировщик	4	1	Автомобил ь бортовой	0.4	1.56	Раство р гото вый отдело чный	м³	2.8	10.92	795.65	3103.04
									Гидроизо лировщик	2	1									
13	09-03-002-1 103-0813	Монтаж трубы трубобетонных колонн	1 т	38.3	417.17	17254.2	10.47	401	Монтажн ик	5	1	Кран	0.97	92.68	Констр укции стальн ые	т	1	38.3	126.24	4835
				монтажни к	4				1	Преобразо ватель сварочный	0.44									
				Машинист	6				1	Аппарат для газовой сварки и резки	1.01									
				электрос варщик	5				1											

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
14	06-01-026-4 101-1176	Бетонирование трубобетонных колонн	100 м ³	0.8	113064.8 8	138613	1569. 4	1255.5	Машинис т	4	1	Кран	93.3	129	бетон	м ³	101.5	81.2	14822.46	11858
				Слесарь	4				1											
				Бетонщик	2				1	Бетононасо с	6.1									
				Арм-к	5				1											
				Арм-к	2				1	Вибратор глубинный	61.88	армату ра	т							
15	06-01-041-1 101-1175	Устройство монолитного перекрытия и покрытия	100 м ³ /т	36.5	104205.2 3	3849998	951.0 8	34714.4	Плотник	4	1	Кран	28.56	1276.0 4	Бетон	м ³	101.5	3704. 8	8470.21	309163
				Плотник	2				1											
				Арм-к	4				1	Бетононасо с	6.1									
				Арм-к	2				1											
				Бетонщик	4				1	Вибратор поверхност.	47.96	армату ра	т		7.66	279.6				
				Бетонщик	2				1											
16	07-05-015-1 448-2201	Устройство лестничных маршей	100 м	7.2	1312.72	182951	117.7 2	847.6	Монтажни к	4	2	Кран	0.59	4.25	Ступен и	м	100	720	1052.98	7581.46
				Монтажни к	3				1											
				Монтажни к	2				1											
				Машинист	6				1	раство р	м ³									
17	08-03-002-1	Кладка стен и перегородок из пенобетонных блоков	1м ³	3936	1025.34	4035738	4.43	4542.26	Каменщик	3	1	Кран	0.44	451.15	Камни легкоб етонны е	м ³	0.92	3621. 1	43.81	44920
				раство р	м ³															
18	06-01-034-9 101-1172	Устройство перемычек	100 м ³	0.406	131806.7	125192. 1	1593	646.76	Плотник	4	1	Кран	63.78	135.33	Бетон	м ³	101.5	41.21	14409.5	5850.26
				Плотник	2				1											
				Арм-к	4				1	Установка для сварки	191.59									
				Арм-к	2				1											
				Бетонщик	4				1	Вибратор глубинный	77.95	Циты из досок	м ²		183	74.3				
				Бетонщик	2				1											
Машинист	6	1																		
19	08-02-002-1 404-0083	Кладка перегородок из кирпича	100 м ² /шт т	166.2	2332.68	392297. 3	146.3 2	24367	Машинист	6	1	Кран	2.15	357.33	Кирпич керами ческий	1000 шт	2.94	488.6 3	1252.95	208240.3
				Каменщик	4				1											
				Каменщик	2				2											

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
20	12-01-015-01	Устройство пароизоляции	100 м ²	9.25	2694.36	24922.83	17.51	161.97	Изолировщик	3	1	Котел битумный	1.81	16.75	Рубероид	м ²	110	1017.5	168.17	1555.57
									Изолировщик	2	1				Мастика	т	0.196	1.813		
21	12-01-014-02	Устройство разуклонки керамзитом	100 м ²	9.25	455.67	4214.95	3.04	28.12	Изолировщик	3	1	-	-	-	Гравий керамзитовый	м ³	1.03	9.53	27.90	258.08
									Изолировщик	2	1									
22	12-01-013-03 104-0003	Устройство теплоизоляции из минераловатных плит	100 м ²	9.25	6364.14	106885.9	45.54	421.25	Изолировщик	3	1	-	-	-	Плиты теплоизоляционные	м ²	103	952.75	430.62	3983.24
				103	466.19				Изолировщик	2	1									
23	12-01-017-01	Устройство стяжки из цементного раствора	100 м ²	9.25	1606.99	14864.66	27.22	251.79	Изол-к	4	1	Растворонасос	2.36	21.83	Раствор	м ³	1.53	14.15	234.68	2170.79
									Изол-к	3	1				Песок	м ³	3.06	28.31		
									Изол-к	2	1				Рубероид	м ²	4.4	40.7		
															Вода	м ³	3.85	35.61		
24	12-01-004-01 101-0076	Покрытие крыши рулонным наплавленным материалом	100 м ²	9.25	14900.76	1159432.5	26.1	241.43	Изол-к	4	1	Котел битумный	4.94	45.7	Материалы рулонные кровельные	м ²	252	2331	237.59	2197.71
				252	4053.97				Изолировщик	3	1									
25	10-01-031-3	Заполнение оконных проемов	100 м ³	2.88	24803.48	71434.02	245.25	706.32	Машинист	5	1	Кран	2.46	55.15	Переплеты	м ²	91	262.1	2263.59	6519.14
									Плотник	4	1				Шуруповертывы	16.69	Скобяные изделия	комплект		
									Плотник	2	2	Наличники	м				428	1232.6		
												Коробки оконные	м		311	895.68				
26	10-01-039-2	Заполнение дверных проемов	100 м ³	4.03	18720.53	75443.74	334	1346.02	Машинист	5	1	Кран	7.08	28.53	Блоки дверные	м ²	100	403	3176.34	12800.65
									Плотник	4	1				Скобяные изделия	комплект	35	141.1		
									Плотник	2	2									
27	15-05-003-3	Остекление оконных и дверных заполнений проемов стеклом (4мм)	100 м ³	3.05	3978.42	12134.27	63.51	193.71	Стекольник	3	1	-	-	-	Стекло оконное	м ²	78	237.9	533.65	1627.63

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
28	08-07-002-1	Установка и разборка наружных инвентарных лесов	100 м ²	23.6	1663.22	49231.31	70.20	2077.92	Монтажник	4	1	-	-	-	Детали деревянные	100 м ³	0.008	0.189	593.19	17558.42
									Монтажник	3	2				Детали стальные	т	0.029			
									Монтажник	2	1				Щиты настила	м ²	5.5			
29	15-01-080-03	Устройство наружной теплоизоляции здания плитами утеплителя до 120 мм	100 м ²	20.18	37199.13	750678.44	773.4	15607.212	Термоизолятор	4	1	Перфоратор электрический	21.24	428.62	Плиты теплоизоляц.	м ³	13.44	271.22	7591.46	153195.66
									Термоизолятор	3	1				Клей	кг	1431.9	28896		
									Термоизолятор	2	1				Сетка арм-я	м ³	134.75	2719.3		
30	15-02-009-1	Декоративная обработка фасадов	100 м ³	20.18	8045.04	162348.9	82.75	1669.9	Штукатур	5	1	Аппарат пескоструйный	1.25	25.23	Крошка стеклянная	т	0.21	4.24	330.99	6679.38
															Краска	т	0.1	2.02		
															Вода	м ³	0.35	7.06		
31	15-02-016-2	Штукатурная обработка потолков	100 м ³	58.8	1702.86	100128.17	78.88	4638.14	Штукатур	3	1	Растворонасос	5.45	320.46	Раствор отделочный	м ²	1.5	88.2	779.55	45837.54
															Сетка тканая	м ³	2.77	162.88		
32	15-04-005-2	Покраска потолков водоэмульсионными составами	100 м ³	28.2	1116	31471.2	16.94	477.71	Маляр	4	1	-	-	-	Краска	т	0.057	1.61	148.58	4189.96
															Шпатлекарная	т	0.0055	0.156		
33	15-01-047-3	Устройство подвесных потолков типа «Армстронг»	100 м ²	30.6	38707.37	1184445.52	344.3	10535.58	Плотник	5	1	Установка для сварки	2	61.2	Плиты акустические	м ²	103	3151.8	9071.49	277587.6
									Плотник	4	1									
									Плотник	3	1									
34	15-02-018-1	Оштукатуривание стен и перегородок	100 м ³	198	1881.24	372485.52	90.48	17915.04	Штукатур	4	2	Растворонасос	6.84	1354.32	Раствор отделочный	м ³	1.51	298.98	900.15	175299.7
									Штукатур	3	2				Сетка тканая	м ²	2.77	548.46		
									Штукатур	2	1				Краска	т	0.052	5.08		
35	15-04-005-1	Покраска стен водоэмульсионными составами	100 м ³	97.7	1015.49	99213.37	15.18	1483.09	Маляр	4	1	-	-	-	Шпатлекарная	т	0.005	0.5	133.17	13010.71
															Обои	10 м ²	11.3	613.03		
36	15-06-001-1	Оклеивание стен обоями	100 м ³	54.25	4243.24	230195.77	33.63	1824.43	Маляр	4	1	-	-	-	Обои	10 м ²	11.3	613.03	291.09	11885.63
										3	1									
										2	1									
37	15-01-016-2	Облицовка стен керамическими плитками	100 м ³	26.08	10703.19	279139.2	307.8	8027.42	Облицовочник	4	1	-	-	-	Плитка	м ³	100	2608	2844.22	74177.26
									Облицовочник	3	1				Раствор	м ³	2	52.16		

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	
38	11-01-011-1	Устройство цементнопесчаной стяжки	100 м ²	58.8	1493.32	87818.98	39.51	2323.19	Бетонщик	3	3	Вибратор поверхностный	9.07	607.99	Раствор готовый кладочный	100 м ³	2.04	119.95	332.25	19536.3	
									Бетонщик	2	1	Подъемник мачтовый	1.27		Вода	100 м ³	3.5	205.8			
39	11-01-027-03	Укладка керамогранитных плиток	100 м ²	19.96	1766.47	35258.74	119.78	2390.8	Облицовщик	4	1	-	-	-	Плитки керамические	100 м ³	102	2035.92	716.12	14293.76	
									Облицовщик	3	1										
40	11-01-035-01	Укладка щитового паркета на клею	100 м ²	9.48	19207.1	182083.3	99.68	945.0	Паркетчик	5	1	Машины паркетно-шлифовальные	7	66.36	Щиты паркетные	100 м ³	101.5	962.22	954.72	9050.75	
									Паркетчик	3	1				Шпонк и вкладные торцевые	шт	610	5782.8			
41	11-01-036-02	Укладка линолеума на клею	100 м ²	29.36	8784.76	257920.55	42.40	1244.86	Облицовщик синтетич. материалами	4	1	-	-	-	Линолеум без подосновы	100 м ³	102	2994.7	351.88	10331.2	
									Облицовщик синтетич. материалами	2	2				Мастик клеящий КН-2	Кг	50	1468			
		Разные работы:	руб			1336700															
						∑ 9670912															

5.6. Объектный стройгенплан.

Строительным генеральным планом называют генеральный план площадки, на котором показано расположение грузоподъемных механизмов, временных зданий, сооружений и установок, возводимых и используемых в период строительства.

Порядок разработки СГП:

- наносят строящееся здание;
- осуществляют привязку башенного крана;
- намечают расположение временных дорог, для подвоза материалов, и ширину проезжей части дороги;
- за пределами опасной зоны крана располагаем временные здания для обслуживания рабочих;
- наносят границу строительной площадки;
- указывают расположение временных: водопроводов, электролиний, канализации и прочих коммуникаций;
- наносим пути перемещения рабочих от бытовок до строящегося здания с соблюдением условий охраны труда и техники безопасности.

5.7. Выбор монтажного механизма.

Типы монтажных кранов выбирается с учетом следующих основных факторов

- а) конструктивной схемы и размеров здания;
- б) массы, размеров монтируемых конструкций. Расположения их в плане и по высоте;
- в) массой применяемых грузозахватных приспособлений;
- г) способов и методов монтажа. Выбор крана производится в два этапа:

- на 1-ом этапе - определяют технические параметры монтажных кранов, к которым относятся:

$H_{кр}^{тр}$ - требуемая высота подъема крюка,

$L_{кр}^{тр}$ - требуемый вылет крюка,

$Q_{кр}^{тр}$ - грузоподъемность,

$L_{кр}^{тр}$ - требуемая длина стрелы.

- на 2-ом этапе производим окончательный выбор монтажных кранов по критерию минимума приведенных затрат.

1. Требуемая высота подъема крюка крана:

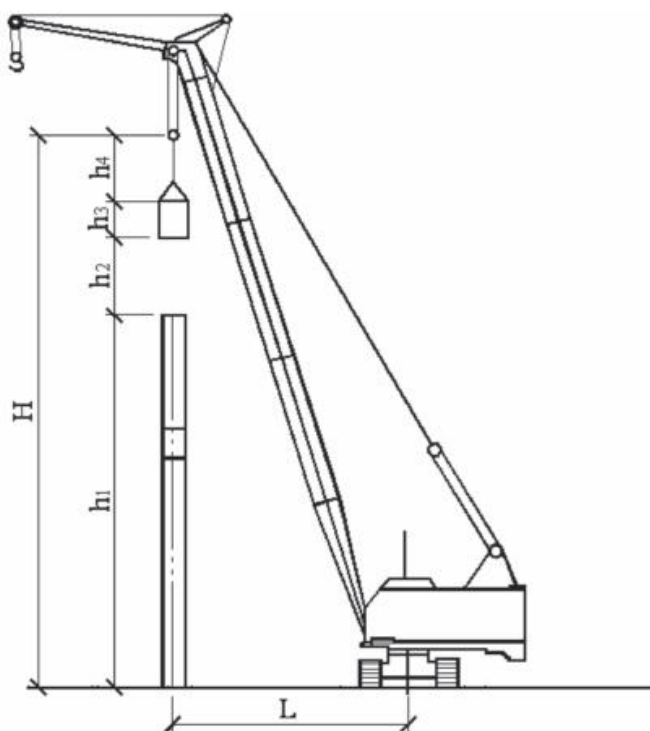
$$H_{кр}^{тр} = h_0 + h_3 + h_э + h_{ст} = 16,64 + 0,5 + 2,3 + 3,5 = 22,94 \text{ м}$$

где h_0 - превышение опоры монтируемого элемента над уровнем стоянки крана, м;

h_3 - запас по высоте между монтируемым элементом и опорой (0,5), принимаемый из условий безопасности производства работ, м;

$h_э$ - высота монтируемого элемента, м;

$h_{ст}$ - конструктивная высота грузозахватного приспособления, м.



H – высота подъема крюка; h_1 – высота последнего монтажного горизонта от уровня стоянки крана;
 h_2 – высота подъема элемента над опорой ($h_2 = 1$ м); h_3 – высота (толщина) элемента;
 h_4 – высота строповки; L – вылет стрелы

2. Требуемый вылет стрелы - $L_{тр}$ определяется по формуле:

$$L_{тр} = (H_{тр} - h_{ш}) * (c + d + b/2) / (h_{п} + h_c) + a, \text{ м},$$

где $H_{тр}$ - требуемая высота подъема стрелы;

$h_{ш}$ - высота шарнира пяты стрелы (принимать в расчете 1,25-1,5 м), м;

c - половина сечения стрелы на уровне верха монтируемого элемента (0,25 м), м;

d - безопасное приближение стрелы к монтируемому элементу (0,5-1 м), м;

$b/2$ - половина ширины монтируемого элемента, м;

$h_{п}$ - высота грузового полиспаста (1,5 м), м;

h_c - высота стропы, м;

a - расстояние от центра тяжести крана до пяты шарнира стрелы (1,5 м).

$$L_{тр} = (22,94 - 1,5) * (0,25 + 0,5 + 0,5) / (1,5 + 3,5) + 1,5 = 6,86 \text{ м}$$

3. Грузоподъемность $Q_{тр}$ - определяется по формуле:

$$Q_{тр} = Q_э + Q_c, \text{ т},$$

где $Q_э$ - вес монтируемого элемента, т;

Q_c - вес строповочного приспособления, т.

$Q_{тр}$ - определяется из условия монтажа самого тяжелого элемента.

$Q_э = 2 \text{ т}$ (масса арматурных стержней)

$$Q_{тр} = 2 + 0,46 = 2,46 \text{ т}.$$

4. Требуемая длина стрелы - $L_{стр}$ определяется по формуле:

$$L_{стр} = \sqrt{(H_{тр} - h_{ш})^2 + (L_{тр} - a)^2}, \text{ м},$$

где $H_{тр}$ - требуемая высота подъема стрелы, м;

$L_{тр}$ - требуемый вылет стрелы, м;

$h_{ш}$ - высота шарнира пяты стрелы (принимать в расчете 1,25-1,5м), м;
 a - расстояние от центра тяжести крана до пяты шарнира стрелы (1,5м).

$$L_{стр} = \sqrt{(22.94 - 1.5)^2 + (6.86 - 1.5)^2} = 22.1\text{м}$$

Грузовысотные характеристики крана РДК-250 (РДК-25)

РДК-250 (РДК-25): основной подъем (основная стрела + вставки)

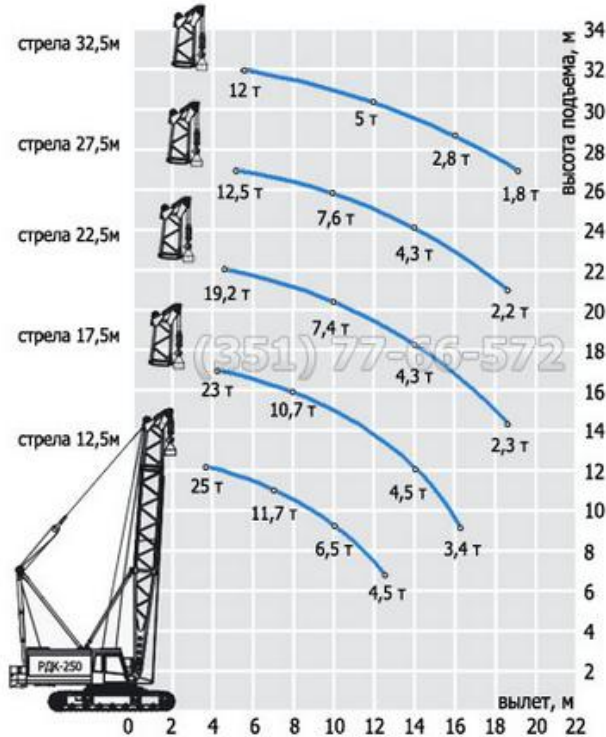


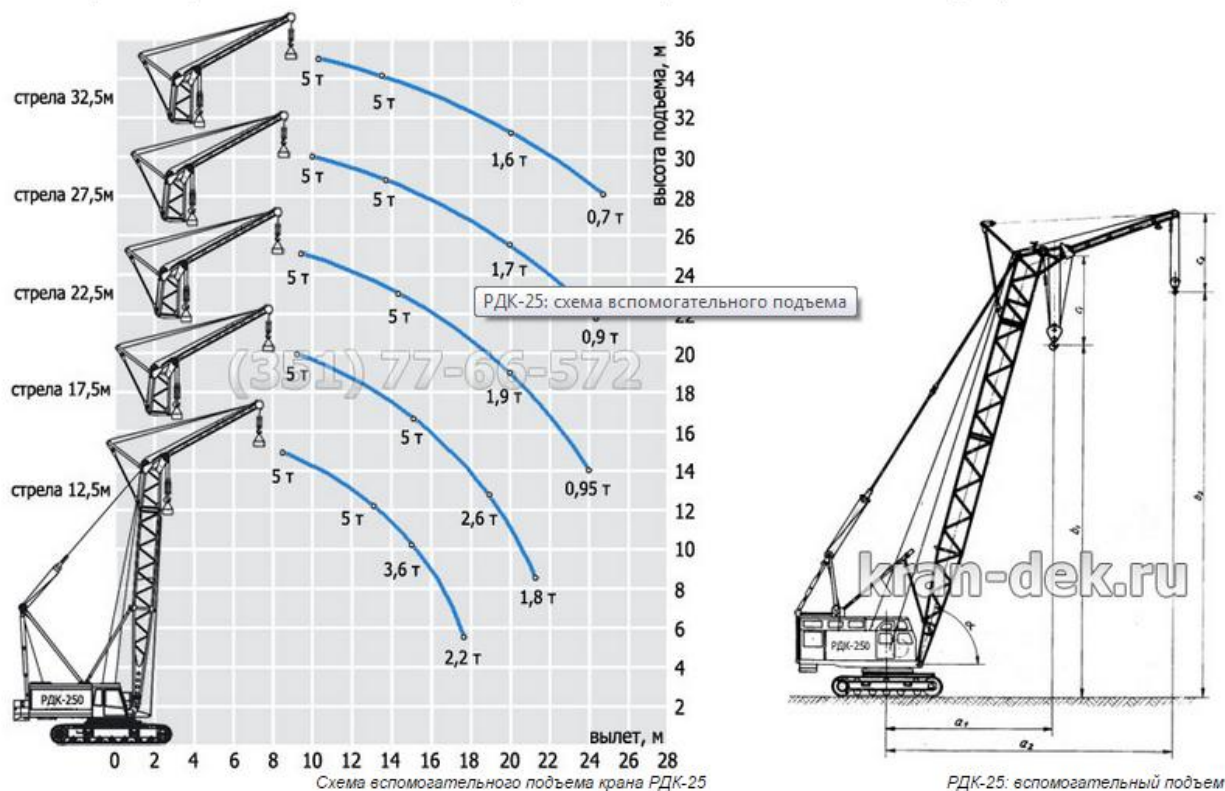
Схема основного подъема крана РДК-250



РДК-250: основной подъем

По диаграмме грузоподъемности и высоты крюка принимаем кран РДК 25 с длиной стрелы 27.5м.

РДК-25 (РДК-250): вспомогательный подъем (основная стрела + вставки + жесткий гусек)



При монтаже арматурных стержней используем жесткий маневровый гусек длиной 5м.

5.7.1. Размещение монтажного механизма.

Размещение монтажных механизмов при проектировании СГП осуществляют с учетом безопасности производства основных работ.

Размещение крана выполняют в следующем порядке:

1. Определяют расчетные параметры и подбирают кран
2. Осуществляют продольную и поперечную привязку крана
3. Рассчитывают зону действия крана
4. Выявляют условия работы крана и при необходимости вводят ограничения в работу.

Поперечная привязка определяет ось движения крана относительно ближайшего габарита здания: $B = R_{\text{пов}} + l_{\text{без}} = 5,715 + 0,4 = 6,115 \text{ м}$,

где $R_{\text{пов}}$ - радиус поворотной площадки ($R_{\text{пов}} = 5,715 \text{ м}$);

$l_{\text{без}}$ - расстояние безопасности ($l_{\text{без}} = 0,4 \text{ м}$).

Продольная привязка не осуществляется, т.к. принят кран РДК-25 на гусеничном ходу, не оборудованный подкрановыми путями.

5.7.2. Расчет опасных зон действия крана.

На строительном генеральном плане необходимо показать зоны потенциально действующих опасных производственных факторов:

1. Монтажную зону – пространство, где возможно падение груза при установке и закреплении элементов. Она равна контуру здания +5м;
2. Зону обслуживания крана – пространство, находящееся в пределах линии,

описываемой крюком крана, определяется рабочим вылетом стрелы крана при монтаже $R_{\text{раб}}=7\text{м}$.

4. Опасную зону работы крана – пространство, где возможно падение груза при его перемещении с учетом вероятного рассеивания при падении определяется по формуле:

$$R_{\text{оз}} = R_{\text{max}} + 0.5 I_{\text{max}} + I_{\text{без}},$$

$$R_{\text{оз}} = 21,75 + 0,5 \cdot 9 + 5 = 31,25 \text{ м}$$

5.8. Проектирование внутренних дорог.

Проектирование внутренних дорог ведут в следующей последовательности:

1. Разрабатывается схема движения транспорта и расположение дорог;
2. Определяются параметры дороги;
3. Устанавливаются опасные зоны;
4. Назначается конструкция дорог.

При проектировании дорог должны соблюдаться следующие расстояния:

- между дорогой и бровкой траншеи (котлована) – 0,5 м;
- между дорогой и складом- 0,5 м;
- между дорогой и защитными ограждениями строительной площадки - не менее 1,5 м.

Не допускается размещение временных дорог над подземными сетями или в непосредственной близости от них.

Ширина проезжей части временной дороги при движении транспорта в одном направлении должна быть равной 3,5 м, в двух направлениях - 6 м, а при использовании машин грузоподъемностью 25т до 8м. В зоне выгрузки и складирования конструкций и материалов дорогу с одной полосой движения необходимо уширить до 6 м, длина участка уширения при этом должна быть 12-18м.

Радиусы закругления дорог в плане следует принимать в зависимости от маневровых свойств транспорта в пределах от 12 до 30 м. В случае минимального радиуса закругления дорог ширину проезжей части увеличивают до 5 м.

5.9. Расчет площадей складов.

Проектирование объектных складов производится в следующей последовательности:

- 1) определение потребных запасов ресурсов, расходуемых в процессе строительства;
- 2) выбор способа хранения (открытый, закрытый);
- 3) расчет площадей складов и выбор типа склада;
- 4) размещение и привязка складов на площадке;
- 5) размещение материалов и конструкций на открытых складских площадках.

Площадки приобъектных складов рассчитываются по фактическому объему складываемых ресурсов. При этом следует учитывать коэффициент использования складской площади: обеспечение возможности проходов.

проездов, соблюдение требований техники безопасности и противопожарных норм.

В данном проекте определяем площади складов для нескольких видов потребляемых строительных материалов:

- лестничных маршей;
- кирпича;
- пенобетонных блоков;
- оконных и дверных блоков;
- кровельных и изоляционных материалов;
- арматуры;
- опалубочных щитов.

Площадь складов рассчитывается по количеству материалов:

Наибольший суточный расход материалов $Q_{сут} = Q_{общ}/T$

Запас материалов на складе: $Q_{зап} = Q_{сут} \cdot \alpha \cdot n \cdot k$,

где $Q_{зап}$ – запас материалов на складе;

$Q_{общ}$ – общее количество материалов, необходимых для строительства;

α - коэффициент неравномерности поступления материалов на объект

равный для автотранспорта 1,1;

k - коэффициент неравномерности потребления материалов, принимаемый 1,3;

T - продолжительность расчётного периода;

n - норма запасов материала.

Полезная площадь склада F без проходов определяется по формуле: $F = Q_{зап} / q$
где q - количество материалов, укладываемое на 1 м² площади склада

Общая площадь склада: $S = F / \beta$,

где β - коэффициент учитывающий проходы.

Расчет складских помещений приведен в таблице 2.

При размещении складов руководствуются следующими принципами:

- 1) изделия и материалы, не требующие хранения в закрытых помещениях, складировать на открытых площадках вокруг возводимого объекта, в зоне действия грузоподъемных машин и механизмов;
- 2) привязку складов, как правило, производят вдоль дорог на расстоянии не менее 1 м от их обочины;
- 3) при определении размеров складской площадки необходимо учитывать технические параметры грузоподъемного механизма (вылет стрелы, длину подкранового пути и др.); ширину складирования целесообразно принимать не более 10м;
- 4) расположение конструкций и изделий должно соответствовать технологической последовательности выполнения работ;
- 5) изделия одного типа и марки укладывают в отдельные штабеля;
- 6) между штабелями необходимо устраивать проходы шириной не менее 1 м через каждые 20-25 м и проезды, ширина которых зависит от габаритов транспортных средств;
- 7) сборные железобетонные конструкции складировать в рабочем положении укладкой на деревянные подкладки;

- 8) перегородки складируют в наклонном или вертикальном положении в специальных кассетах;
- 9) наиболее тяжелые и крупногабаритные конструкции целесообразно складировать у мест их монтажа.

5.10. Расчет площадей административно-бытовых помещений.

Потребность во временных зданиях и сооружениях определяются по действующим нормативам на расчетное количество рабочих, ИТР, служащих, МОП и работников охраны.

Расчетное количество рабочих принимается:

- а) при расчете гардеробных - максимальное количество работающих по графику движения рабочих, т.е. 21 рабочих;
- б) при расчете других помещений – максимальное значение числа рабочих по графику движения рабочих умножается на коэффициент 0,85, что соответствует численности рабочих, занятых в наиболее загруженную дневную смену, как более благоприятной для работы.

21 – 85%, х – 100%

Принимаем для расчёта 25 рабочих

Расчетное количество работающих женщин составляет 30%, т.е. 8 (это следует учитывать при расчете туалетов).

Количество ИТР, служащих, младшего обслуживающего персонала (МОП) составляет в среднем 16% от общего количества рабочих (4 чел.), в т.ч. ИТР – 8% (2 чел.), служащие – 5%(1 чел.), МОП и охрана – 3%(1 чел.).

Расчет потребности во временных ресурсах приведен в таблице 3.

Таблица 5.2.

Ведомость расчета складских помещений.

Конструкции, изделия, материалы	Единица измерения	Общая потребность $Q_{\text{общ}}$	Продолжительность укладки маг-овв конструкции T , дн	Наибольший суточный расход $Q_{\text{общ}} / T$	Число дней запаса, n	Коэффициент неравномерного поступления, α	Коэффициент неравномерности потребления K	Запас на складе $Q_{\text{зап}}$	Норма хранения на 1 м^2 площади q	Полезная площадь склада F , м^2	Коэффициент использования площади склада β	Полная площадь склада S , м^2	Размер склада, м	Хар-ка склада
Лестничные марши	шт	24	12	2	3	1,2	1,3	9,36	0,57	16,42	0,5	32,84	6x6	Откр
Кирпич керамический	1000шт	1023	76	13,5	3	1,2	1,3	63,18	0,7	90,26	0,6	150	10x15	Откр
Блоки пенобетонные	м^3	3936	36	109,3	3	1,2	1,3	512,46	1,5	341,64	0,6	569,4	38x15	Откр
Оконные и дверные блоки	м^2	691	23	30	10	1,2	1,3	468	25	18,72	0,6	31,2	6x6	Навес
Рулонные материалы	м^2	925	16	57,8	10	1,2	1,3	901,7	300	3	0,6	5	2x3	Навес
Арматура	т	324	57	5,7	10	1,2	1,3	85,8	4,0	24,45	0,6	40,75	10x4	Навес
Опалубочные щиты	м^3	3177	36	88,25	3	1,2	1,3	413	1,6	258,13	0,5	516,26	35x15	Навес
Утеплитель	м^3	242,16	73	3,2	3	1,2	1,3	14,98	0,06	249,7	0,6	416,17	28x15	Откр

Таблица 5.3

Потребность во временных зданиях и сооружениях.

Наименование	Численность персонала, чел.	Норма, м ² на 1 чел.	Расчетная площадь, м ²	Принимаемая площадь, м ²	Размеры в плане, м	Количество зданий	Используемый типовой проект и конструктивная характеристика
Прорабская	2	3	6	18	3х6	1	Контейнер
Гардеробная	25	1	25	36	3х6	2	Контейнер
Умывальные	25	0,05	1,25	18	3х6	1	Контейнер
Душевые	25	0,43	10,75	18	3х6	1	Контейнер
Помещение для обогрева рабочих	25	1	25	36	3х6	2	Контейнер
Помещение для сушки спецодежды и обуви	25	0,2	5	18	3х6	1	Контейнер
Туалет	25	0,4	10	1,44	1,2х1,2	7	Биотуалет

5.11. Расчет потребности строительства в электроэнергии.

5.11.1. Выбор типа трансформаторной подстанции.

Проектирование временного электроснабжения ведется по установленной мощности потребителей электроэнергии на период ее максимального расхода. Расчет нагрузок по установленной мощности электроприемников и коэффициенту спроса производят по формуле:

$$P_{\text{тр}} = \alpha \left(\sum \frac{P_c \cdot K_{1c}}{\cos \varphi} + \sum \frac{P_n \cdot K_{2c}}{\cos \varphi} + \sum K_{3c} P_{\text{о.в.}} + P_{\text{н.о.}} \right)$$

где α - коэффициент, учитывающий потери в сети в зависимости от протяженности проводов, сечения кабеля и т.п., $\alpha = 1,05 - 1,1$;

P_c – силовая мощность, кВт;

P_t – технологическая, кВт;

$P_{\text{о.в.}}$, $P_{\text{н.о.}}$ – мощность внутреннего и наружного освещения, кВт;

$\cos \varphi$ - коэффициент спроса и мощности, 0,75-0,85;

K_{ci} -коэффициенты спроса, зависящие от числа потребителей.

$$P_{\text{тр}} = 1,1 \left(\sum \frac{0,36 \cdot 453}{0,85} + \sum \frac{0,5 \cdot 425}{0,85} + \sum 0,8 * 120 + 42 \right) = 638 \text{ кВт}$$

Таким образом для временного электроснабжения строительной площадки наиболее целесообразно является применение инвентарной передвижной комплексной трансформаторной подстанции глубокого ввода 35/0,4 кВ (габариты: LxВ - 12,97 м x 4,50 м)

5.11.2. Расчет количества прожекторов.

Расчет необходимого количества осветительных приборов для наружного освещения производится по формуле:

$$n = (P * E * S) / P_{\text{л}}$$

где P - удельная мощность для ПЗС-45 $P = 0,2-0,3$ Вт/кв.м × лк;

E - освещенность, лк; (монтаж конструкций – 20 лк.)

S - площадь, подлежащая освещению, кв.м;

$P_{\text{л}}$ - мощность лампы прожектора, Вт, при ПЗС-45 Эл = 1000 - 1500 Вт.

$$n = 0,2 * 20 * 588 / 1500 = 2 \text{ прожектора}$$

5.12. Расчет потребности строительства в воде.

Водоснабжение строительства должно осуществляться с учетом действующих систем водоснабжения. При устройстве сетей временного водоснабжения в первую очередь следует прокладывать и использовать сети запроектированного постоянного водопровода. При решении вопроса о временном водоснабжении строительной площадки задача заключается в определении схемы расположения сети и диаметра трубопровода, подающего воду на следующие нужды: производственные ($V_{\text{пр.}}$), хозяйственно-бытовые ($V_{\text{хоз}}$), пожаротушение ($V_{\text{пож}}$).

Полная потребность в воде составит

$$V_{\text{расч.}} = 0,5 \times (V_{\text{пр.}} + V_{\text{хоз.}} + V_{\text{пож.}}),$$

Расход воды на производственные нужды определяется на основании календарного плана и норм расхода воды.

Удельный расход воды на производственные нужды приведен в таблице 5.4.

Таблица 5.4

Удельный расход воды на производственные нужды

№п	Наименование потребителей	Ед.измерения	Кол-во	Средняя норма, л	Итого
1	Поливка бетона/раствора	1 м3 в сутки	67	400	26800
2	Штукатурка вручную при готовом растворе	м ²	25680	5	128400
3	Автомашинны грузовые(заправка/мойка)	1 машина в сутки	5	400	2000
4	Экскаваторы(краны) с ДВС	1 машина в сутки	1	250	250

Σ157450 л

По максимальной потребности находят секундный расход воды на производственные нужды, л./сек.:

$$B_{\text{пр}} = \sum \frac{g_n \cdot N_n \cdot K_r \cdot K_n}{t \times 3600},$$

где g_n — удельный расход воды на производственные нужды, л;

N_n — число производственных потребителей (машин, установок и др.) в наиболее загруженную смену;

K_r — коэффициент часовой неравномерности водопотребления, принимаемый равным 1,5-3,0;

t — учитываемое число часов работы в смену;

K_n — коэффициент поправки на неучтенный расход воды, принимаемый равным 1,2.

$$B_{\text{пр}} = \frac{157450 \cdot 2 \cdot 1.5 \cdot 1.2}{8 \cdot 3600} = 19,68 \text{ л/с}$$

Секундный расход воды на хозяйственно-бытовые нужды.

$$B_{\text{хоз}} = \frac{q_x \cdot n_p \cdot k_r}{t \cdot 3600} + \frac{q_g \cdot n_g}{t_g \cdot 60},$$

$$B_{\text{хоз}} = \frac{15 \cdot 21 \cdot 2}{8 \cdot 3600} + \frac{30 \cdot 8}{45 \cdot 60} = 0,91 \text{ л/с}$$

где q_x - бытовое потребление воды, одним работником ;

n_p - количество работников в максимальную смену, чел.;

k_r - коэффициент часовой неравномерности водопотребления (принимается равным 1,5-3,0);

q_g - расход воды, л, на одного рабочего, пользующегося душем;

t_g - продолжительность работы душевой установки (45 мин);

n_g - число пользующихся душем (до 40% от работающих в смену).

$$V_{\text{расч.}} = 0,5 \times (19,68 + 0,91 + 10) = 15,3, \text{ л/с}$$

Диаметр трубопровода для временного водопровода:

$$D = 2 \sqrt{\frac{V_{\text{расч.}} \cdot 1000}{\pi \cdot v}}$$

v – скорость движения воды по трубам (1,5-2,0 м/с)

$$D = 2 \sqrt{\frac{15,3 \cdot 1000}{3,14 \cdot 2}} = 98,72 \text{ мм}$$

Принимаем диаметр труб 100мм.

5.13. Расчет потребности строительства в тепле.

На строительной площадке тепловая энергия используется для выполнения строительных работ (прогрев бетона, оттаивание мерзлого грунта, разогрев заполнителей, сушка древесины и др.) и отопления временных зданий, а также зданий, строящихся в зимнее время.

Постоянными источниками теплоснабжения служат существующие сети от центральных и местных котельных, часто используются котельные агрегаты передвижного типа.

Временное теплоснабжение строительной площадки предназначено для отопления и горячего водоснабжения бытовых, служебных и подсобно-вспомогательных зданий и сооружений. Кроме того, тепло необходимо в зимний период для отопления зданий, тепляков и технологических нужд. Общую потребность в тепле $Q_{\text{общ.}}$, кДж/ч, вычисляют по формуле:

$$Q_{\text{общ.}} = (Q_1 + Q_2 + Q_3) \times K_1 \times K_2$$

где Q_1 - расход тепла на отопление зданий и тепляков;

Q_2 - то же, на технологические нужды;

Q_3 - то же на сушку зданий;

K_1 - коэффициент, учитывающий потери в сетях, принимаемый 1,10-1,15;

K_2 - коэффициент, отражающий добавку за неучтенные расходы тепла, принимаемый 1,1-1,2.

Расход тепла на отопление зданий определяется по формуле:

$$Q_1 = V_{\text{зд}} \times q_0 \times \alpha \times (t_B - t_H),$$

где $V_{\text{зд}}$ - объем здания по наружному обмеру, м³;

q_0 - удельная тепловая характеристика здания, кДж/м³ на град (для административных зданий = 2,64; для производственных - 3,35, для тепляков - 3,77);

α - коэффициент, зависящий от расчетных температур наружного воздуха $\alpha=1,1$);

t_H - наружная температура воздуха, °C ($t_B = 20$ °C);

t_B - температура воздуха в помещении, °C ($t_H = -20$ °C)

$$Q_1 = 17100 \times 2,64 \times 1,1 \times (20 - (-20)) = 1986336 \text{ кДж}$$

Часовой расход тепла на технологические нужды q_2 , кДж/ч, определяется по формуле:

$$Q_2 = V \cdot M / t \cdot k_n = 32 \cdot 920000 / 8 \cdot 1,1 = 3,3 \cdot 10^6 \text{ кДж}$$

где v – объем работ;

m – удельный расход тепла на единицу объема работ, ккал. расход тепла в отдельных случаях можно принимать на 1 м^3 в кДж: при подогреве воды до 75°C – 31400; при оттаивании грунта – 62800-83750; при пропаривании бетона – 920000.

t – расчетное время потребления тепла, ч;

k_n – коэффициент неравномерности расхода тепла, принимаемый 1,1-1,2.

$$Q_{\text{общ}} = (2+3,3) \cdot 10^6 \cdot 1,15 \cdot 1,2 = 7,31 \cdot 10^6 \text{ кДж}$$

5.14. Расчет технико-экономических показателей стройгенплана.

Для объективного анализа эффективности принятых на стройгенплана решений определяют следующие технико-экономические показатели:

1. Площадь строительной площадки, м^2 – 16200.
2. Площадь застройки постоянными строящимися зданиями, м^2 – 1170.
3. Площадь застройки временными зданиями и сооружениями, м^2 – 176.

1. Коэффициент компактности застройки определяется по формуле

$$K_{\text{к.з.}} = F_1 / F_{\text{стр}} \cdot 100\% = 1393 / 16200 = 8,6\%$$

где F_1 - площадь, занимаемая постоянными строящимися зданиями;

$F_{\text{стр}}$ - площадь строительной площадки.

2. Коэффициент застройки K_3 , %, определяется по формуле

$$K_3 = F_B / F_{\text{п}} \cdot 100\% = 176 / 16200 = 1,1\%$$

где F_B - площадь, занимаемая временными зданиями и сооружениями;

$F_{\text{п}}$ - площадь застройки постоянными зданиями и сооружениями

Раздел 6 Экономика.

6.1. Общие сведения.

Смета составлена в текущем уровне цен 2017 г. При составлении локальной сметы используются следующие нормативы:

- территориальные единичные расценки на строительные работы в городе Пенза (ТЕР –2001) Сборники №1 «Земляные работы; №6 «Бетонные и железобетонные конструкции»; №7 «Железобетонные конструкции»; №8 «Конструкция из кирпича и блоков»; №12 «Кровля», №9 «Металлические конструкции», №15 «Отделочные работы» и др.

6.2. Исходные данные для выполнения экономического раздела

Наименование объекта – многофункциональный центр.

Характеристики конструктивных элементов

- Фундамент столбчатый под колонну(ФМЗ).
- Каркас железобетонный с трубобетонными колоннами.
- Наружные стены выполнены из бетонных блоков.
- Перекрытие монолитное.
- Внутренние стены и перегородки – кирпичные и бетоноблочные.
- Кровля плоская, основные материалы кровли – пароизолирующий слой «Техноэласт», цементная стяжка толщиной 30 мм, утеплитель «Руф Баттс» толщиной 160 мм.

Объемно-планировочные характеристики:

- Общая площадь – 5880,8 м².
- Строительный объем – 21,576 тыс. м³
- Этажность – 4 этажа.
- Мощность /пропускная способность рабочих мест 327

В данном разделе представлена локальная смета на общестроительные работы, выполненная на основании ведомости объемов работ, объектная смета и сводный сметный расчет.

Сметная стоимость строительно-монтажных работ определяется по формуле:

$$C_{\text{смп}}^{\text{Б}} = \text{ПЗ} + \text{НР} + \text{СП}$$

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

НР – накладные расходы, руб.; НР=60% от фонда оплаты труда

СП – сметная прибыль, руб. СП=50% от фонда оплаты труда

$$C_{\text{смп}}^{2017} = I * C_{\text{смп}}^{\text{Б}}$$

где I-индекс удорожания, I=5.6.

Объектные сметы являются сметными документами, на основе которых формируются свободные (договорные) цены на строительную продукцию.

Сводные сметные расчеты стоимости строительства здания составляются на основе объектных сметных расчетов, объектных смет и сметных расчетов на отдельные виды затрат. Включают в себя затраты на

подготовку территории строительства наружные сети, благоустройство и озеленение, временные здания и сооружения, производство работ в зимнее время, прочие затраты, резерв средств на непредвиденные затраты, возвратные суммы а также средства на покрытие затрат по уплате НДС. Локальная смета, объектная смета и ССР приведены ниже в данном разделе.

6.3. Техничко-экономические показатели проекта.

1. Сметная стоимость объекта – 121,317 млн. руб.
2. Стоимость 1 кв.м=20,6 тыс. руб.
3. Сметная стоимость общестроительных работ – 93,76 млн. руб.
4. Стоимость 1м³ здания – 5,6 тыс. руб.

Многофункциональный центр
(наименование стройки)

Подрядчик

УТВЕРЖДАЮ
Заказчик

ЛОКАЛЬНАЯ СМЕТА № 1

Общестроительные работы
(наименование работ и затрат)
Многофункциональный центр
(наименование объекта)

Основание: Ведомость объемов работ

Составлена в ценах 2001

г.

Пересчет в цены 2017г.

Сметная стоимость

66673936

руб.

Сметная стоимость 1 кв.м общей площади **11337**
руб/м²

№	Шифр и № позиции норматива	Наименование работ	Объем		Сметная стоимость		Зарплата строителей и машинистов, руб	
			Ед. изм.	Кол-во	За ед. руб.	Всего руб	Ед-цы	Всего
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	01-01-036-3	Планировка бульдозером площадки строительства	1000 м ²	16.2	36.24	587.09	3.21	52.00
2	01-01-032-2 01-01-032-10	Вертикальная планировка со срезкой растительного грунта II кат. бульдозером и перемещение грунта на расстояние до 30 м	1000 м ³	1.32	1928.39	3123.99	171.06	277.12

1	2	3	4	5	6	7	8	9
3	01-01-013-8	Разработка грунта II кат. экскаватором с погрузкой в транспорт	1000 м ³	2.55	4013.75	10235.06	647.17	1650.28
4	01-01-003-8	То же в отвал	1000 м ³	3.00	2907.52	8722.56	465.44	1396.32
5	01-02-056-8	Доработка грунта в котловане вручную	1000 м ³	1.90	2430.16	4617.30	2430.16	4617.30
6	01-01-035-2 01-01-035-8	Обратная засыпка грунта бульдозером	1000 м ³	2.86	1497.29	4282.25	132.81	379.84
7	06-01-001-1	Устройство бетонной подготовки под фундаменты	100 м ³	0.25	62609.84	15652.46	1397.69	349.42
8	06-01-001-5 101-1173	Устройство монолитных ж/б фундаментов под колонны	100 м ³ /т	1.05 4.5	86984.15 6247.94	119449	7019.25	7370.21
9	09-03-001-1 101-1630	Монтаж стальных опорных плит	1 т	3.4 1	1949.72 812.9	7442	353.16	1200.7
10	06-01-001-22 101-1173	Устройство монолитных ж/б ленточных фундаментов	100 м ³ /т	1.56 6.6	82735.75 6247.94	170304.2	4277.84	6673.43
11	06-01-001-24 101-1173	Устройство монолитных стен подвала	100 м ³ /т	2.38 8.2	83321.13 6247.94	181214.1	6460.89	10079
12	08-01-003-4	Вертикальная гидроизоляция	100 м ²	3.9	2680.2	10452.78	795.65	3103.04
13	09-03-002-1 103-0813	Монтаж трубы трубобетонных колонн	1 т	38.3 1	417.17 1256.24	17254.2	126.24	4835

1	2	3	4	5	6	7	8	9
14	06-01-026-4	Бетонирование трубобетонных колонн	100 м ³	0.8	113064.88	138613	14822.46	11858
	101-1176			8.01	6012.6			
15	06-01-041-1	Устройство монолитного перекрытия и покрытия	100 м ³ /т	36.5	104205.23	3849998	8470.21	309163
	101-1175			7.66	6071.44			
16	07-05-015-1	Устройство лестничных маршей	100 м	7.2	1312.72	182951	1052.98	7581.46
	448-2201			100	1735			
17	08-03-002-1	Кладка стен и перегородок из пенобетонных блоков	1 м ³	3936	1025.34	4035738	43.81	44920
18	06-01-034-9	Устройство перемычек	100 м ³	0.406	131806.7	125192.1	14409.5	5850.26
	101-1172			11.44	6265.61			
19	08-02-002-1 404-0083	Кладка перегородок из кирпича	100 м ² /шт	166.2	2332.68	392297.3	1252.95	208240.3
				2.94	1566.63			
20	12-01-015-01	Устройство пароизоляции	100 м ²	9.25	2694.36	24922.83	168.17	1555.57
21	12-01-014-02	Устройство разуклонки керамзитом	100 м ²	9.25	455.67	4214.95	27.90	258.08
22	12-01-013-03 104-0003	Устройство теплоизоляции из минераловатных плит	100 м ²	9.25	6364.14	106885.9	430.62	3983.24
				103	466.19			

1	2	3	4	5	6	7	8	9
23	12-01-017-01	Устройство стяжки из цементного раствора	100 м ²	9.25	1606.99	14864.66	234.68	2170.79
24	12-01-004-01	Покрытие крыши рулонным наплавляемым материалом	100 м ²	9.25	14900.76	1159432.5	237.59	2197.71
	252			4053.97				
25	10-01-031-3	Заполнение оконных проемов	100 м ³	2.88	24803.48	71434.02	2263.59	6519.14
26	10-01-039-2	Заполнение дверных проемов	100 м ³	4.03	18720.53	75443.74	3176.34	12800.65
27	15-05-003-3	Остекление оконных и дверных заполнений проемов стеклом (4мм)	100 м ³	3.05	3978.42	12134.27	533.65	1627.63
28	08-07-002-1	Установка и разборка наружных инвентарных лесов	100 м ²	23.6	1663.22	49231.31	593.19	17558.42
29	15-01-080-03	Устройство наружной теплоизоляции здания плитами утеплителя до 120 мм	100 м ²	20.18	37199.13	750678.44	7591.46	153195.66
30	15-02-009-1	Декоративная обработка фасадов	100 м ³	20.18	8045.04	162348.9	330.99	6679.38
31	15-02-016-2	Штукатурная обработка потолков	100 м ³	58.8	1702.86	100128.17	779.55	45837.54
32	15-04-005-2	Покраска потолков водоэмульсионными составами	100 м ³	28.2	1116	31471.2	148.58	4189.96
33	15-01-047-3	Устройство подвесных потолков типа «Армстронг»	100 м ³	30.6	38707.37	1184445.52	9071.49	277587.6
34	15-02-018-1	Оштукатуривание стен и перегородок	100 м ³	198	1881.24	372485.52	900.15	175299.7

1	2	3	4	5	6	7	8	9
35	15-04-005-1	Покраска стен водоземлюсионными составами	100 м ³	97.7	1015.49	99213.37	133.17	13010.71
36	15-06-001-1	Оклеивание стен обоями	100 м ³	54.25	4243.24	230195.77	291.09	11885.63
37	15-01-016-2	Облицовка стен керамическими плитками	100 м ³	26.08	10703.19	279139.2	2844.22	74177.26
38	11-01-011-1	Устройство цементнопесчаной стяжки	100 м ²	58.8	1493.32	87818.98	332.25	19536.3
39	11-01-027-03	Укладка керамогранитных плиток	100 м ²	19.96	1766.47	35258.74	716.12	14293.76
1	2	3	4	5	6	7	8	9
40	11-01-035-01	Укладка щитового паркета на клею	100 м ²	9.48	19207.1	182083.3	954.72	9050.75
41	11-01-036-02	Укладка линолеума на клею	100 м ²	29.36	8784.76	257920.55	351.88	10331.2
		Разные работы:	руб			1336700		

Итого прямые затраты по смете

9670912,00

380882,00

Накладные расходы

60% от ФОТ

228529,00

Сметная прибыль

50% от ФОТ

190441,00

Итого по смете

10089882,00

Налоги

НДС

18%

1816178,00

Всего по смете

11906060,00

Итого по смете на 2017 год (К=5,6)

66673936,00

Составил:

Проверил:

Многофункциональный центр

(наименование стройки)

Подрядчик

УТВЕРЖДАЮ

Заказчик

Объектная СМETA № 1

Общестроительные работы

(наименование работ и затрат)

Многофункциональный центр

(наименование объекта)

Составлена в ценах 2001 г.

Пересчет в цены
2017г.

Сметная стоимость

93,76

млн.руб.

Сметная стоимость 1 кв.м общей площади **0,0159** млн.руб/м2

N п/п	Наименование смет и расчетов	Работы и затраты	Сметная стоимость, млн.руб.				ФЗП	Показатель единичной стоимости
			СМР	Оборудование	Прочее	Всего		
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Локальная смета	Общестроительные работы	66,67	8,00	0,96	75,63	22,69	0,01134
Санитарно-технические работы								
2	Укрупненные показатели	Отопление	4,13	0,50	0,06	4,69	1,41	0,00070

1	2	3	4	5	6	7	8	9
3	---//---	Вентиляция	4,67	0,56	0,07	5,29	1,59	0,00079
4	---//---	Внутреннее водо- снабжение	0,05	0,06	0,07	0,18	0,05	0,00001
5	---//---	Канализация	0,90	0,11	0,01	1,02	0,31	0,00015
		Итого	9,75	1,22	0,21	11,18	3,36	
		Накладные расходы	3,52			3,52		
		Сметная прибыль	2,01			2,01		
		Всего	15,28	1,22	0,21	16,71	3,36	
6	Укрупненные показатели	Эл. освещение здания	0,83	0,10	0,01	0,95	0,28	0,00017
		Накладные расходы	0,30			0,30		
		Сметная прибыль	0,17			0,17		
		Всего	1,30	0,10	0,01	1,41	0,28	
		Всего по объекту	83,26	9,32	1,18	93,76	26,33	

Заказчик _____

(наименование организации)

"УТВЕРЖДЕН" " _____ "

Сводный сметный расчет в сумме _____ **121,32** млн. руб

В том числе возвратных сумм _____ **0,896** млн. руб

СВОДНЫЙ СМЕТНЫЙ РАСЧЕТ СТОИМОСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА ССР-1

Многофункциональный центр

(наименование стройки)

Составлен в ценах по состоянию на **2017 г.**

№ п/п	Номера смет и расчетов	Работы и затраты	Сметная стоимость, тыс.руб.			Общая сметная стоимость, млн.руб.
			Строительно-монтажные работы	Оборудование, мебель, инвентарь	Прочих затрат	
1	2	3	4	5	6	7
Глава 1						
1		Подготовка территории строительства	1,249	0,145	0,018	1,463
		Итого по Главе 1	1,249	0,145	0,018	1,463
Глава 2						
2	Объектная смета №1	Основные объекты строительства	83,260	9,320	1,180	93,760

1	2	3	4	5	6	7
Глава 3						
3		Объекты подсобного и обслуживающего назначения	3,330	0,373	0,047	3,750
		Итого по Главам 2 - 3	86,590	9,693	1,227	97,510
Глава 6						
4		Наружные сети и сооружения	3,637	0,407	0,052	4,095
Глава 7						
5		Благоустройство и озеленение территории	4,330	0,485	0,061	4,876
		Итого по Главам 1 - 7	95,806	10,730	1,358	107,944
Глава 8						
6		Временные здания и сооружения	2,395	0,268	0,034	2,699
		Итого по Главам 1 - 8	98,201	10,998	1,392	110,643
Глава 9						
7		Прочие работы и затраты	5,303	0,594	0,075	5,975

1	2	3	4	5	6	7
		Итого по Главам 1 - 9	103,504	11,592	1,467	116,618
Глава 12						
8		Проектные и изыскательские работы	3,105	0,348	0,044	3,499
		Итого по Главам 1 - 12	106,609	11,939	1,511	120,116
9		Резерв средств на непредвиденные работы и затраты	1,066	0,119	0,015	1,201
		Всего по сметному сводному расчету	107,675	12,059	1,526	121,317
		Возвратные суммы	0,795	0,089	0,011	0,896

Раздел 7

Экология и БЖД.

7.1. Общие сведения.

Строительство является антропогенным фактором воздействия на окружающую среду. Разработка грунтов приводит к нарушению естественного ландшафта, загрязнению окружающей среды, нарушению целостности растительного слоя и плодородных почв.

7.2. Рекультивация земель

Рекультивация земель – это комплекс мер по восстановлению земельных ресурсов, плодородие которых нарушено в результате деятельности человека. Рекультивация включает в себя два этапа – технический и биологический.

Строительные работы под прокладку дорог и коммуникаций нарушают почвенный покров, следовательно, в начальном цикле работ подготовительного периода должно уделяться повышенное внимание сохранности растительного слоя грунта.

Исключение возможности смешивания снятого растительного слоя с нерастительным в период транспортирования, во время срезки или после укладки в гурты; засорения мусором и сточными водами; загрязнения химическими отходами – все эти положения должны соблюдаться для сохранности снятого растительного слоя.

После срезки почвенно-растительного слоя он транспортируется на объекты строительства, где проходит второй этап рекультивации.

7.2.1 Технический этап рекультивации

Технический этап рекультивации включает следующие основные работы:

- структурно-проектные: профилирование, террасирование, вертикальная планировка и др.;
- химические: известкование, гипсование, кислование, внесение сорбентов, органических и минеральных удобрений;
- водные гидротехнические: осушение, орошение;
- теплотехнические: обогрев, применение утеплителей.

Планировка и землевание необходимы в каждом случае. Мощность снятия слоев зависит от оценки плодородия горизонтов почв.

Выхлопные газы, выбрасываемые строительными машинами при производстве работ должны быть минимизированы. Компенсировать эти выбросы должны зеленые насаждения, высаживаемые по периметру строительства.

При строительстве необходимо использовать только сертифицированные материалы, удовлетворяющие требованиям санитарных, строительных норм.

7.2.2 Биологический этап рекультивации

После окончания производства технологического этапа рекультивации осуществляется биологический. Этим этапом завершают формирование ландшафта на рекультивируемых землях. Биологический этап проводят в две стадии. На первой высаживают авангардные культуры, способные быстро

адаптироваться к данным условиям и обладающие высокой восстановительной способностью. На второй стадии происходит целевое использование.

7.3. Складирование и хранение отходов

Отходы строительства отправляются на переработку, их дальнейшее использование зависит от прохождения радиационного и санитарно-гигиенического контроля. Отходы, чья переработка не может быть осуществлена используются для засыпки карьеров и т.п.

Складирование отходов должно происходить в специально оборудованных местах и разрешается только временное их складирование.

Раздельному хранению подлежат отходы, имеющие направление переработки и захоронения.

Сбор отходов чаще производится механизированным способом. При соблюдении техники безопасности и санитарных норм может использоваться ручная сортировка отходов.

Максимальный срок хранения отходов на местах временного хранения не может превышать 7 дней.

Места временного хранения подлежат следующим требованиям:

- площадь хранения определяется расчетом, исходя из равномерного распределения объема отходов с нагрузкой не более 3 т/кв. м;
- соответствии с ГОСТ 25407-78 «Ограждения инвентарные строительных площадок и участков производства строительного-монтажных работ» площадка хранения отходов должна быть огорожена по периметру;
- площадки хранения оборудуются таким образом, чтобы не происходило загрязнение отходами почвы и почвенного слоя;
- в соответствии с ГОСТ 12.1.046-85 «Нормы освещения строительных площадок» места хранения отходов должны быть освещены в темное время суток;
- площадки отходов должны предоставлять возможность беспрепятственной погрузки отходов для их вывоза, размещение должно осуществляться с соблюдением противопожарных и экологических норм и техники безопасности;
- исходя из класса опасности и назначения габаритные отходы должны складироваться в специальные бункеры-накопители;
- складирование негабаритных отходов, не относящихся к опасным, допускается на открытых площадках;

7.4. БЕЗОПАСНОСТЬ ЖИЗНЕДЕЯТЕЛЬНОСТИ

7.4.1. Противопожарные требования.

В соответствии со СНиП 21-01-97* «Пожарная безопасность зданий и сооружений» административное здание МФЦ 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). Каждый этаж данного класса должен быть оборудован эвакуационными выходами (не менее 2). 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 МФЦ - 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 для II степени огнестойкости не должна превышать 2000 м², а в соответствии с таблицей 6.5 наибольшая допустимая высота здания 28м.

Площадь противопожарного отсека 1413м². За противопожарный отсек принят один этаж административного здания МФЦ.

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 и несущие стены	Перекрытия междуэтажные (в том числе чердачные и над подвалами)	Элементы бесчердачных покрытий		Лестничные клетки	
				Настилы (в т.ч. с утеплителем)	Фермы, балки, прогоны	Внутренние стены	Марши и площадки лестниц
II	R 90	EI 15	REI 45	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 на отсеки площадью не более 500 м² по секциям.

В зданиях не допускается предусматривать производственные и складские помещения. 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 отсеках подвальных или цокольных этажей, площадью не более 700 м², должно быть предусмотрено устройство не менее двух окон со следующими параметрами: высота 1,2 м, ширина 0,9 м, кроме случаев, предусмотренных в СНиП II-11.

Покрытие пола в коридорах и холлах должно применяться с дымообразующей способностью материала ДЗ и менее, с опасностью по токсичности ТЗ и менее.

Отделка стен и потолков должна быть выполнена 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.

Размеры лестничных маршей, включая высоту и ширину ступеней, высота технических этажей и подвала, размеры проемов дверей, уклон пандусов, должны выполняться с учетом обеспечения удобства перемещения предметов мебели и различного оборудования, безопасности передвижения людей. Пандус и лестничные марши должны быть оборудованы поручнями. 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.

С целью безопасности, в частности предупреждения падения, высота поручней и ограждений балконов не может быть 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.

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 0,85 м;
- 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 (зал ожидания и рабочие кабинеты). 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 1,2 м.

7.5. Эвакуация

Эвакуация людей - вынужденный процесс организованного движения людей из зоны возможного или непосредственного воздействия на них факторов пожара в безопасную зону или наружу. Процесс эвакуации должен проводиться в соответствии с разработанным планом эвакуации.

Эвакуация выполняется, когда имеется угроза жизни или здоровью людей. Причины, определяющие необходимость эвакуации в различных чрезвычайных ситуациях, включают в себя пожар и опасные факторы пожара, к ним относятся дым и высокая температура.

В нынешнее время, когда массовое строительство объектов, подразумевающих нахождение в них скопления людей, набрало широкие обороты, проблема эвакуации людей находит высокую актуальность. К таким зданиям относится и данный МФЦ. Пожары в подобных зданиях и сооружения зачастую имеют довольно быстротечное развитие и иногда сопровождаются травмами и, реже, гибелью людей. Для того чтобы обеспечить должную безопасность людей в условиях пожара, нужно организовать своевременную эвакуацию из здания или помещения.

Задача обеспечения быстрой эвакуации закладывается на стадии проектировании объекта и должна выполняться непосредственно при эксплуатации.

Параметры эвакуации предусматриваются проектами на основании действующих нормативных документов, которые регламентируют 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.

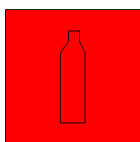
При проектировании определяется ряд параметров, которые имеют влияние на безопасность использования здания: своевременность выявления пожара, оповещение людей, обеспечение беспрепятственного и освещенного пути эвакуации. Первостепенное значение несомненно несет в себе процесс проведения эвакуации людей.

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.

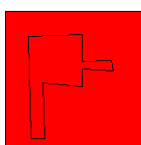
План эвакуации - заранее разработанный план (схема), в котором указаны пути эвакуации, эвакуационные и аварийные выходы, установлены правила поведения людей, порядок и последовательность действий в условиях чрезвычайной ситуации.

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.

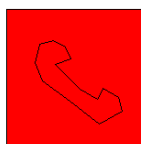
Условные обозначения:



Огнетушитель



Пожарный кран



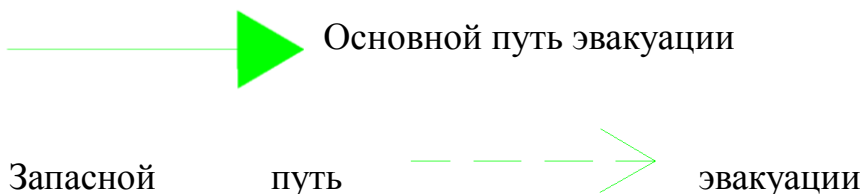
Средства связи



Основной выход



Запасной выход



7.6. Определение расчетного времени эвакуации.

Для обеспечения безопасной эвакуации людей из помещений и зданий расчетное время эвакуации t_p должно быть меньше необходимого времени эвакуации людей $t_{нб}$: $t_p \leq t_{нб}$.

Согласно плана типового этажа проектируемого административного здания при расчете времени эвакуации учитываются два эвакуационных пути - лестницы, расположенные в торцах здания. Для расчета времени эвакуации в данном проекте рассматривается помещение, обладающее наиболее длинным эвакуационным путем - кабинет приема граждан, расположенный на 4 этаже здания (рис.1). Таким образом, при расчете времени эвакуации разделяем типовой этаж на 2 условные секции по оси Ж.

Расчет эвакуации людей из 1-ой условной секции:

$$1) D1.0 = N_1 f / (l_1 \cdot \delta l_1) = 4 \cdot 0.1 / (6.6 \cdot 0.9) = 0.07 \Rightarrow v1.0 = 90 \text{ м/мин.}$$

где $D1.0$ - плотность потока на первом участке; N_1 - число людей на первом участке, $N_1=4$; f - средняя площадь горизонтальной проекции человека: взрослого в летней одежде - 0,1, взрослого в зимней одежде - 0,125, подростка - 0,07 м²; l_1 - длина пути в м. на первом участке, $l_1=6.6$; δl_1 - ширина пути на первом участке в м, $\delta l_1=0.9$ м.

$q1.0 = D1.0 \cdot v1.0 = 0.07 \cdot 90 = 6.3$ -интенсивность людского потока на первом участке;

$$t1.0 = l_1 / v1.0 = 6.6 / 90 = 0.07 \text{ мин.}$$

Происходит слияние двух потоков людей из двух, расположенных напротив друг друга, кабинетов.

$$2) D2.0 = 8 \cdot 0.1 / (3.6 \cdot 2.2) = 0.1 \Rightarrow v2.0 = 80 \text{ м/мин.}$$

$$q2.0 = 0.1 \cdot 80 = 8.0$$

$$t2.0 = 3.6 / 80 = 0.045 \text{ мин.}$$

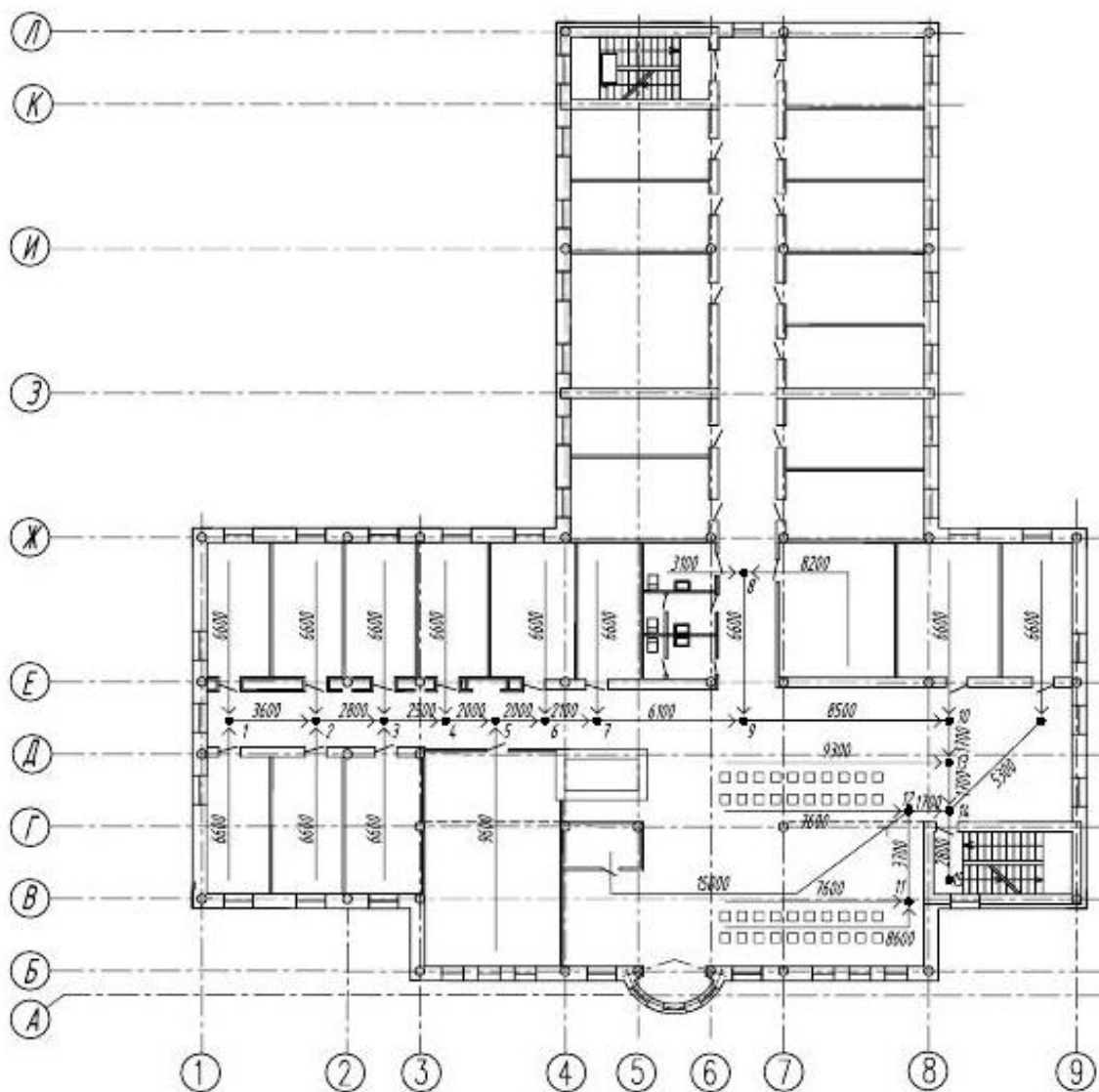


Рис.7.1. К расчету времени эвакуации.

3) $D_{3.0} = 4 \cdot 0.1 / (6.6 \cdot 0.9) = 0.07 \Rightarrow v_{3.0} = 90 \text{ м/мин.}$

$q_{3.0} = 0.07 \cdot 90 = 6.3$

$t_{3.0} = 6.6 / 90 = 0.07 \text{ мин.}$

Таким образом, слияния потоков 2 и 3 не происходит, т. к. $t_{2.0} = 0.045 + 0.07 = 0.115 > t_{3.0} = 0.07 \text{ мин.}$

По аналогичному расчету слияние потоков не произойдет и на следующих 5 участках.

4) Расчетное время эвакуации потока до точки 9:

$t_{9.0} = (2.8 / 80) + (2.5 / 80) + (2.0 / 80) + (2.0 / 80) + (2.1 / 80) + (6.1 / 80) = 0.2 \text{ мин.}$

5) $D_{8.0} = 5 \cdot 0.1 / (8.2 \cdot 0.9) = 0.07 \Rightarrow v_{8.0} = 90 \text{ м/мин.}$

$q_{4.0} = 0.07 \cdot 90 = 6.3$

$t_{4.0} = 8.2 / 90 = 0.09 \text{ мин.}$

$D_{8.1} = 1 \cdot 0.1 / (3.1 \cdot 0.9) = 0.04 \Rightarrow v_{8.1} = 100 \text{ м/мин.}$

$q_{8.1} = 0.04 \cdot 100 = 4$

$$t_{8.1} = 3,1 / 100 = 0,03 \text{ мин.}$$

В точке 8 не происходит слияние потоков.

$$6) D_{9.1} = 5 * 0,1 / (6,6 * 2,2) = 0,04 \Rightarrow v_{9.1} = 100 \text{ м/мин.}$$

$$q_{9,1} = 0,04 * 100 = 4$$

$$t_{9.1} = 6,6 / 100 = 0,07 \text{ мин.}$$

В точке 9 не происходит слияния потоков, т.к. $t_{9.0} = 0,2 \text{ мин} > t_{9.1} = 0,07 \text{ мин.}$

7) Расчетное время эвакуации потока до точки 10:

$$t_{10.0} = (2,8 / 80) + (2,5 / 80) + (2,0 / 80) + (2,0 / 80) + (2,1 / 80) + (6,1 / 80) + (8,5 / 80) = 0,325 \text{ мин.}$$

$$8) D_{11.0} = 10 * 0,1 / (7,6 * 2,2) = 0,06 \Rightarrow v_{11.0} = 95 \text{ м/мин.}$$

$$q_{11,0} = 0,06 * 95 = 5,7$$

$$t_{11.0} = 6,6 / 95 = 0,07 \text{ мин.}$$

$$9) D_{11.1} = 10 * 0,1 / (8,6 * 2,2) = 0,05 \Rightarrow v_{11.1} = 100 \text{ м/мин.}$$

$$q_{11,1} = 0,05 * 100 = 5$$

$$t_{11.1} = 8,6 / 100 = 0,09 \text{ мин.}$$

В точке 11 произойдет слияние потоков.

$$10) D_{12.0} = 2 * 0,1 / (15 * 2,2) = 0,01 \Rightarrow v_{12.0} = 100 \text{ м/мин.}$$

$$q_{12,0} = 0,01 * 100 = 1$$

$$t_{12.0} = 15 / 100 = 0,15 \text{ мин.}$$

$$11) D_{12.1} = 10 * 0,1 / (7,6 * 2,2) = 0,06 \Rightarrow v_{12.1} = 95 \text{ м/мин.}$$

$$q_{12,1} = 0,06 * 95 = 5,7$$

$$t_{12.1} = 7,6 / 95 = 0,08 \text{ мин.}$$

$$12) D_{12.2} = 20 * 0,1 / (3,7 * 2,2) = 0,25 \Rightarrow v_{12.2} = 54 \text{ м/мин.}$$

$$q_{12,2} = 0,25 * 54 = 13,5$$

$$t_{12.2} = 3,7 / 54 = 0,07 \text{ мин.}$$

В точке 12 произойдет слияние потоков.

$$13) D_{14.0} = 32 * 0,1 / (1,7 * 1,2) = 1,6 \Rightarrow v_{14.0} = 15 \text{ м/мин.}$$

$$q_{14,0} = 1,6 * 15 = 24$$

$$t_{14.0} = 1,7 / 15 = 0,11 \text{ мин.}$$

$$14) D_{14.1} = 4 * 0,1 / (11,9 * 0,9) = 0,04 \Rightarrow v_{14.1} = 100 \text{ м/мин.}$$

$$q_{14,1} = 0,04 * 100 = 4$$

$$t_{14.1} = 6,6 / 100 = 0,07 \text{ мин.}$$

$$15) D_{10.1} = 4 * 0,1 / (6,6 * 0,9) = 0,07 \Rightarrow v_{10.1} = 90 \text{ м/мин.}$$

$$q_{10,1} = 0,07 * 90 = 6,3$$

$$t_{10.1} = 6,6 / 90 = 0,07 \text{ мин.}$$

В точке 10 слияния потоков не произойдет.

$$16) D_{13.0} = 10 * 0,1 / (9,3 * 1,2) = 0,09 \Rightarrow v_{13.0} = 80 \text{ м/мин.}$$

$$q_{13,0} = 0,09 * 80 = 7,2$$

$$t_{13.0} = 9,3 / 80 = 0,12 \text{ мин.}$$

$$17) D_{13.1} = 4 * 0,1 / (1,7 * 1,2) = 0,2 \Rightarrow v_{13.1} = 60 \text{ м/мин.}$$

$$q_{13,1} = 0,2 * 60 = 12$$

$$t_{13.1} = 1,7 / 80 = 0,02 \text{ мин.}$$

В точке 13 произойдет слияние потоков.

$$18) D_{14.2} = 14 * 0,1 / (1,7 * 1,2) = 0,7 \Rightarrow v_{14.2} = 23 \text{ м/мин.}$$

$$q_{14,2} = 0,7 * 23 = 16,1$$

$$t_{14.2} = 1,7 / 23 = 0,07 \text{ мин.}$$

В точке 14 произойдет слияние потоков.

$$19) D_{15} = 50 * 0,1 / (2,8 * 1,2) = 1,5 \Rightarrow v_{15} = 15 \text{ м/мин.}$$

$$q_{15} = 1,5 * 15 = 22,5$$

$$t_{15} = 2,8 / 15 = 0,19 \text{ мин.}$$

Слияние основного потока с другими не произойдет. Время эвакуации основного потока до точки 15:

$$t_{15} = (2,8 / 80) + (2,5 / 80) + (2,0 / 80) + (2,0 / 80) + (2,1 / 80) + (6,1 / 80) + (8,5 / 80) + (1,7 / 80) + (1,7 / 80) + (2,8 / 80) = 0,4 \text{ мин.}$$

Время эвакуации на одном лестничном пролете:

$$D_{л1} = 8 * 0,1 / (6,8 * 2,6) = 0,05 \Rightarrow v_{л1} = 100 \text{ м/мин.}$$

$$q_{л1} = 0,05 * 100 = 5$$

$$t_{л1} = 6,8 / 10 = 0,07 \text{ мин.}$$

Время эвакуации на шести пролетах:

$$t_{л8} = 0,07 * 6 = 0,42 \text{ мин.}$$

Слияние потока с потоками нижележащих этажей не происходит, т.к. поток нижележащего этажа обладает запасом времени, равным времени, затрачиваемому потоком вышележащего этажа на спуск по лестнице.

Общее расчетное время эвакуации: $t_p = 0,42 + 0,4 = 0,82 \text{ мин.}$

Необходимое время эвакуации в соответствии с требованиями СНИП II-2-80 для административного здания составляет 2 мин. Расчетное время эвакуации людей удовлетворяет требованиям безопасности.

Заключение.

Выпускная квалификационная работа выполнена на основании литературы принимаемой в строительстве, целью которой является создание наиболее современного и комфортабельного здания. В проекте были использованы новые материалы и технологии: проектирование колонн из трубобетона. Технико-экономические показатели проекта подтверждают рациональность принятых решений.

В проекте представлены следующие основные разделы: архитектурно-планировочный, конструктивный, НИР, основания и фундаменты, технология и организация строительства, экономики, охрана окружающей среды и безопасности жизнедеятельности.

В архитектурно-планировочном разделе выбирается тип основных несущих конструкций, основные материалы конструкций, утеплителя, покрытия. Рассматривается функциональная и планировочная структура административного здания.

В конструктивном разделе выбирается расчетная схема рассматриваемой части здания, производится подбор сечения основных несущих элементов каркаса: расчет монолитного перекрытия в осях 4-8 и Ж- Л, 1-13 и В, монолитного козырька центрального входа.

В разделе НИР производится проектирование железобетонной и трубобетонной колонн и осуществляется их технико-экономическое сравнение, на основании которого, выбирается наиболее эффективный вариант.

В разделе оснований и фундаментов по несущей способности грунтов было рассмотрено два варианта фундаментов, наиболее экономичный из которых – фундамент мелкого заложения - был принят для данного объекта. Было произведено определение размеров фундаментов. Рассчитывалась прочность на продавливание. Проведен расчет тел фундаментов, глубина заложения ФМЗ.

В разделе технологии и организации строительства отображены разработка календарного графика, объектного строительного генерального плана, общеплощадочного стройгенплана, технологических карт на устройство кровли из наплавливаемых материалов, ППР на бетонирование монолитного перекрытия. Общеплощадочный стройгенплан увязан с генпланом участка и с другими разделами проекта. Календарный график построен по принципу поточного строительства, что позволило снизить продолжительность строительства и добиться рационального использования трудовых и материально-технических ресурсов.

Выполнен расчет сметной стоимости строительства в виде локальной сметы, объектной сметы и сводного сметного расчета. Результаты расчета сведены в раздел экономики строительства.

Рекультивация нарушенного почвенного покрова и вопросы складирования образующихся отходов строительства рассмотрены в разделе экология и БЖД.

Расчет путей эвакуации, противопожарные требования рассмотрены в разделе БЖД.

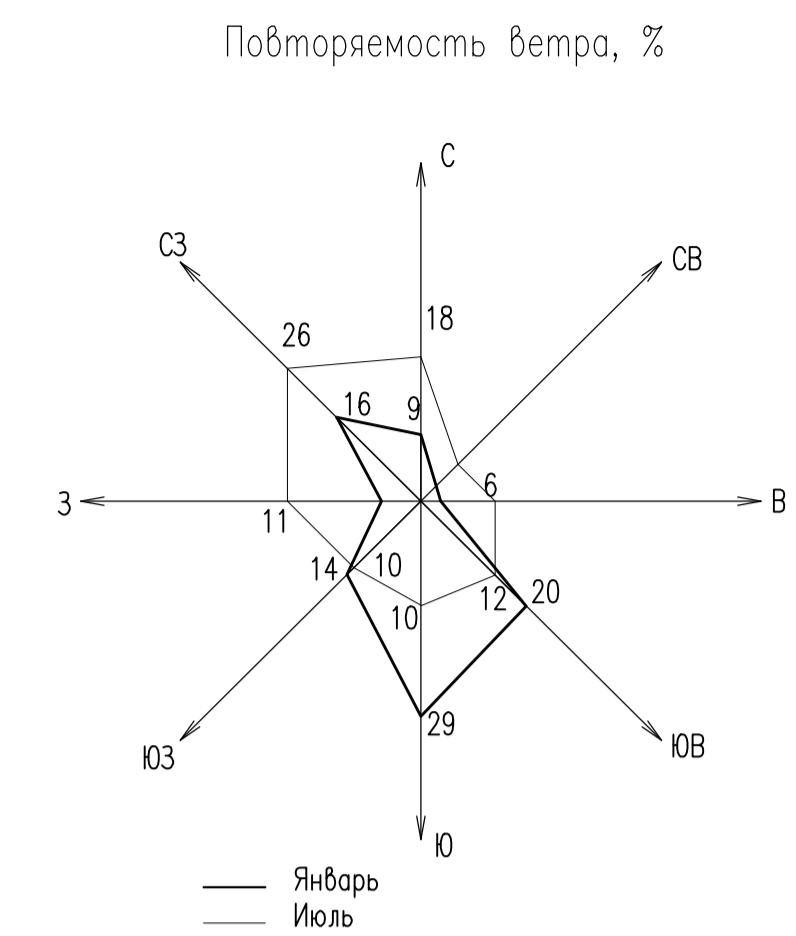
Список используемых источников.

1. СНиП 23-01-2003 Строительная климатология. – М.: НИИСФ Госстроя России, 2003 г.
2. СП 50.13330.2012 Тепловая защита зданий актуализированная редакция СНиП 23-02-2003 М.: НИИСФ РААСН, 2013 г.
3. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия актуализированная редакция СНиП 2.01.07-1985*. М.: НИЦ «Строительство», 2011.- 96с.;
4. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции; НИИЖБ Госстроя СССР, 1992 г.
5. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжёлых и лёгких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84*). М., 1989 г.
6. СНиП 21-01-2002 Пожарная безопасность зданий и сооружений. М., 2002 г.
7. СП 41.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.06.08-87
8. Стороженко Л.И. Трубобетонные конструкции. – Киев: Будівельник, 1978.
9. Нормативы китайской ассоциации инженерно-строительных работ. Инструкция по проектированию и строительству трубобетонных конструкций CECS 28:90.
10. Трубобетонные колонны высотных зданий из высокопрочного бетона в США. Бетон и железобетон. -1992. - №1.
11. Кришан А.Л., Сагадатов А.И. ОЦЕНКА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ СЖАТЫХ ТРУБОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ.
12. Металлические конструкции под общей редакцией Е.И. Беленя, Москва, Стройиздат 1986г.
- 13.
14. СНиП 31-05-2003 Общественные здания и сооружения. – М.: 2003.
15. А.А.Воронов, И.Т.Мирсаяпов. Методические указания для выполнения курсового проекта студентов специальности 290300 – «Промышленное и гражданское строительство». Казань, Казанская государственная архитектурно-строительная академия, 2001.-100с.;
16. СНиП 2.02.01-2000 Основания зданий и сооружений. Нормы проектирования. – М.: 2000.-41с.;
17. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции./Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985.-79с.;
18. В.А.Байков, Э.Е.Сигалов. Железобетонные конструкции: Общий курс: учеб.для вузов. – 5-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1991.-767с.;ил.
19. Ройтман В.М. Инженерные решения по оценке огнестойкости проектируемых и реконструируемых зданий. Пожарная безопасность и наука, 2001. -382с., ил.

20. Гельфонд А.Л. Архитектурное проектирование общественных зданий и сооружений: Учеб. пособие. – М.: Архитектура-С, 2007. – 280с., ил.
21. Маклакова Т.Г., Нанасова С.М. Конструкции гражданских зданий: Учебник. – М.: изд-во АСВ, 2004. – 296с., ил.
22. Гиясов А. Конструирование гражданских зданий: Учеб. пособие. – М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2004. – 432с., ил.
23. Георгиевский О.В. Единые требования по выполнению строительных чертежей. Справ. пособие. – М.: Стройиздат, 2002. – 144с., ил.
24. Дикман Л. Г. Организация и планирование строительного производства. М.: Высшая школа, 1988 г.
25. Литвинов О. О. Технология строительного производства. К.: Вища школа, 1985 г.
26. Хамзин С.К., Карасев А.К. Технология строительного производства. Курсовое и дипломное проектирование: Учеб. пособие для строит. спец. вузов. – М.: ООО «БАСТЕТ», 2007. – 216с., ил.
27. Пчелинцев В.А. Охрана труда в строительстве: Учеб. для строит. вузов и фак. – М.: Высш. шк., 1991. – 272с., ил.
28. СНиП 3.01.01-85*(95) «Организация строительного производства»
29. СНиП 1.04.03-85*(91) ч.II «Нормы продолжительности строительства и задела в строительстве предприятий, зданий и сооружений»
30. СНиП 12-03-2001 «Безопасность труда в строительстве» часть 1, часть 2.
31. СНиП 12.01-2004 «Организация строительства».
32. СНиП 1У-2-82. Приложение. Т.2. Сборник элементных сметных норм на строительные конструкции и работы. - М.: Стройиздат, 1984. - 222 с.
33. ЕНиР. Общая часть. - М.: Прейскурантиздат, 1987. - 38 с.
34. ЕНиР Сборник Е2. Земляные работы. Выпуск 1. Механизированные и ручные земляные работы.
35. ЕНиР. Сборник Е4. Монтаж сборных и устройство монолитных железобетонных конструкций. Выпуск 1.
36. ЕНиР Сборник Е6. Плотничные и столярные работы в зданиях и сооружениях.
37. ЕНиР Сборник Е7. Кровельные работы
38. ЕНиР Сборник Е8. Отделочные покрытия строительных конструкций. Выпуск 1. Отделочные работ.
39. ЕНиР Сборник Е11. Изоляционные работы
40. ЕНиР. Сборник Е19. Устройство полов.
41. ЕНиР Сборник Е3. Каменные работы
42. ТЕР 81-02-01-2001. ТЕР №1. Земляные работы;
43. ГЭСН-2001-01. ГЭСН №1. Земляные работы;

44. ТЕР 81-02-06-2001. ТЕР №6. Бетонные и железобетонные конструкции монолитные;
45. ГЭСН-2001-06. ГЭСН №6. Бетонные и железобетонные конструкции монолитные;
46. ТЕР 81-02-07-2001. ТЕР №7. Бетонные и железобетонные конструкции сборные;
47. ГЭСН-2001-07. ГЭСН №7. Бетонные и железобетонные конструкции сборные;
48. ТЕР 81-02-08-2001. ТЕР №8. Конструкции из кирпича и блоков;
49. ГЭСН-2001-08. ГЭСН №8. Конструкции из кирпича и блоков;
50. ТЕР 81-02-09-2001. ТЕР №9. Строительные металлические конструкции;
51. ГЭСН-2001-09. ГЭСН №9. Строительные металлические конструкции;
52. ТЕР 81-02-10-2001. ТЕР №10. Деревянные конструкции;
53. ГЭСН-2001-10. ГЭСН №10. Деревянные конструкции;
54. ТЕР 81-02-11-2001. ТЕР №11. Полы;
55. ГЭСН-2001-11. ГЭСН №11. Полы;
56. ТЕР 81-02-12-2001. ТЕР №12. Кровли;
57. ГЭСН-2001-12. ГЭСН №12. Кровли;
58. ТЕР 81-02-15-2001. ТЕР №15. Отделочные работы;
59. ГЭСН-2001-15. ГЭСН №15. Отделочные работы.

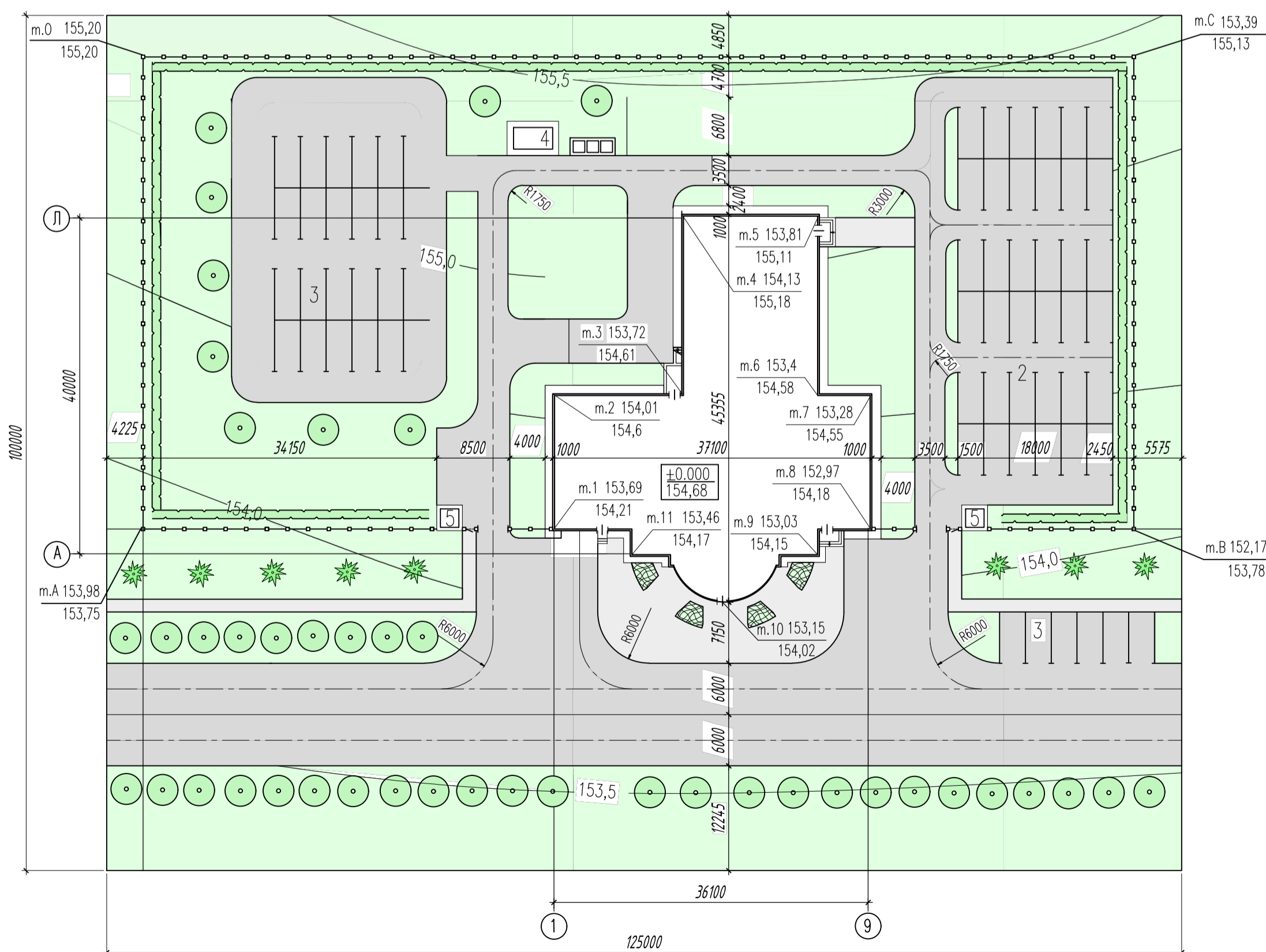
ФАСАД 1-9



Технико-экономические показатели

- Площадь участка – 0,69 га
- Площадь застройки – 0,314 га
- Площадь асфальтового покрытия – 0,128 га
- Площадь озеленения – 0,247 га
- Коэффициент застройки – 0,45
- Коэффициент асфальтового покрытия – 0,18
- Коэффициент озеленения – 0,36
- Коэффициент использования территории – 0,64

ГЕНПЛАН



Условные обозначения

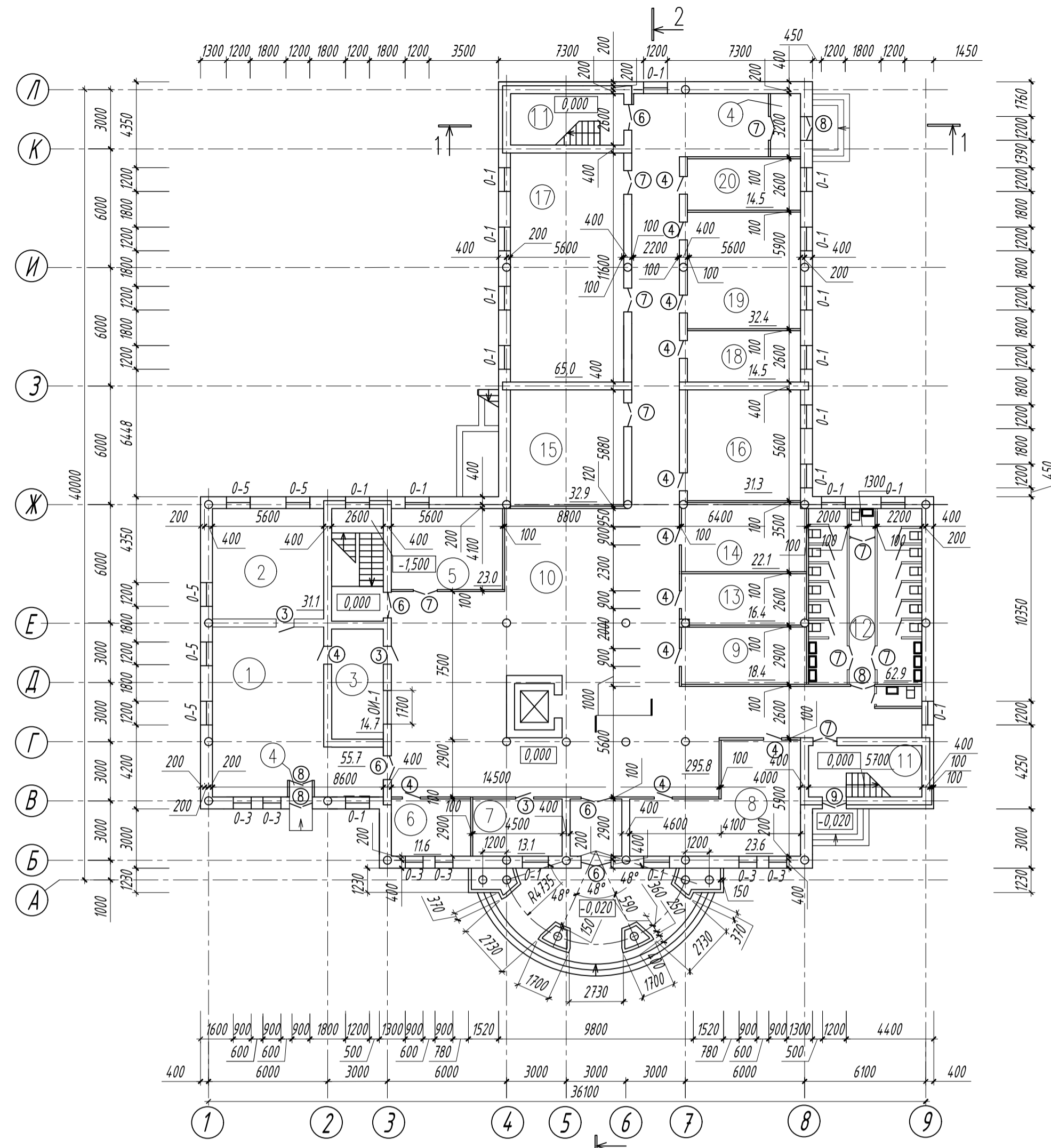
- | | | | |
|--|----------------------|--|---------------------------------|
| | Проектируемое здание | | Дерево хвойное |
| | Автостоянка | | Дерево лиственное |
| | Мусорные контейнеры | | Кустарник рядовой посадки |
| | Горизонталь | | Основная дорога |
| | Ограждение | | Цветник |
| | Ворота | | Газон |
| | Калитка | | Деревья хвойные рядовой посадки |
| | | | Деревья листв. рядовой посадки |

Экспликация элементов генплана

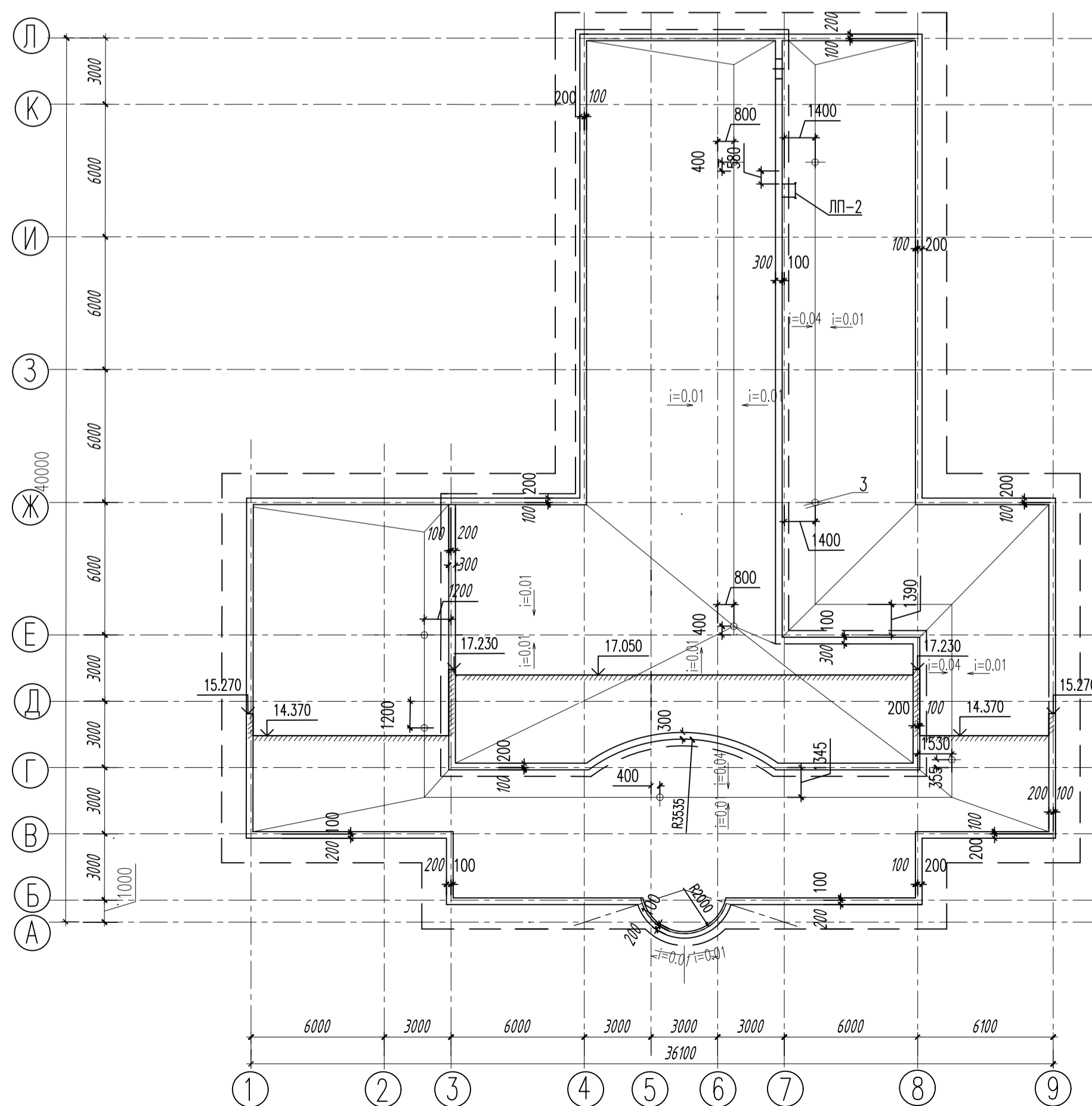
Номер помещения	Наименование	Площадь, м ²
1	Проектируемое здание	1130,6
2	Площадка для стоянки автомобилей сотрудников	770,4
3	Автостоянка гостевая	108,0
4	Трансформаторная подстанция	21,6
5	Контрольно-пропускной пункт	9,0

Зав.каф.	Лоскоб Н.Н.			ВКР-2069059-08.03.01-130973-17
Руководитель	Гучкин И.С.			
Архитектура	Пучков Ю.М.			4-х этажное административное здание в г.Пенза
Конструкция	Гучкин И.С.			
НИР	Гучкин И.С.			Архитектура
ОиФ	Глазов В.С.			
ТОСП	Азаронкина Н.Б.			Страница
Экономика	Сарафанов А.Н.			Лист
БЖД	Разжикина Г.П.			Листов
Н.контр.	Гучкин И.С.			ВКР
Разреш.	Кислякова А.С.			1
				11
				Фасад в осях 1-9 М1:100. Генплан М1:500. Экспликация элементов генплана. Услов.обозначения. ТЭП.
				ПГУАС, каф. СК гр. ст.1-41

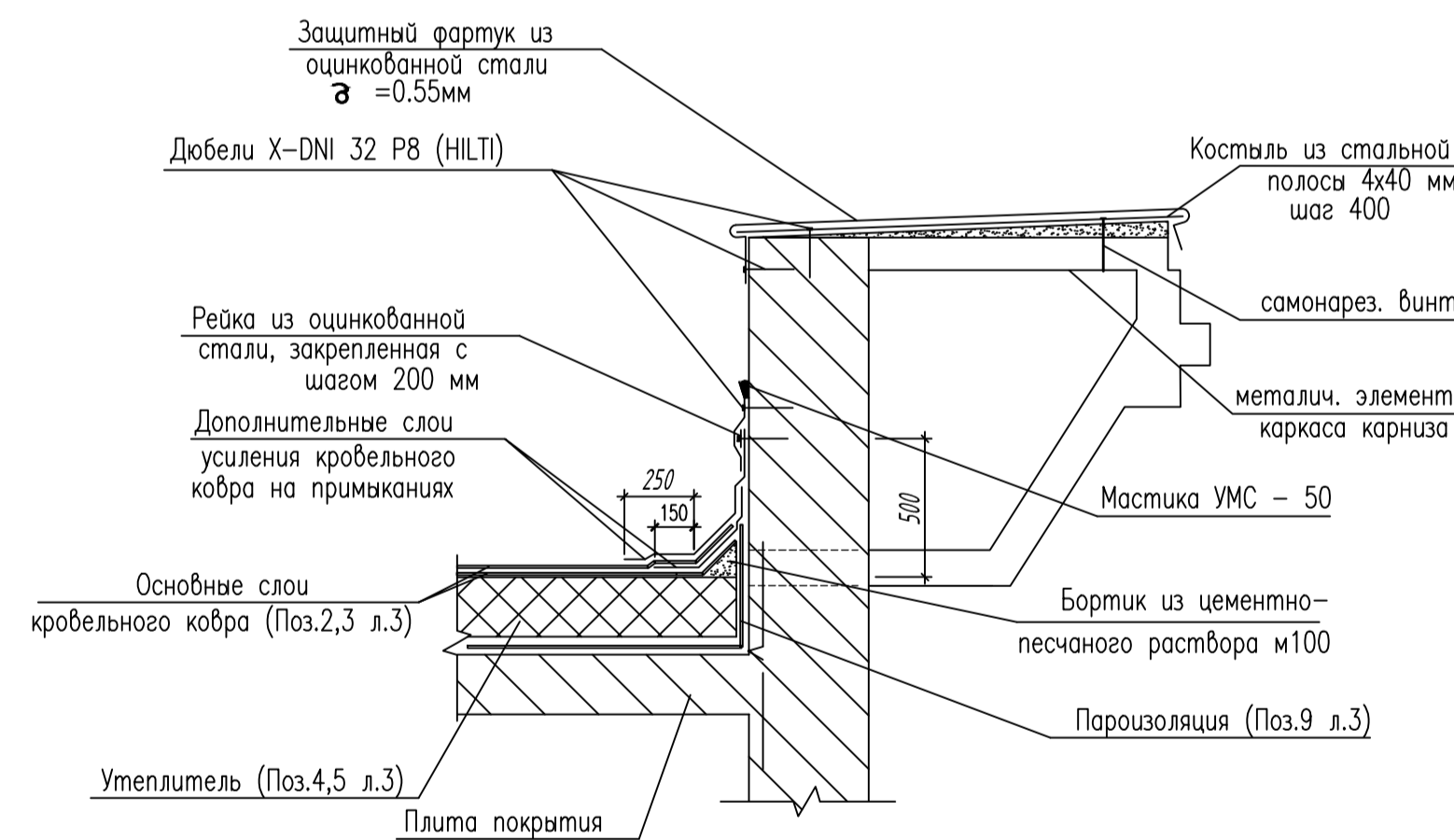
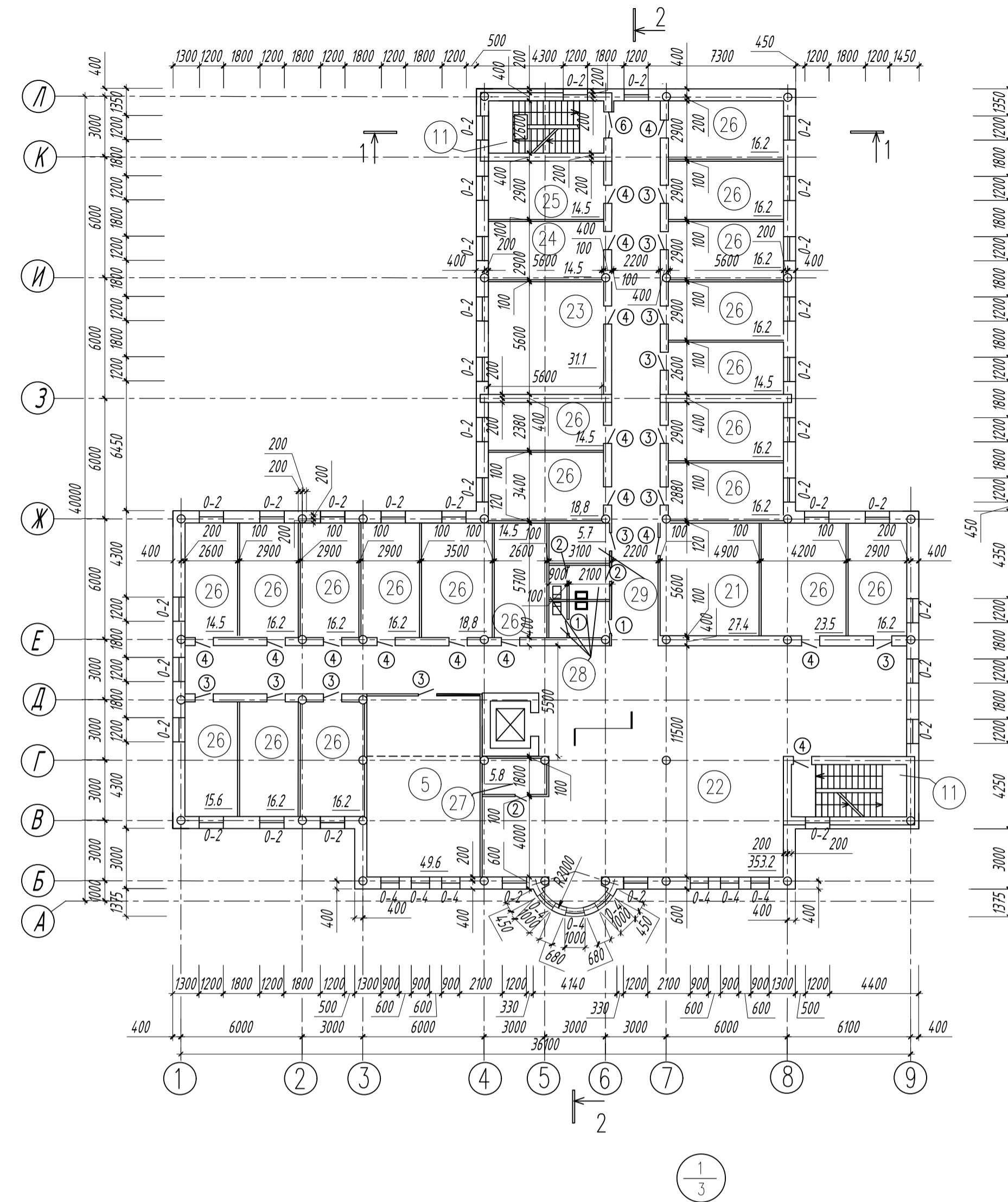
ПЛАН 1-го ЭТАЖА



План кровли

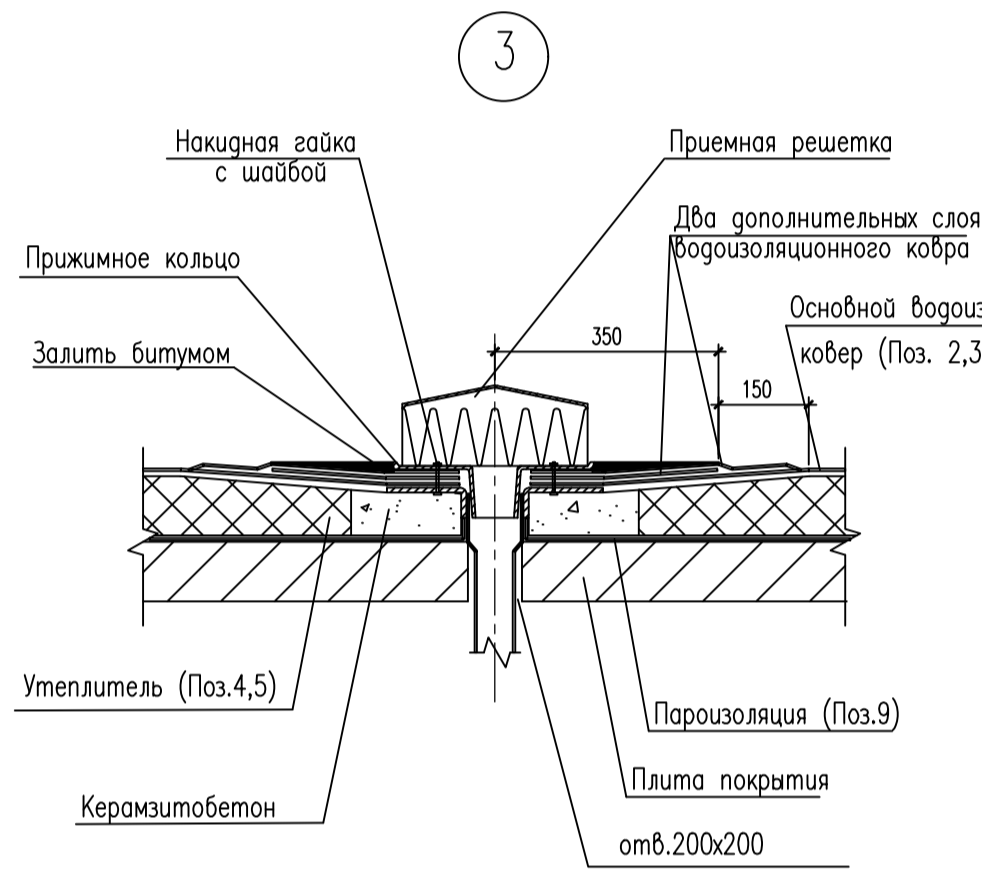
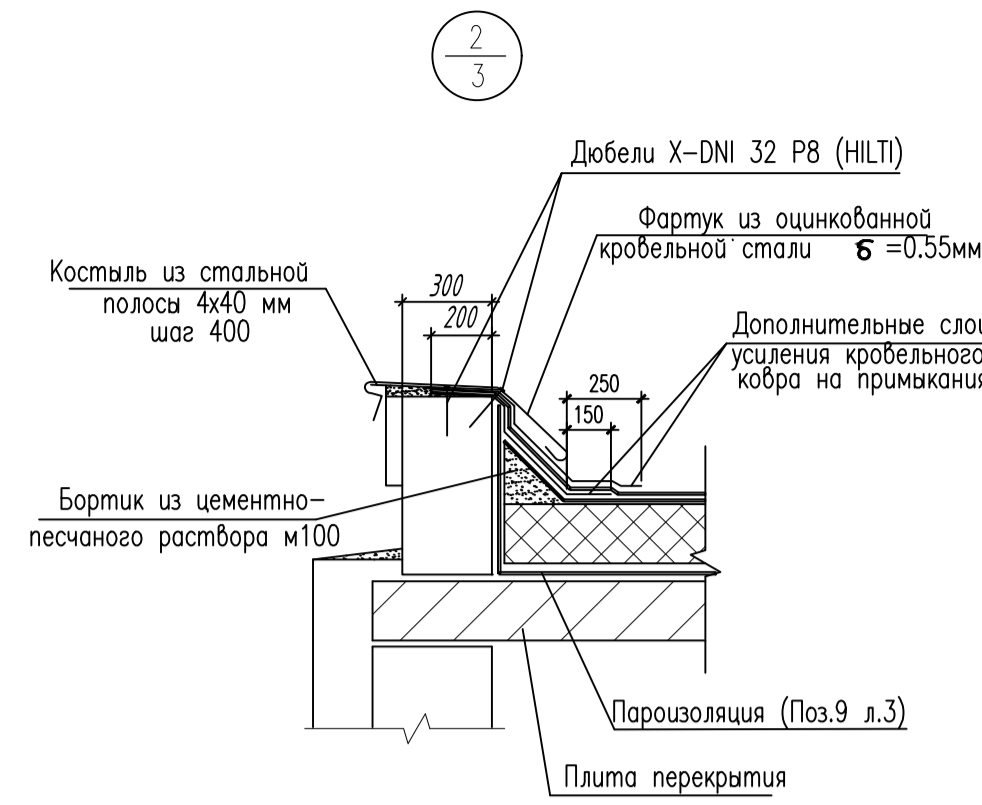


ПЛАН ТИПОВОГО ЭТАЖА



Примечания

- За условную отметку 0,000 принят уровень чистого пола 1-го этажа, что соответствует абсолютной отметке 154.680.
- Наружные стены подвала выполнять из монолитного железобетона толщиной 400мм.
- Наружные стены выше уровня земли, а также все внутренние стены и перегородки возводить из блоков стеновых мелких из ячеистого бетона (ГОСТ 21520 - 89) на растворе М 100. Стеновые блоки - из бетона класса В 1,5 (М 25, F 25), плотностью D 500, перегородочные - класса В 2,5 (М 35, F 25), плотностью D 600.
- Доборные участки стен и перегородок выполнять из обыкновенного глиняного кирпича пластического прессования М 100 (Мрз 35), ГОСТ 530 - 95, на растворе М 100.
- Стены и перегородки из бетонных блоков и кирпича не доводить до монолитных ригелей и плит перекрытия на 20 мм (min), щели проконопатить просмоленной паклей.
- Вертикальную и горизонтальную гидроизоляцию наружных стен выполнять из 2-х слоев битумно - полимерного материала "Унифлекс" марки ЭПП (ТУ 5774 - 001 - 17925162 - 99).
- Для крепления оконных и дверных коробок в простенки во время кладки заложить деревянные антисептированные пробки по 2 штуки на откос.



Экспликация помещений 1-го этажа

Номер помещения	Наименование	Площадь, м ²
1	Вестибюль	55,7
2	Гардероб	31,1
3	Помещение охраны	14,7
4	Тамбур	10,5
5	Кабинет администрации	23,0
6	Кладовая уборного инвентаря	11,6
7	Комната отдыха рабочего персонала	13,1
8	Буфет	23,6
9	Помещение терминалов оплаты	18,4
10	Холл	295,8
11	Лестничная клетка	51,2
12	Сан. узлы	62,9
13	Помещение для оформления фотографий	16,4
14	Медпункт	22,1
15	Серверная	32,9
16	Архив	31,3
17	Помещение приема пищи для персонала	65,0
18	Операторная	14,5
19	Бухгалтерия	32,4
20	Кабинет директора	14,5

Экспликация помещений типового этажа

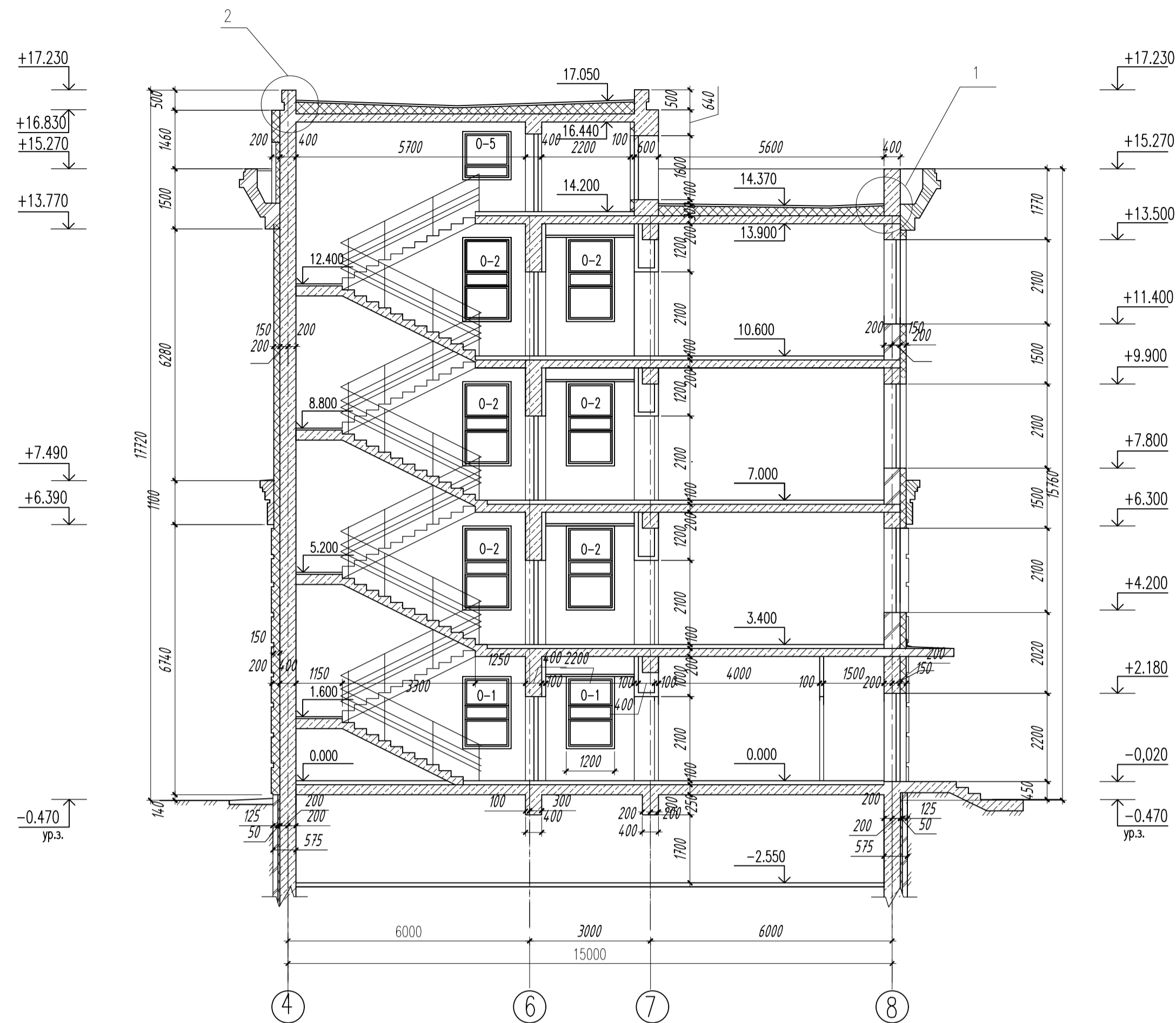
Номер помещения	Наименование	Площадь, м ²
21	Кабинет для совещаний	27,4
22	Зал ожидания	249,2
23	Комната отдыха обслуживающ. персонала	13,1
24	Женская раздевалка	14,5
25	Мужская раздевалка	14,5
26	Кабинет приема граждан	329,1
27	Помещение охраны	5,8
28	Сан.узлы для персонала	17,1
29	Инвентарная	5,7

Спецификация элементов заполнения дверных и оконных проемов

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Примечание
1.	ГОСТ 6629-88	Двери внутренние ДГ21-07п	6		
2.	" "	Двери внутренние ДГ21-07л	7		
3.	" "	Двери внутренние ДГ21-09п	17		
4.	" "	Двери внутренние ДГ21-09л	21		
6.	" "	Двери внутренние Д021-13	5		
7.	" "	Двери противопожарные ДМ21-13	6		
8.	" "	Двери наружные ДН21-13	3		
0-1	Инг.система "Татпроф"	Окна пластиковые ОП 18-12	21		
0-2	" "	Окна пластиковые ОП 21-12	35		
0-3	" "	Окна пластиковые ОП 18-09	4		
0-4	" "	Окна пластиковые ОП 21-09	9		
0-5	" "	Окна пластиковые ОП 12-12	5		
ОИ-1	" "	Окна интерьерные ОИ 10-08	3		

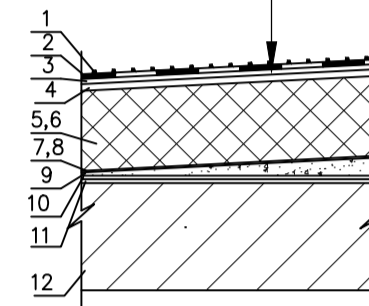
Зав.каф.	Лоскоб Н.Н.	ВКР-2069059-08.03.01-130973-17	4-х этажное административное здание в г.Пенза	Страница	Лист	Листов
Руководитель	Гучков И.С.					
Архитектура	Пучков Ю.М.					
Конструкция	Гучков И.С.					
НИР	Гучков И.С.	Архитектура	ВКР	2	11	
ОиФ	Глазов В.С.					
ТОСП	Азаркина Н.В.					
Экономика	Сарванов А.Н.					
БЖД	Развинова Г.П.	Планы 1-го и типового этажей М1:200, узлы, экспликация помещений, спецификация окон и дверей, примечание	ПГУАС, каф. СК	гр. ст.1-41		
Н.инжнр.	Гучков И.С.					
Разреш.	Кислякова А.С.					

РАЗРЕЗ 1-1



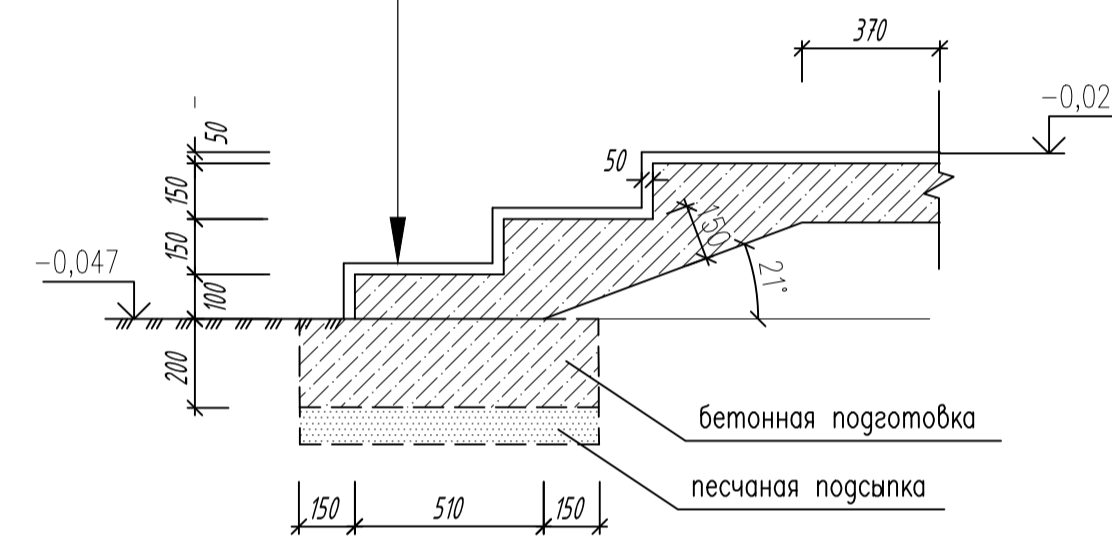
4

1. Защитный слой из гравия на битумной мастике - 10мм
2. 1 слой наплавляемого рулонного битумно-полимерного материала "Техноласт-ЭКП" - 5мм
3. 2 слоя наплавляемого рулонного битумно-полимерного полимерного материала "Техноласт-ЭПП" - 10мм
4. Цементно-песчаная стяжка из раствора М150 - 30мм
5. Утеплитель - РУФ БАТТС В - 40мм
6. Утеплитель - РУФ БАТТС - 160мм
7. Цементно-песчаная стяжка из раствора М150 - 30мм
8. Сетка 100/100/5/5 - 5мм
9. Керамзитовый гравий по уклону - 0-300мм
10. Пароизоляция - 1слой "Техноласт" - 5мм
11. Затирка цементно-песчаным раствором М50 - 5мм
12. Железобетонная плита покрытия

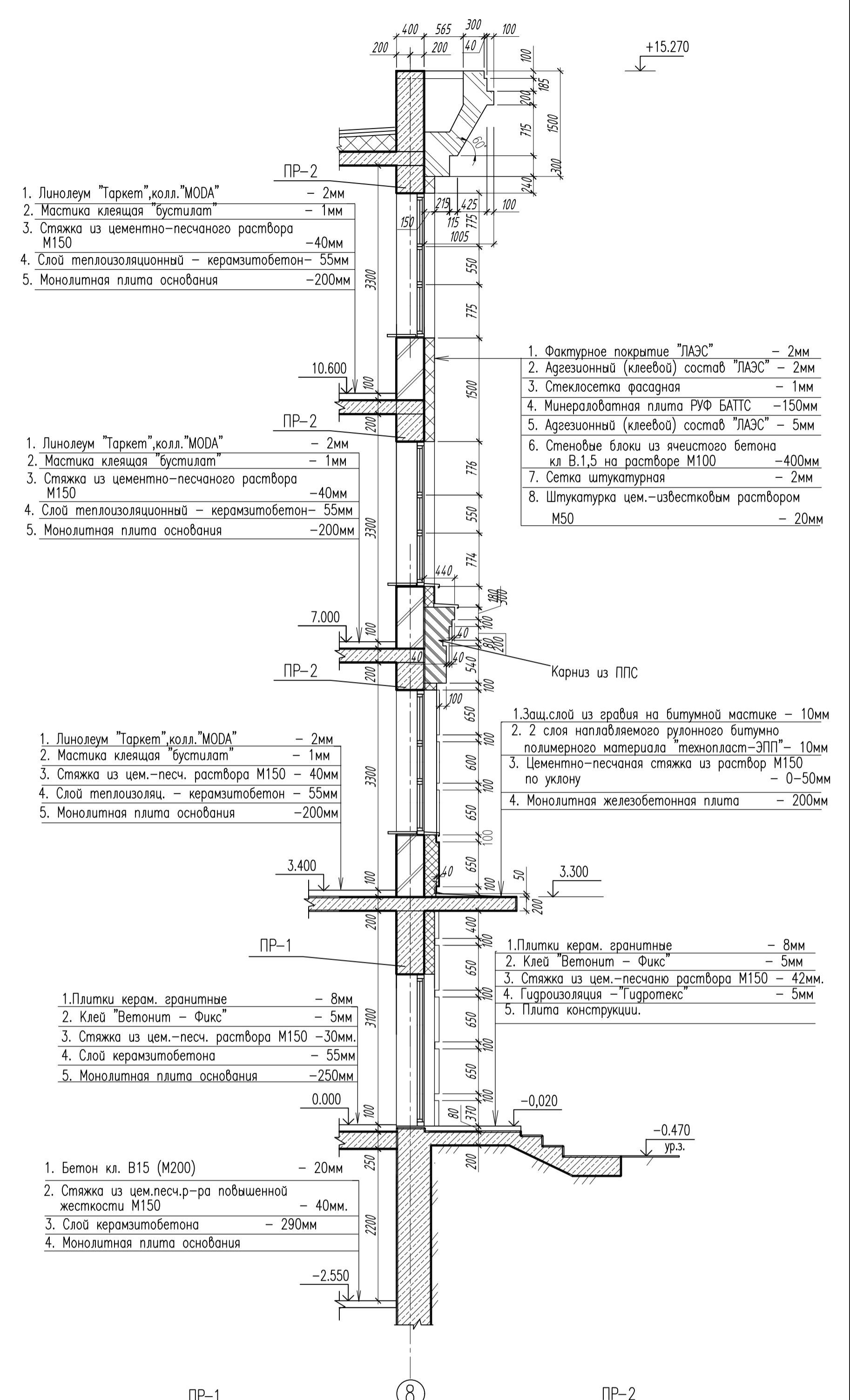


5

1. Плитки керамогранитные - 8мм
2. Клей "Ветонит - Фикс" - 5мм
3. Стяжка из цем.-песчаного раствора М150 - 32мм
4. Гидроизоляция - "Гидротекс" - 5мм
5. Монолитные железобетонные ступени



Разрез по стене



1. Линолеум "Таркет" кол. "MODA" - 2мм
2. Мастика клеящая "Бустилат" - 1мм
3. Стяжка из цементно-песчаного раствора М150 - 40мм
4. Слой теплоизоляционный - керамзитобетон - 55мм
5. Монолитная плита основания - 200мм

1. Фактурное покрытие "ЛАЗС" - 2мм
2. Адгезионный (клеящий) состав "ЛАЗС" - 2мм
3. Стеклосетка фасадная - 1мм
4. Минераловатная плита РУФ БАТТС - 150мм
5. Адгезионный (клеящий) состав "ЛАЗС" - 5мм
6. Стеновые блоки из ячеистого бетона кл. В.1,5 на растворе М100 - 400мм
7. Сетка штукатурная - 2мм
8. Штукатурка цем.-известковым раствором М50 - 20мм

1. Линолеум "Таркет" кол. "MODA" - 2мм
2. Мастика клеящая "Бустилат" - 1мм
3. Стяжка из цементно-песчаного раствора М150 - 40мм
4. Слой теплоизоляционный - керамзитобетон - 55мм
5. Монолитная плита основания - 200мм

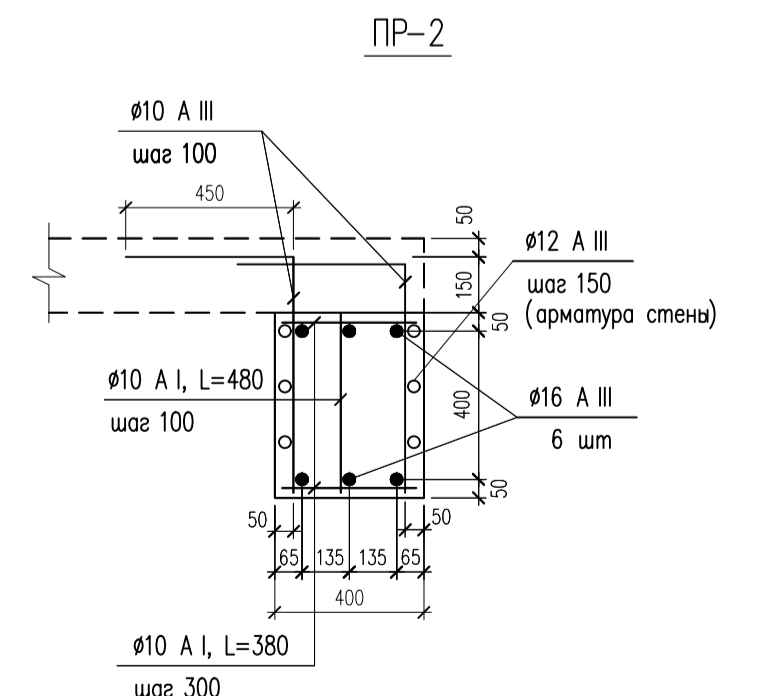
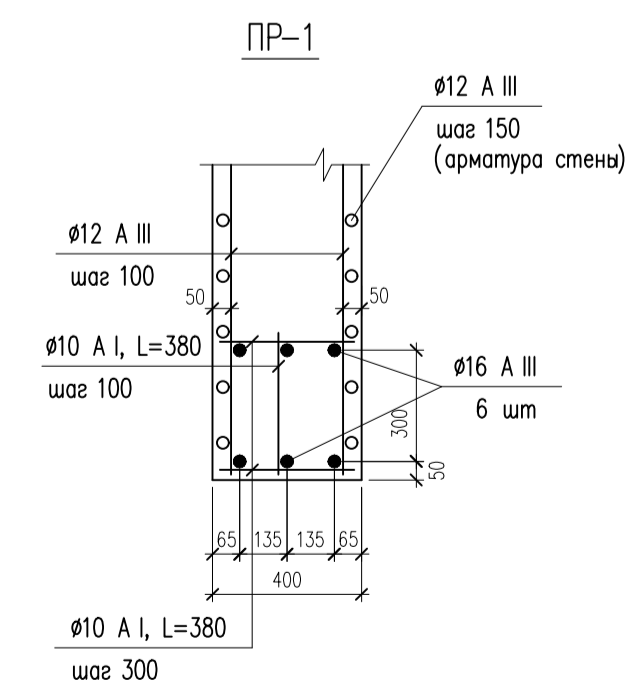
1. Линолеум "Таркет" кол. "MODA" - 2мм
2. Мастика клеящая "Бустилат" - 1мм
3. Стяжка из цем.-песч. раствора М150 - 40мм
4. Слой теплоизоляц. - керамзитобетон - 55мм
5. Монолитная плита основания - 200мм

1. Защ.слой из гравия на битумной мастике - 10мм
2. 2 слоя наплавляемого рулонного битумно-полимерного материала "техноласт-ЭПП" - 10мм по уклону
3. Цементно-песчаная стяжка из раствора М150 - 0-50мм
4. Монолитная железобетонная плита - 200мм

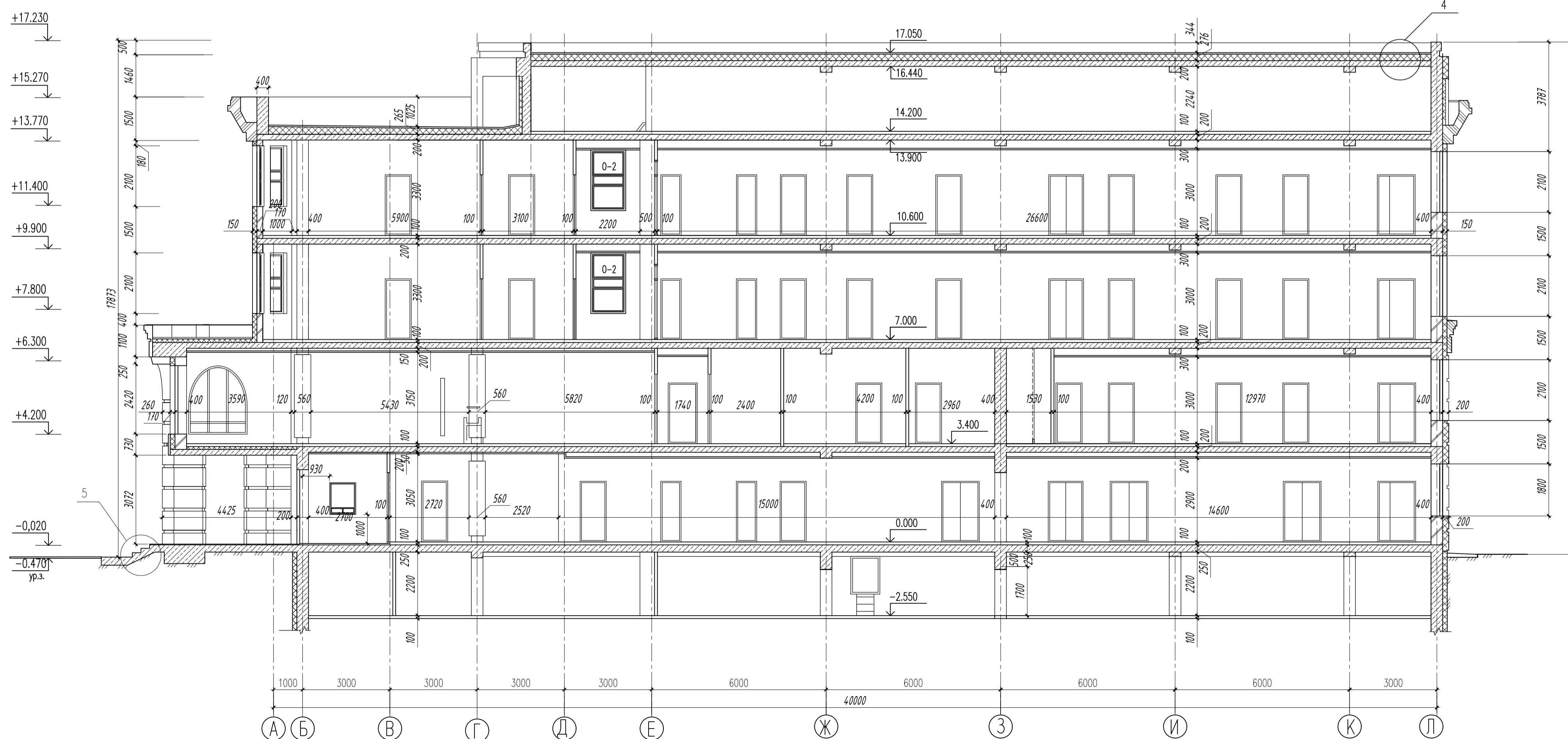
1. Плитки керам. гранитные - 8мм
2. Клей "Ветонит - Фикс" - 5мм
3. Стяжка из цем.-песч. раствора М150 - 42мм
4. Гидроизоляция - "Гидротекс" - 5мм
5. Плита конструкции.

1. Плитки керам. гранитные - 8мм
2. Клей "Ветонит - Фикс" - 5мм
3. Стяжка из цем.-песч. раствора М150 - 30мм
4. Слой керамзитобетона - 55мм
5. Монолитная плита основания - 250мм

1. Бетон кл. В15 (М200) - 20мм
2. Стяжка из цем.песч.-ра повышенной жесткости М150 - 40мм
3. Слой керамзитобетона - 290мм
4. Монолитная плита основания

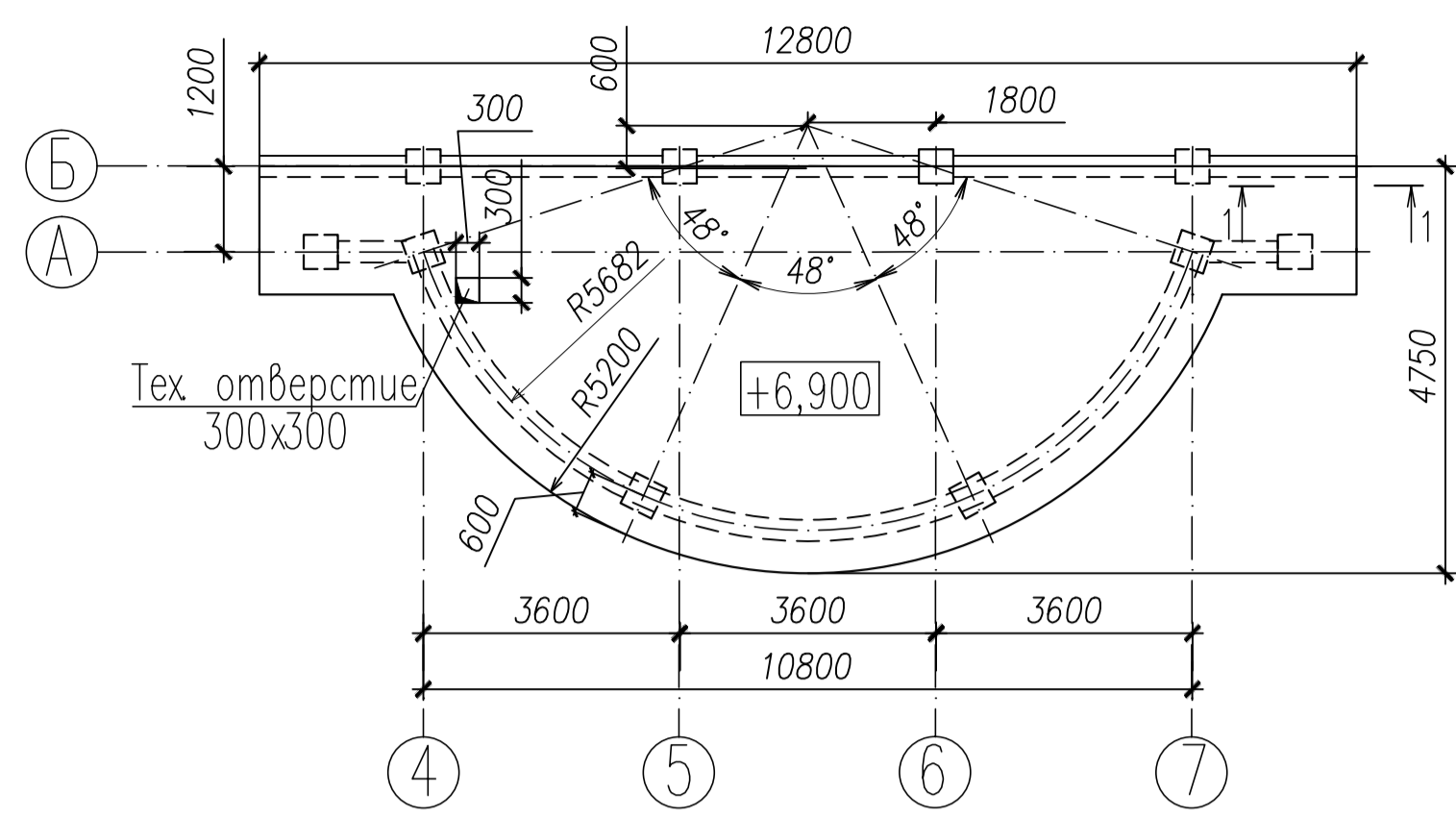


РАЗРЕЗ 2-2

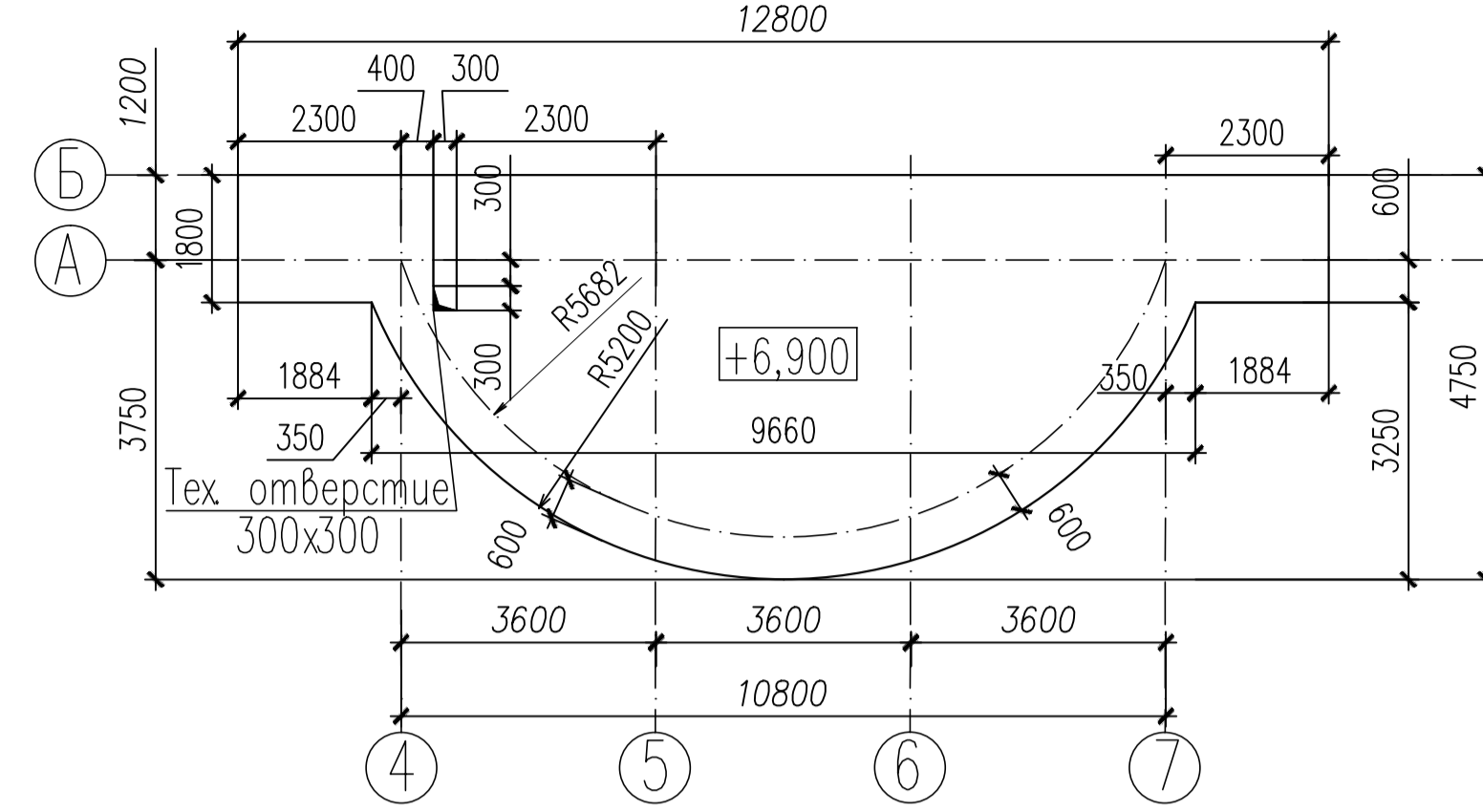


Зав. каф.	Лоскоб Н.Н.	ВКР-2069059-08.03.01-130973-17	4-х этажное административное здание в г. Пенза		
Руководитель	Гучкин И.С.		Архитектура	Страница	Лист
Архитектура	Пучков Ю.М.		ВКР	3	11
Конструкция	Гучкин И.С.		Архитектура		
НИР	Гучкин И.С.	Разрезы 1-1, 2-2 М1:100, разрез по стене, узлы	ПГУАС, каф. СК гр. ст.1-41		
ОиФ	Глазов В.С.				
ТОСП	Азаровкина Н.В.				
Экономика	Сарафанов А.Н.				
БЖД	Раздвина Г.П.				
Н.контр.	Гучкин И.С.				
Разреш.	Кислякова А.С.				

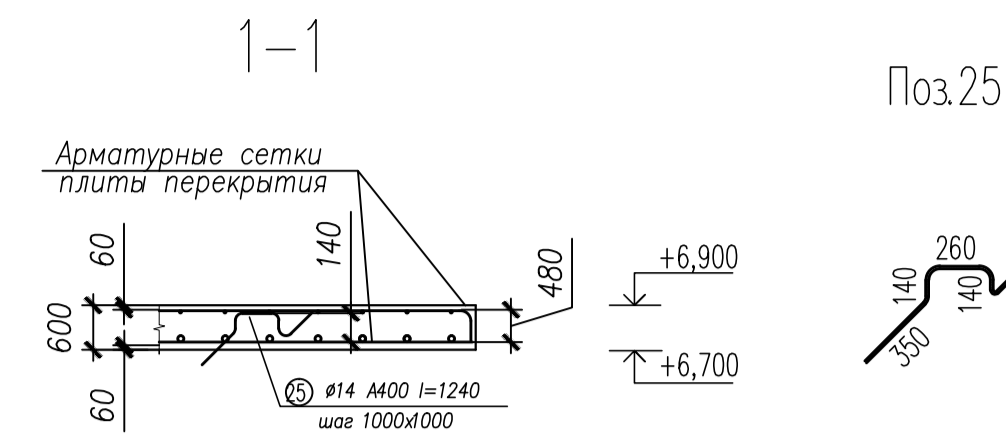
План козырька в осях 4-7 и А-Б



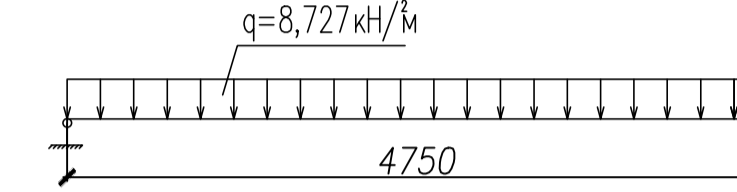
Опалубочный чертеж козырька в осях 4-7 и А-Б



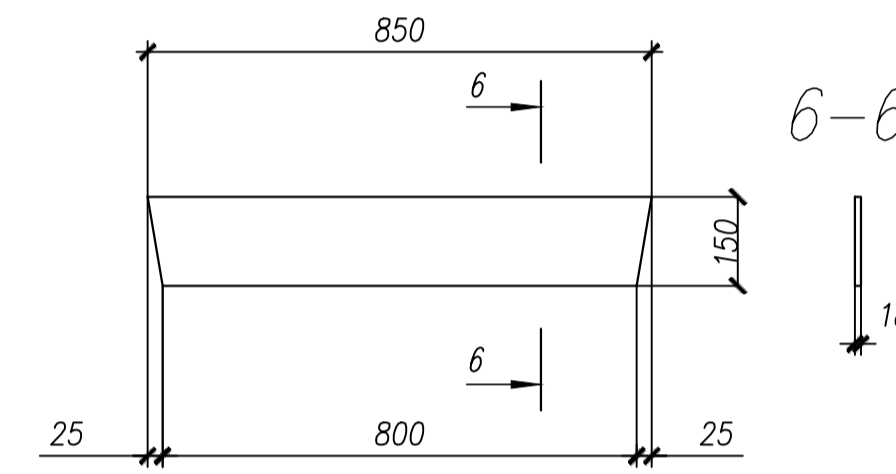
Деталь установки поперечной арматуры



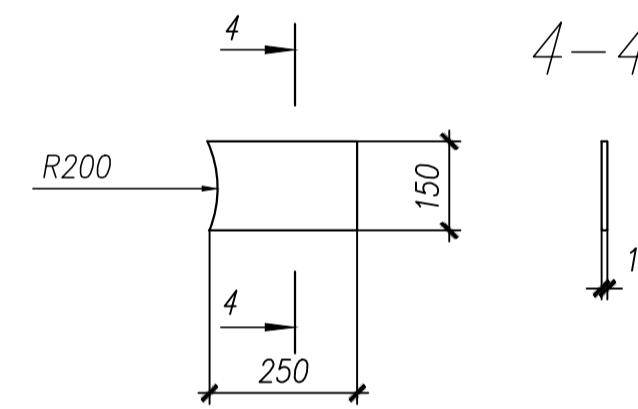
Расчетная схема



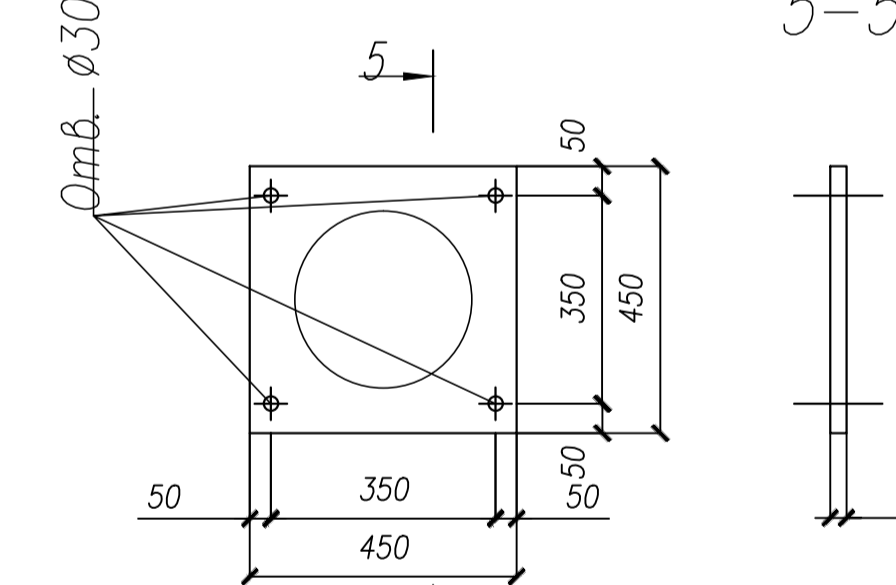
Поз.1



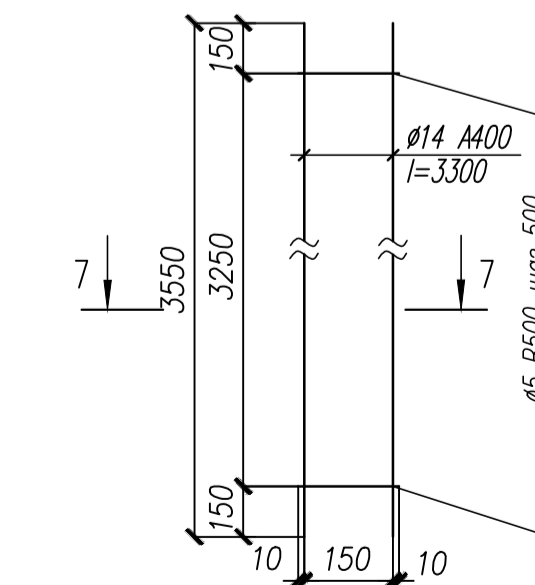
Поз.2



Поз.3

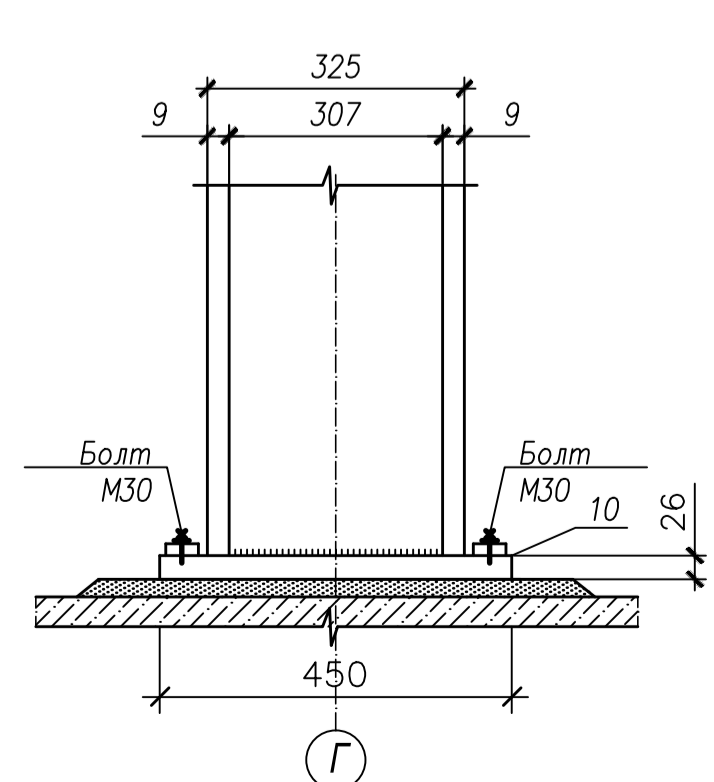
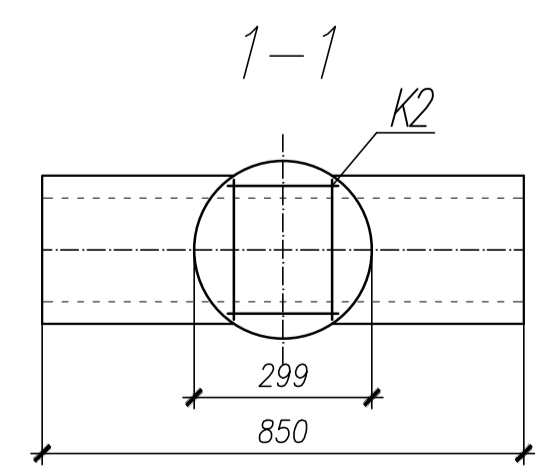
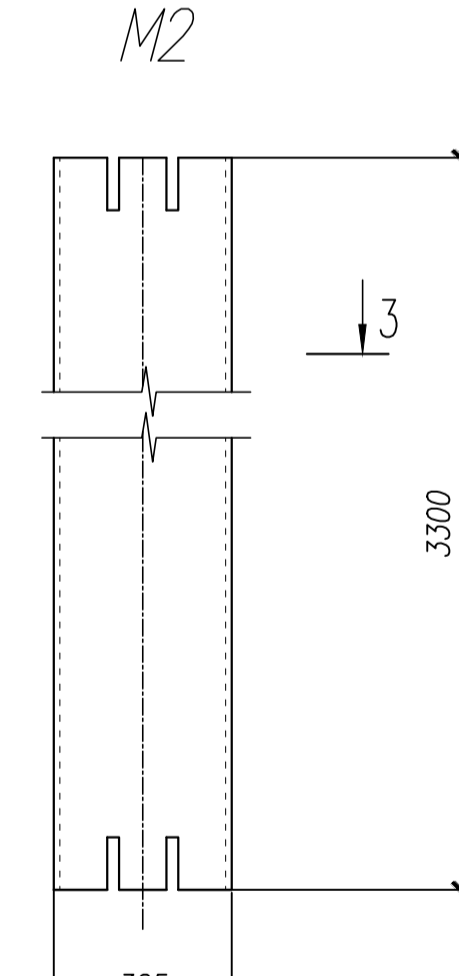
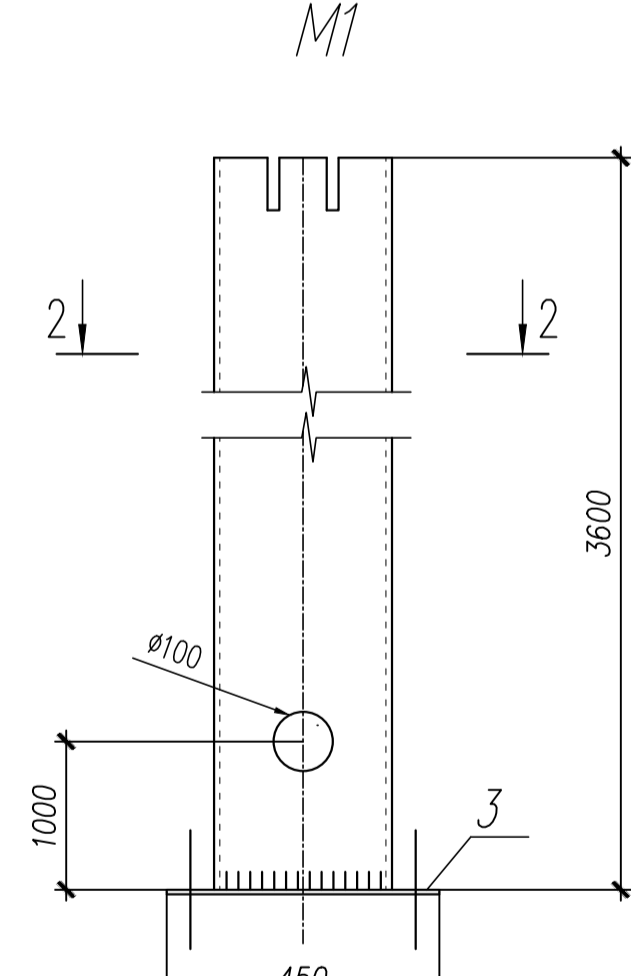
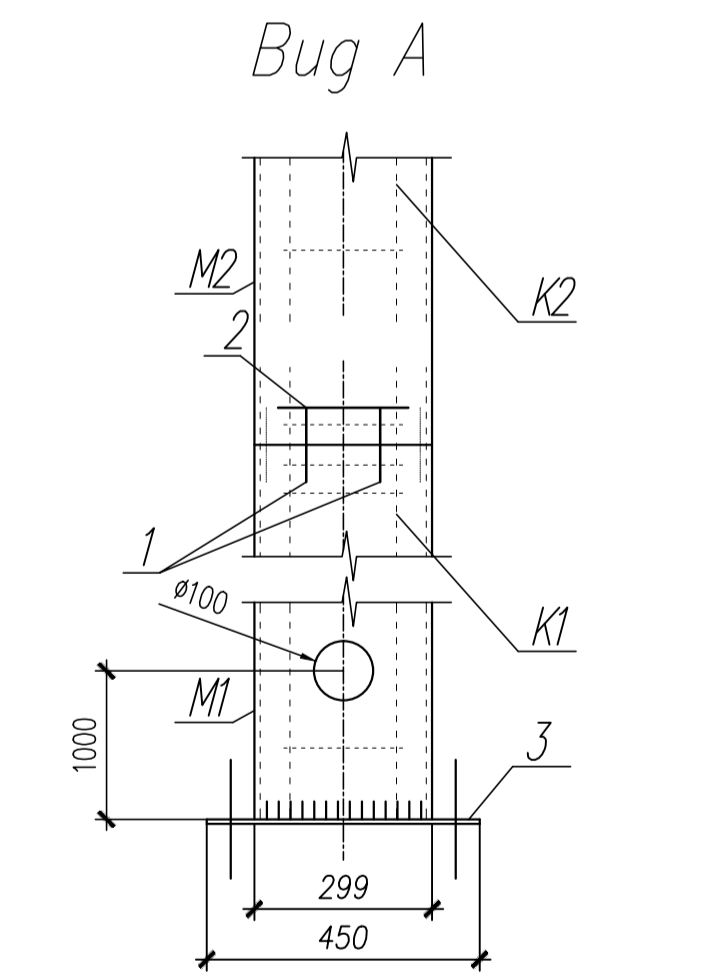
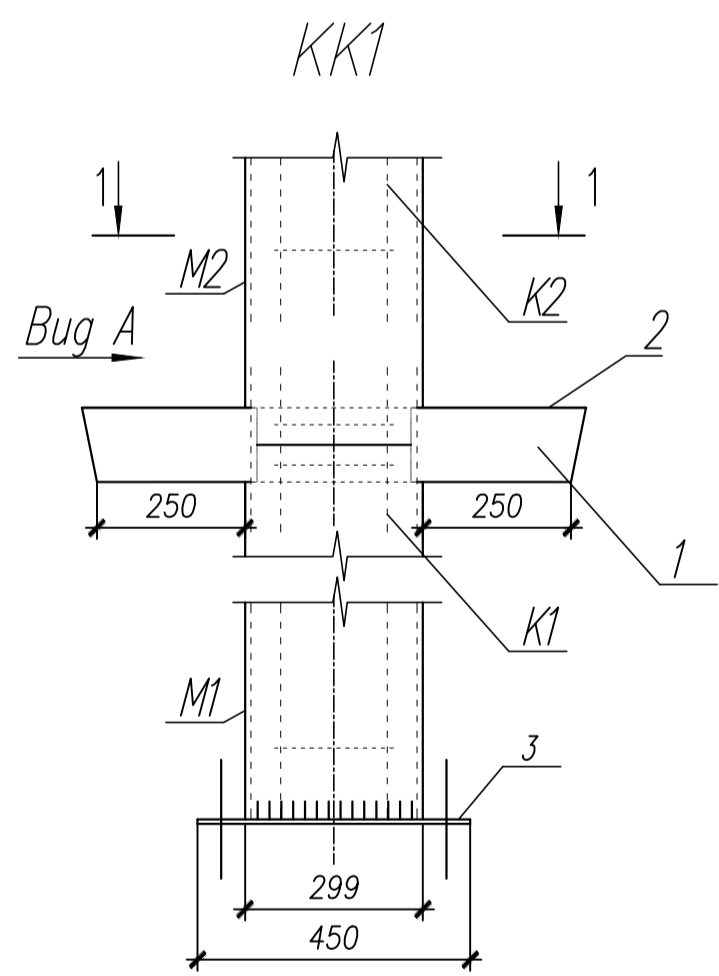
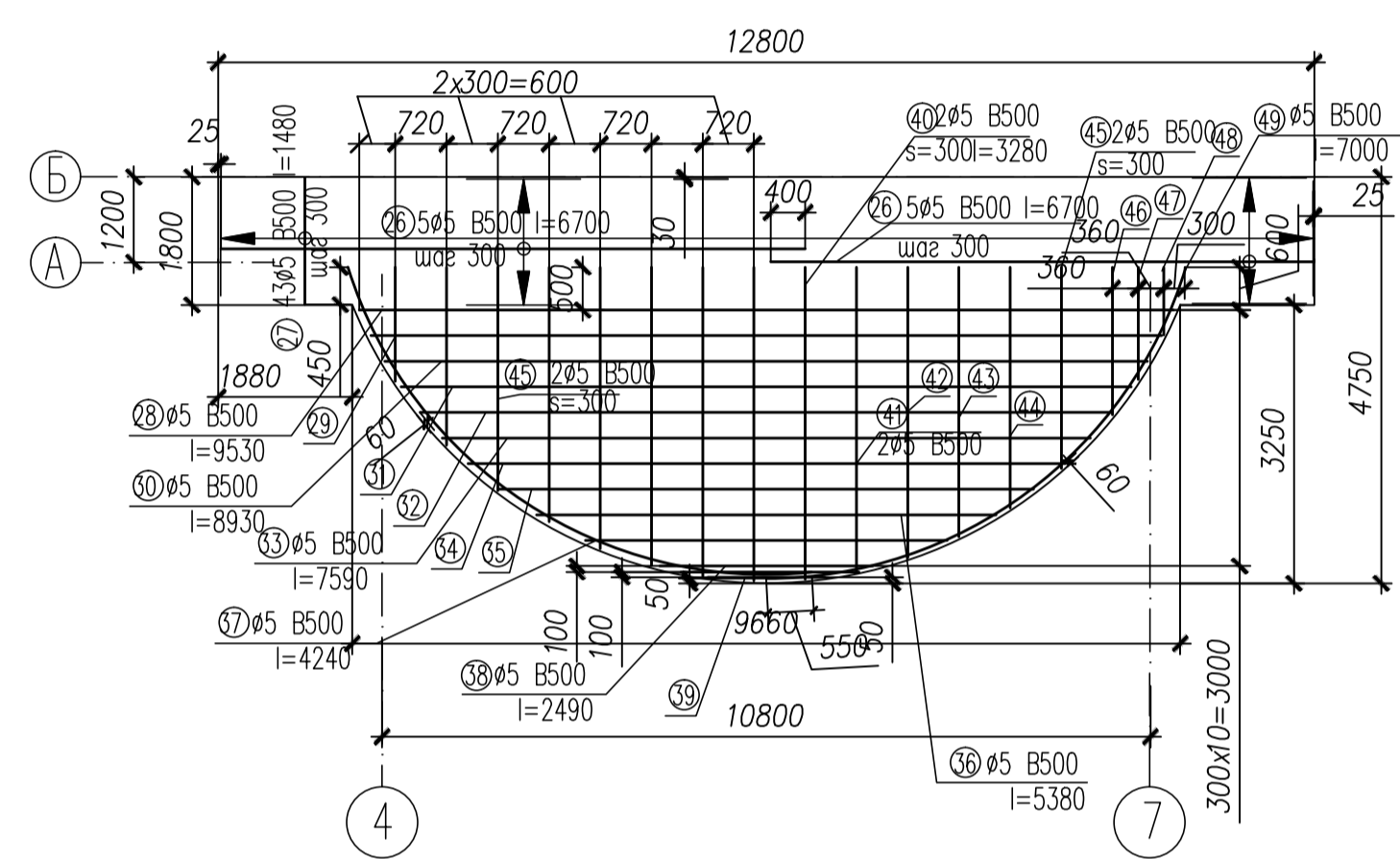
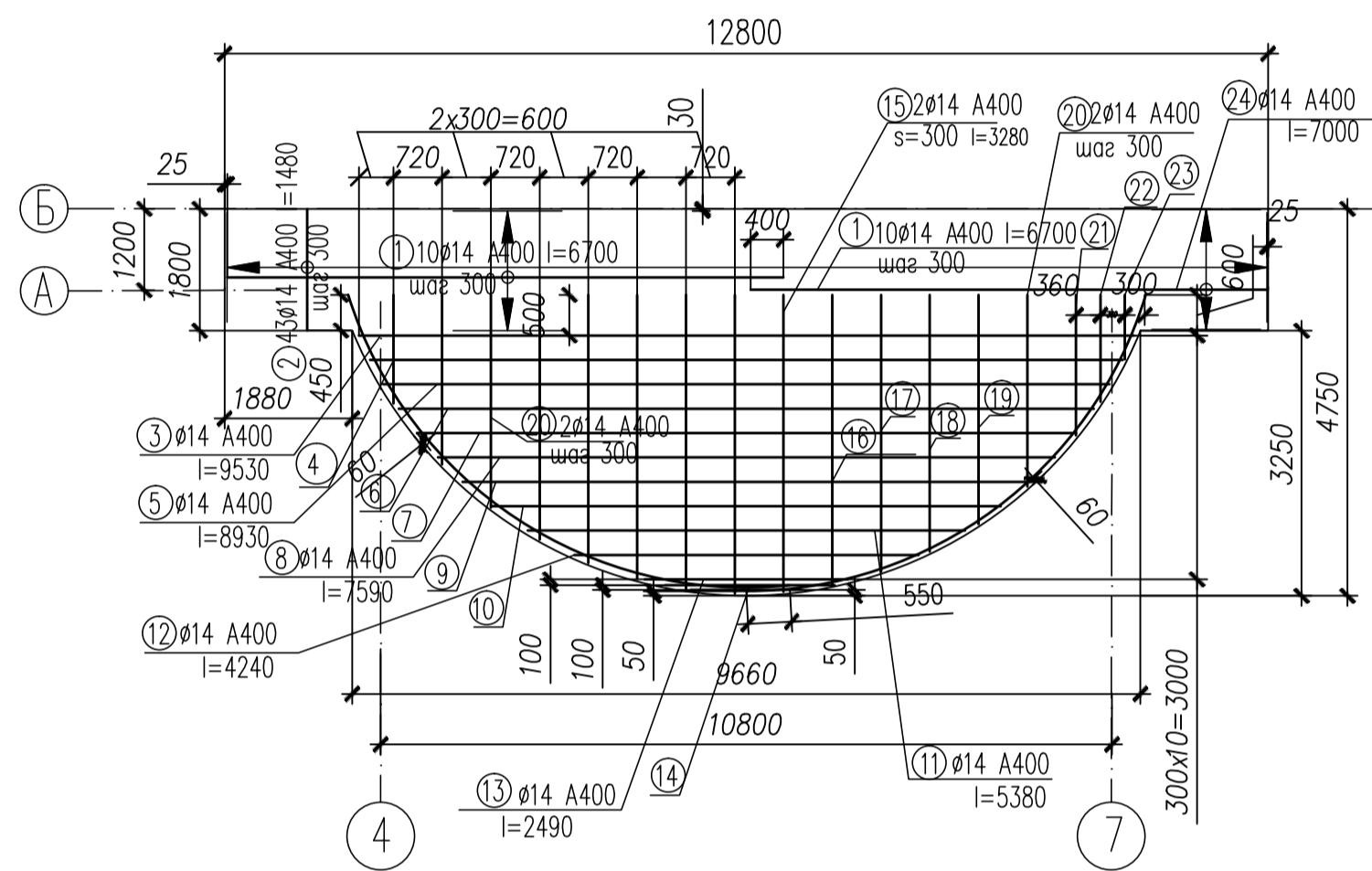


К1



7-7

Нижнее армирование козырька в осях 4-7 и А-Б Верхнее армирование козырька в осях 4-7 и А-Б



2-2

3-3

Спецификация арматурных изделий армирование колонны К1 и козырька

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол-во	Масса ед. кз	Прим.
Плита козырька монолитная П-2					
Сборные единицы					
Гнутые стержни					
25	ГОСТ 5781-82*	Ø14 А400 l=1240	40	62,82	
				ИТОГО	578,84
Материалы					
				Бетон класс В25	8,44 м³
Нижнее армирование					
1	ГОСТ 10884-94	Ø14 А400 l=12700	6	92,05	
2	ГОСТ 10884-94	Ø14 А400 l=1480	44	78,66	
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	5,02	
15	ГОСТ 10884-94	Ø14 А400 l=3650	4	4,83	
16	ГОСТ 10884-94	Ø14 А400 l=3560	4	17,2	
17	ГОСТ 10884-94	Ø14 А400 l=3400	4	16,4	
18	ГОСТ 10884-94	Ø14 А400 l=3150	4	15,22	
19	ГОСТ 10884-94	Ø14 А400 l=2820	4	13,63	
20	ГОСТ 10884-94	Ø14 А400 l=2350	4	11,36	
21	ГОСТ 10884-94	Ø14 А400 l=1730	4	8,36	
22	ГОСТ 10884-94	Ø14 А400 l=1310	4	6,34	
23	ГОСТ 10884-94	Ø14 А400 l=790	1	0,96	
24	ГОСТ 10884-94	Ø14 А400 l=7000	2	16,91	
Верхнее армирование					
26	ГОСТ 6727-80*	Ø5 В500 l=12700	6	10,97	
27	ГОСТ 6727-80*	Ø5 В500 l=1480	44	9,38	
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 19281-89	Труба ст.09Г2С Ø299 t=9 l=19,5	1	1255,2	
53	ГОСТ 19281-89	Пластина ст.09Г2С 850x150x18	2	36,03	
54	ГОСТ 19281-89	Пластина ст.09Г2С 250x150x18	2	10,59	
55	ГОСТ 19281-89	Пластина ст.ВСтЗКн2 450x450x15	1	23,8	
Каркас К-1					
56	ГОСТ 3760-98	Ø14 А400 l=3550	4	17,15	
57	ГОСТ 3760-98	Ø5 В500 l=170	28	0,73	
				ИТОГО	1343,5
Материалы					
				Бетон В25	0,864 м³

Ведомость расхода стали на элемент, кг.

Марка элемента	Изделия арматурные					Изделия стальные					Всего	
	Арматура класса					Сталь марки						
	А-400		Всего	В-500		ВСтЗКн2		09Г2С		Итого		
	ГОСТ 10884-94			ГОСТ 6727-80*		ГОСТ 19281-89						
	Ø12	Ø14	Ø22	Итого	Ø5	Ø6	Ø8	Итого	Пластина	Лист	Труба	Итого
Плита П-1	3082,87			3082,87	3082,87			258,55	258,55			1258,55
Балка Б-11		71,02	71,02	71,02		11,81		11,81				11,81
Плита П-2	532,78			532,78	532,78	46,06		46,06	46,06			46,06
Колонна К-1	17,15		29,72	29,72	0,73	5,62	5,62	23,8	46,62	1255,2	1301,8	1360,94

Заб.кар.	Ласков Н.Н.				ВКР-2069059-08.03.01-130973-17		
Руководитель	Гужин И.С.				4-х этажное административное здание		
Архитектура	Пучков Ю.М.				в г.Пенза		
Конструкции	Гужин И.С.				Стация	Лист	Листов
НИР	Гужин И.С.				ВКР	4	11
Оыр	Глухов В.С.				Конструкции		
ТОСП	Азаровича Н.В.				Чертежи колонны по оси Е-8,		
Экономика	Сорванов А.Н.				опалубочные и арматурные чертежи		
БЖД	Размывина Г.П.				монолитного козырька, спецификация		
Н.контр.	Гужин И.С.				ПГУАС, каф. СК		
Разр.	Кислякова А.С.				гр. ст.1-41		

Спецификация арматурных изделий

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол-во	Масса, ед. кг	Примечание
		Фундамент ФМЗ-1 (7 штук)			
		Сборочные единицы			
		Каркасы плоские			
1		КР-1	2	8,76	17,52 кг
2		КР-2	2	6,62	13,24 кг
		Сетки арматурные			
3		С-1	1	135,26	135,26 кг
		Отдельные стержни			
19	ГОСТ 3760-98	Ø 14 А-400 l=2270	6	2,74	14,28 кг
		Материалы:			
		Бетон класса В20			6,69 м³
		КР-1			
4	ГОСТ 3760-98	Ø 14 А-400 l=1470	3	2,14	6,42 кг
5	ГОСТ 6727-80*	Ø 6 В-500 l=1170	9	0,26	2,34 кг
		КР-2			
6	ГОСТ 3760-98	Ø 14 А-400 l=1470	2	2,14	4,28 кг
7	ГОСТ 6727-80*	Ø 6 В-500 l=1170	9	0,26	2,34 кг
		С-1			
8	ГОСТ 3760-98	Ø 12 А-400 l=2920	26	2,59	67,42 кг
9	ГОСТ 6727-80*	Ø 12 А-400 l=3820	20	3,39	67,84 кг
		Фундамент ФМЗ-2 (28 штук)			
		Сборочные единицы			
		Каркасы плоские			
10		КР-3	2	5,45	10,9 кг
11		КР-4	2	5,45	10,9 кг
		Сетки арматурные			
12		С-2	1	50,7	50,7 кг
		Отдельные стержни			
19	ГОСТ 3760-98	Ø 14 А-400 l=1970	4	2,38	9,52 кг
		Материалы:			
		Бетон класса В20			2,81 м³
		КР-3			
13	ГОСТ 3760-98	Ø 14 А-400 l=1470	2	2,14	4,28 кг
14	ГОСТ 6727-80*	Ø 6 В-500 l=870	9	0,13	1,17 кг
		КР-4			
15	ГОСТ 3760-98	Ø 14 А-400 l=1470	2	2,14	4,28 кг
16	ГОСТ 6727-80*	Ø 6 В-500 l=870	9	0,13	1,17 кг
		С-2			
17	ГОСТ 3760-98	Ø 10 А-400 l=2320	18	1,43	25,77 кг
18	ГОСТ 3760-98	Ø 10 А-400 l=2020	20	1,25	24,93 кг

Ведомость расхода стали на элемент, кг.

Марка элемента	Изделия арматурные				Всего	Общий расход
	Арматура класса					
	А-400		В-500			
	ГОСТ 3760-98	Итого	Итого			
ФМЗ-1	135,26	35,6	170,86	4,68	4,68	175,54
ФМЗ-2	50,7	26,64	77,34	4,68	4,68	82,02

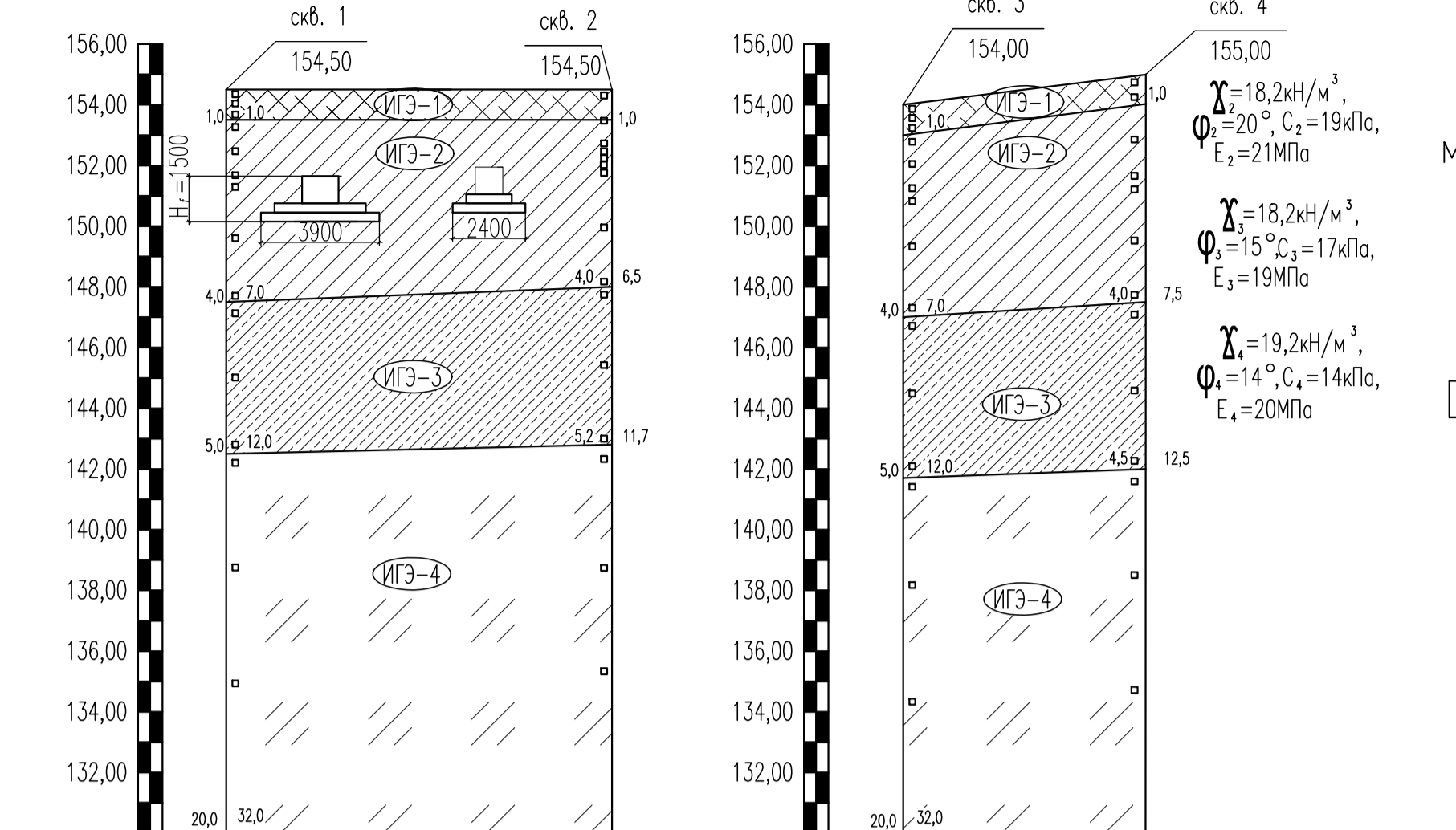
Технико-экономические показатели

Наименование элемента	Масса элемента, тонна	Расход бетона		Расход стали, кг	
		класс	объем (м³)	на 1 м³	на элемент
ФМЗ-1	16,73	В20	6,69	175,54	26,24
ФМЗ-2	7,03	В20	2,81	82,02	29,19

Технические условия:
 1. За относительную отметку +0,000 принята отметка чистого уровня пола с соответствующей абсолютной отметкой 154,68
 2. Сварные сетки изготавливать при помощи контактной точечной сварки в соответствии с требованиями ГОСТ 14096-85 и ГОСТ 10922-75.
 3. Производство работ по фундаментам вести в соответствии с требованиями СНиП 3.02.01-87 "Земляные сооружения. Основания и фундаменты", СНиП 3.03.01-87 "Несущие и ограждающие конструкции".
 4. Класс арматуры А-400 соответствует классу А-III, В-500 классу Вр-I по ГОСТ 5781-82.
 5. Устройство фундаментов производить по бетонной подготовке В7,5 толщиной 100мм.

Зав.кар.	Лосков Н.Н.	ВКР-2069059-08.03.01.-130973-17	4-х этажное административное здание в г. Пенза	Стация	Лист	Листов
Руководитель	Гукин И.С.					
Архитектура	Пучков Ю.М.					
Конструкции	Гукин И.С.					
НИР	Гукин И.С.					
ОпФ	Глухов В.С.					
ТОСП	Азаровина Н.В.					
Экономика	Савельев А.Н.					
БЖД	Рахимова Г.П.	ПГУАС, каф. СК				
Н.контр.	Гукин И.С.		ер. см1-41			
Разработ.	Кислякова А.С.					

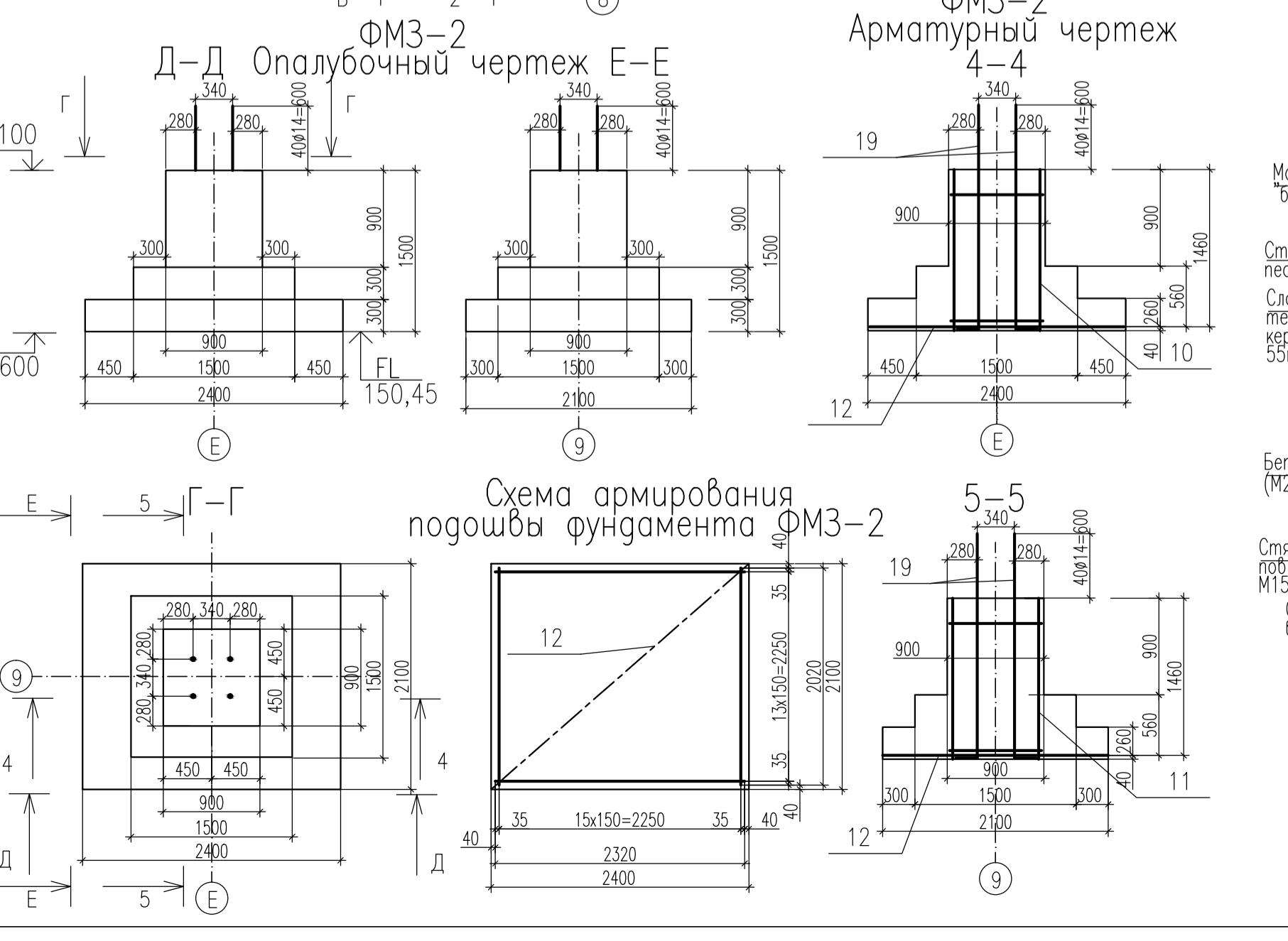
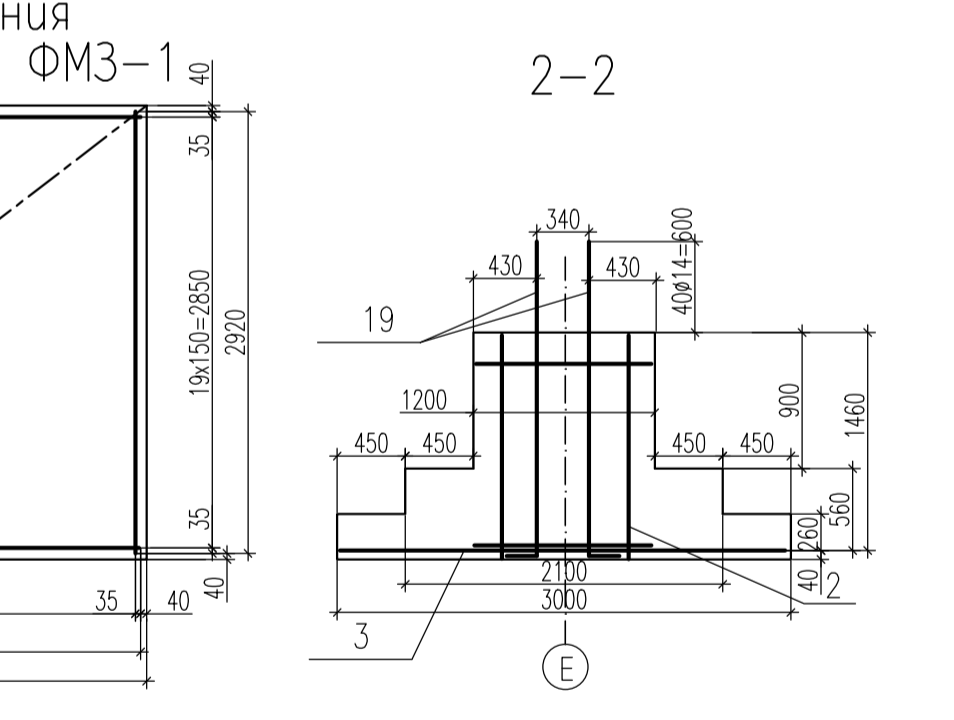
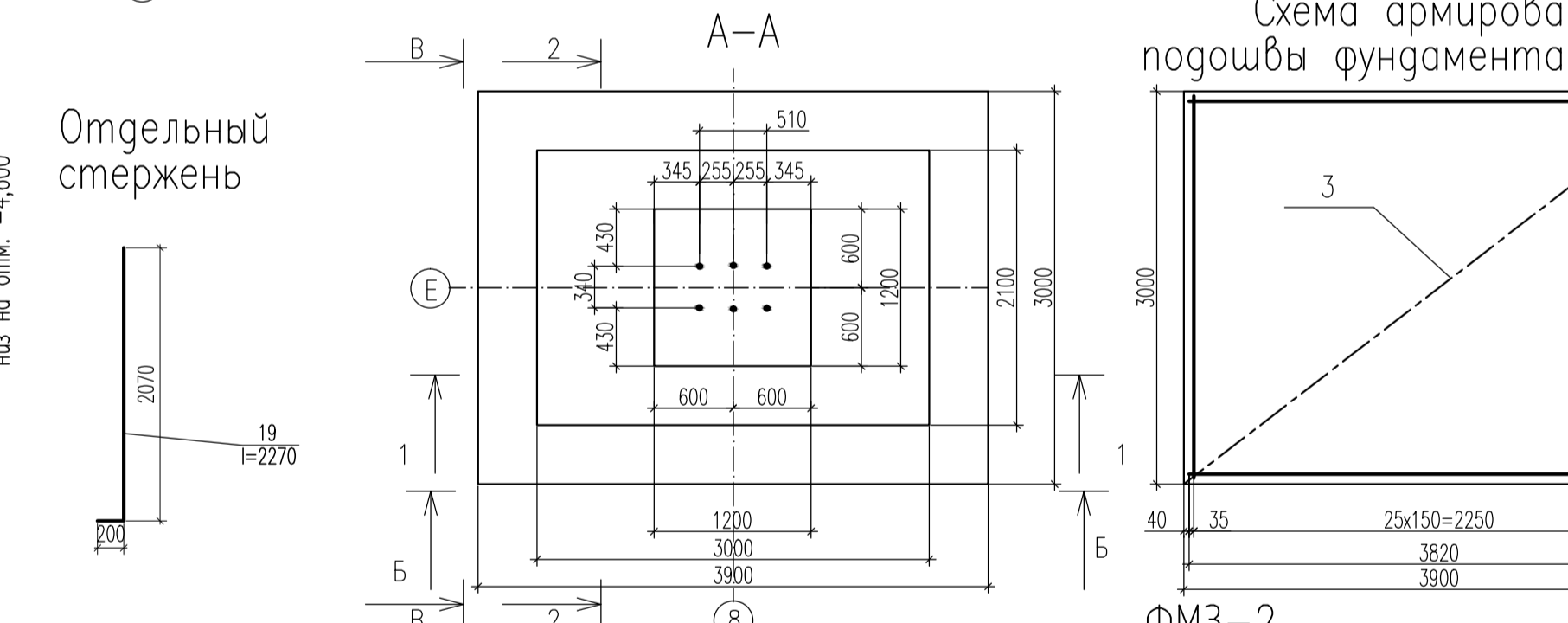
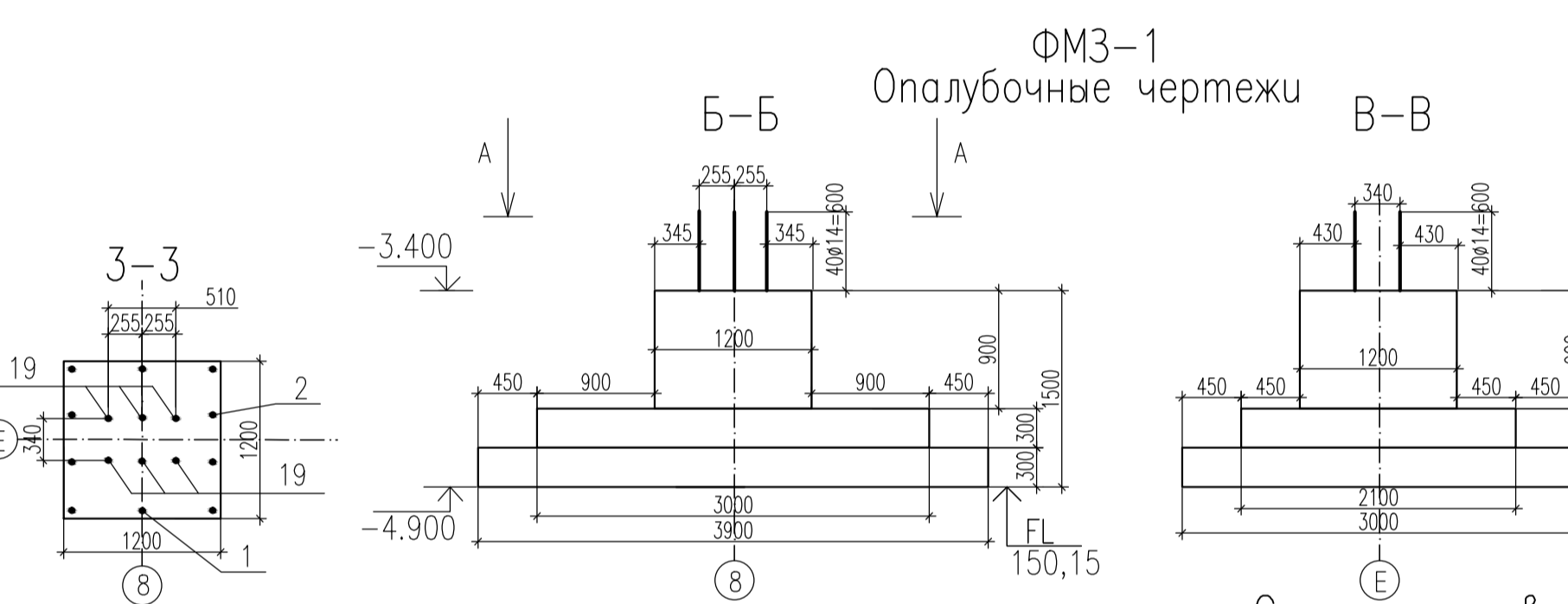
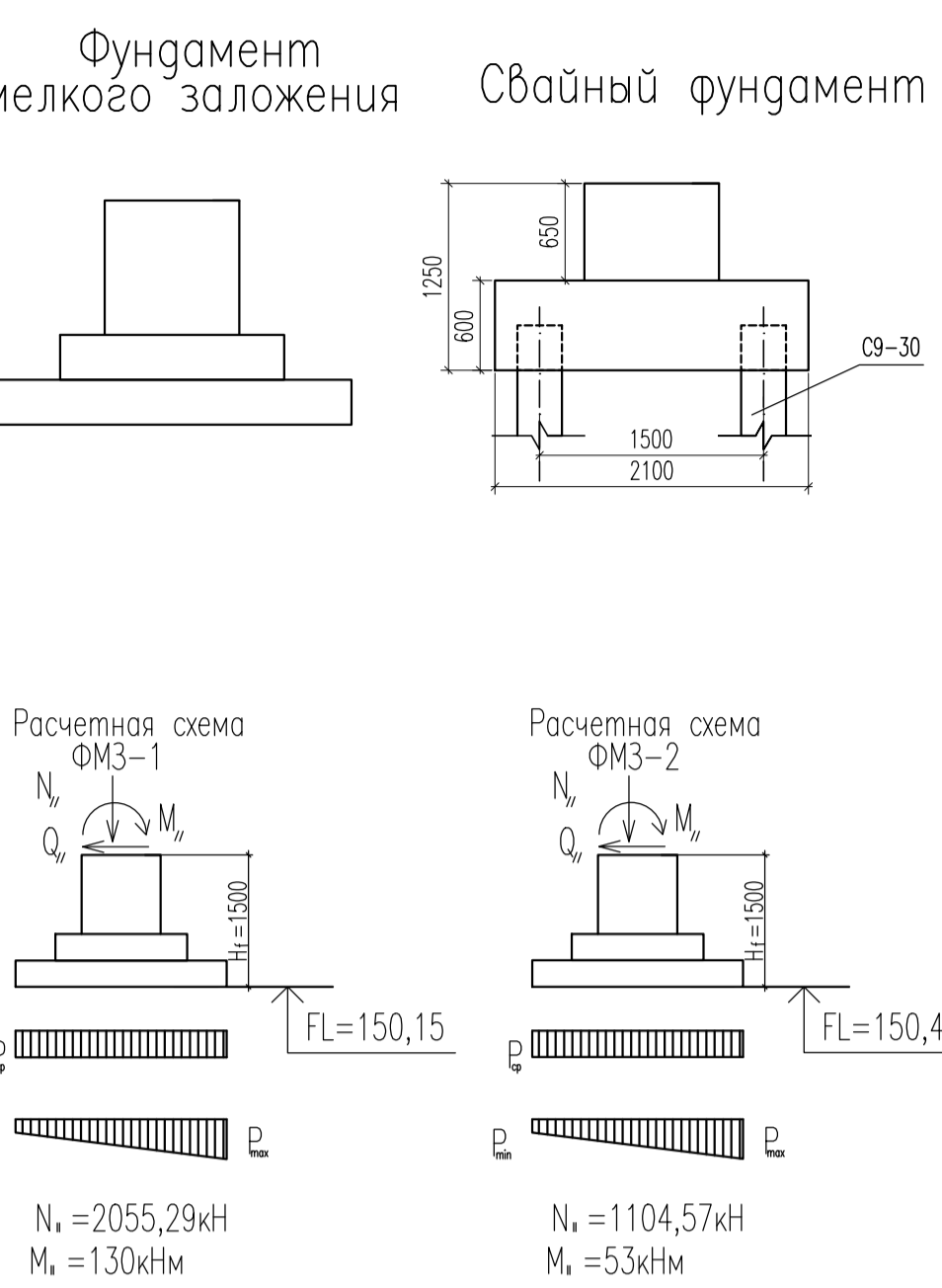
Инженерно-геологический разрез I-I
 верт. 1:200, гор. 1:1000



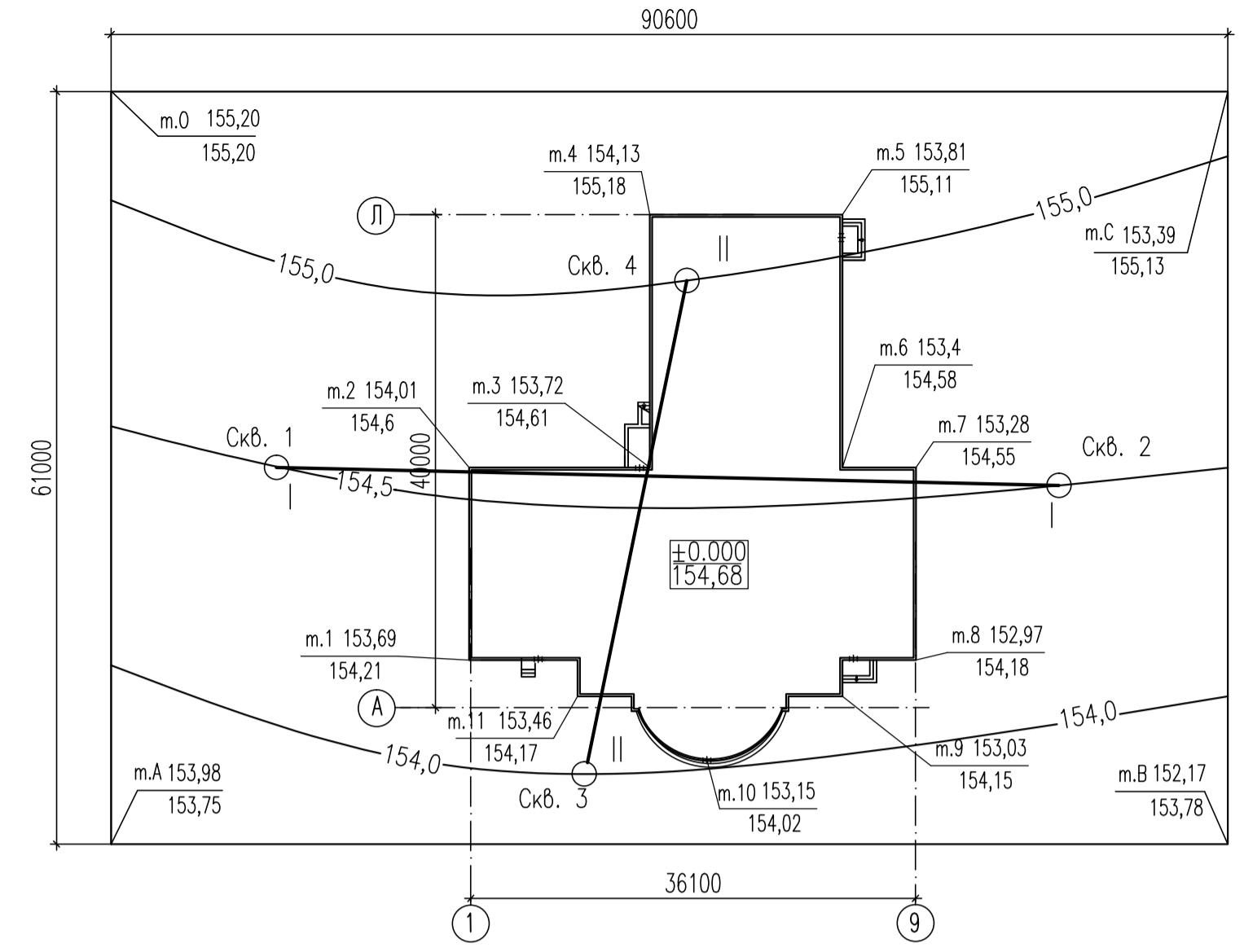
Наименование выработок	св. 1	св. 2	св. 3	св. 4
Расстояние между выработками, м	63,54		39,92	
Абсолютная отм. устья скважин, м	154,50	154,50	154,00	155,00

Условные обозначения
 IGZ-1 Почвенно-растительный слой
 IGZ-3 Сулунок
 IGZ-5 Глина
 IGZ-4 Супесь

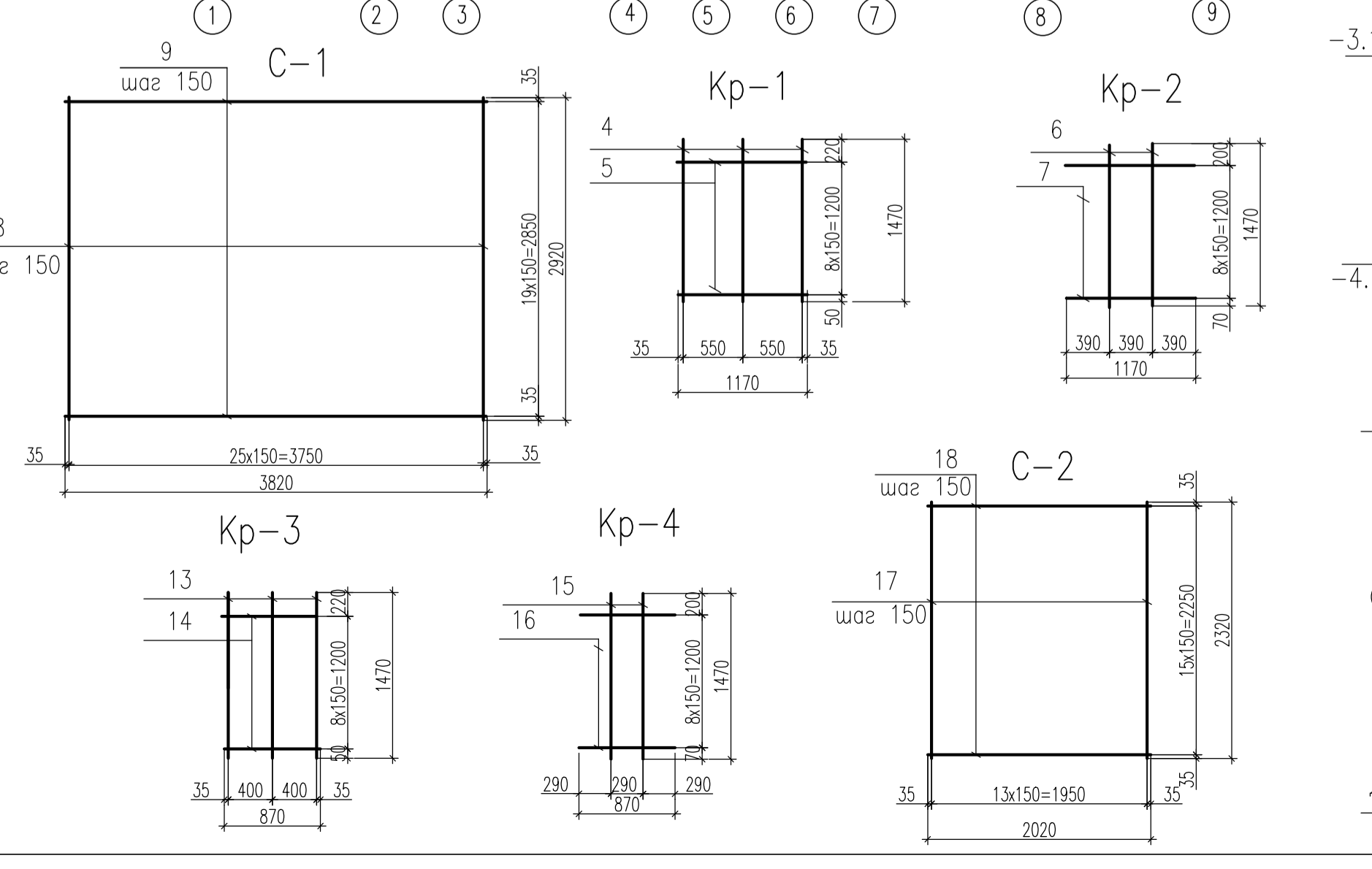
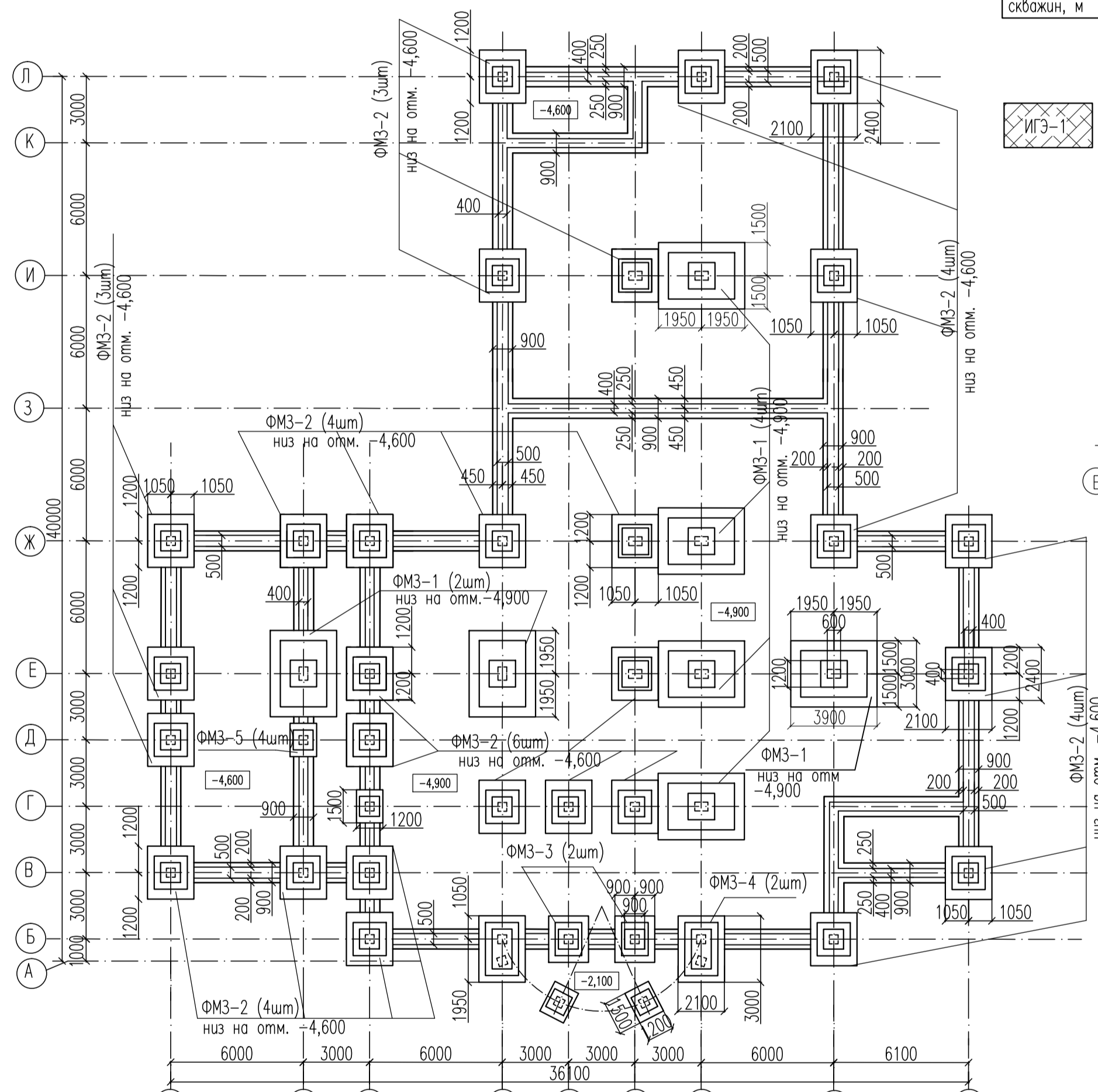
Варианты возможных фундаментов

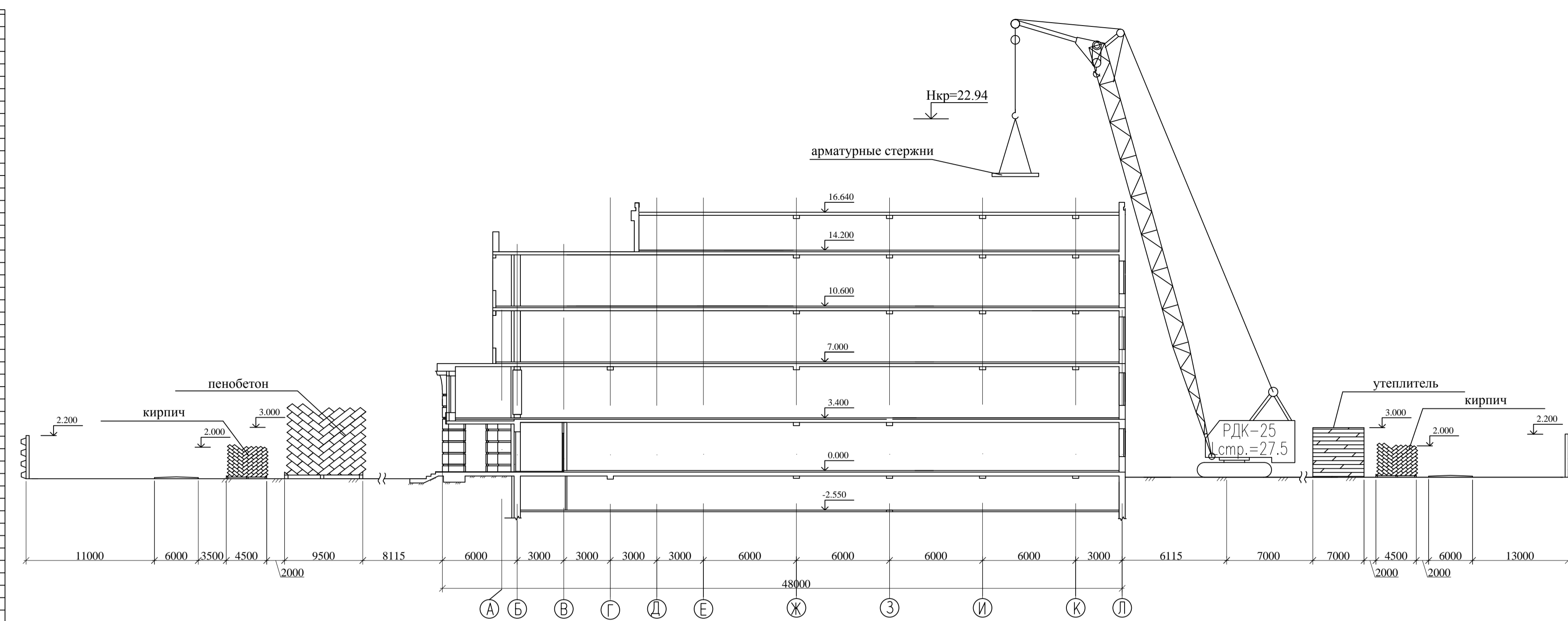
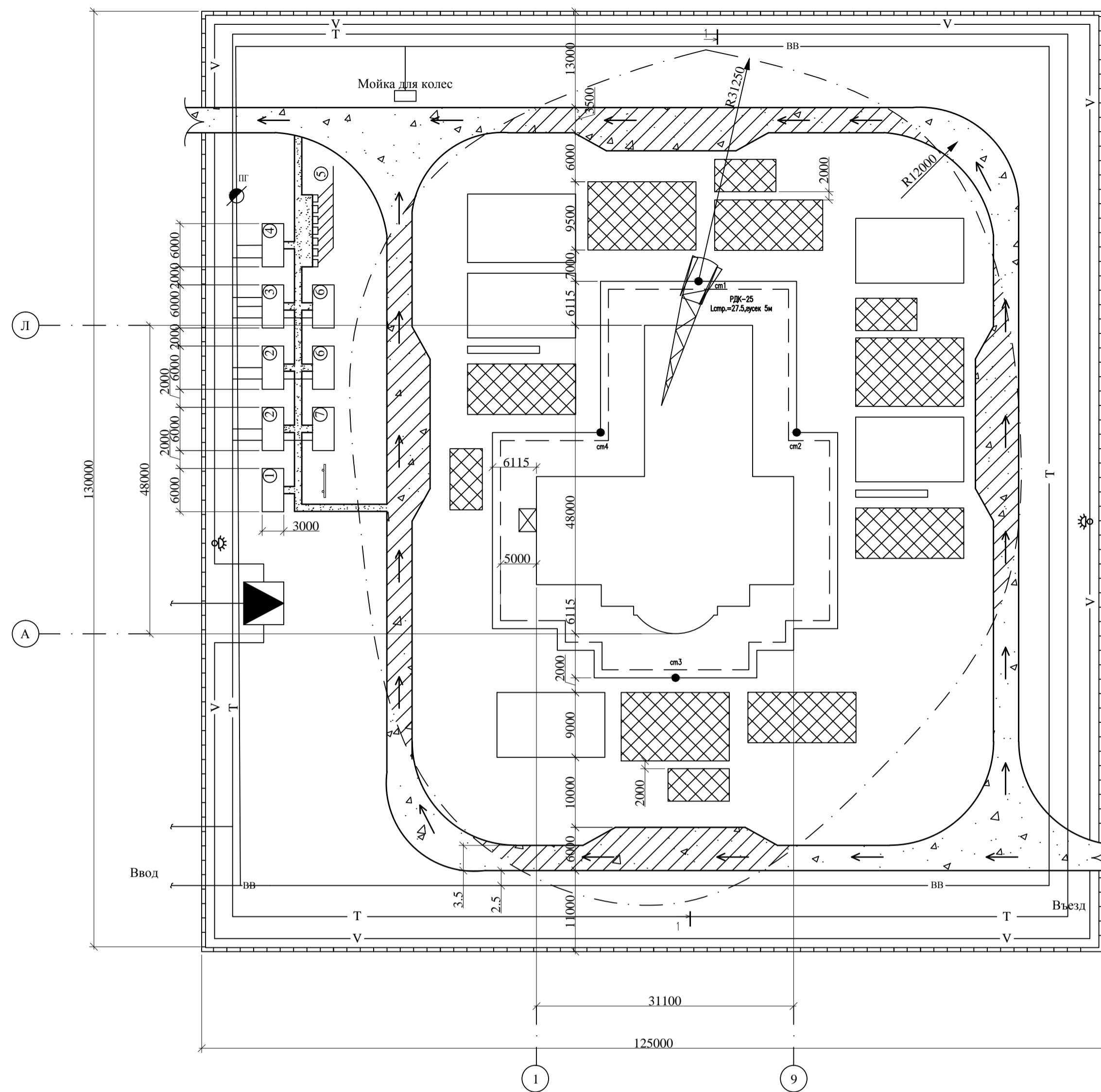


План строительной площадки и геологических выработок 1:5000



План монолитного фундамента в осях А-Л и 1-9





Указания по производству работ

- Работы по монтажу производить в соответствии со СНиП III В.3-62 "Бетонные и железобетонные конструкции сборные. Правила производства и приемки монтажных работ"
- Установку конструкций осуществлять с помощью крана РДК-25
- Для сварочных работ использовать сварочную установку СТН-500
- До начала работ по монтажу колонн необходимо:
 - очистить стаканы фундаментов от строит.мусора
 - проверить правильность отметок дна стаканов фундамента
 - нанести риски продольных и поперечных осей
 - завести на стройплощадку колонны
- При установке стоек, поддерживающих опалубку, обеспечить их устойчивость.
- При сборке щитовой опалубки обратить внимание на то, чтобы в местах стыка не наблюдалось щелей.
- При бетонировании для лучшей укладки бетонной смеси применять виброуглу.
- При бетонировании не допускать перерывов более 40 мин., чтобы не нарушить целостность монолитного диска.
- Разборку опалубки производить при достижении бетоном 75% прочности.

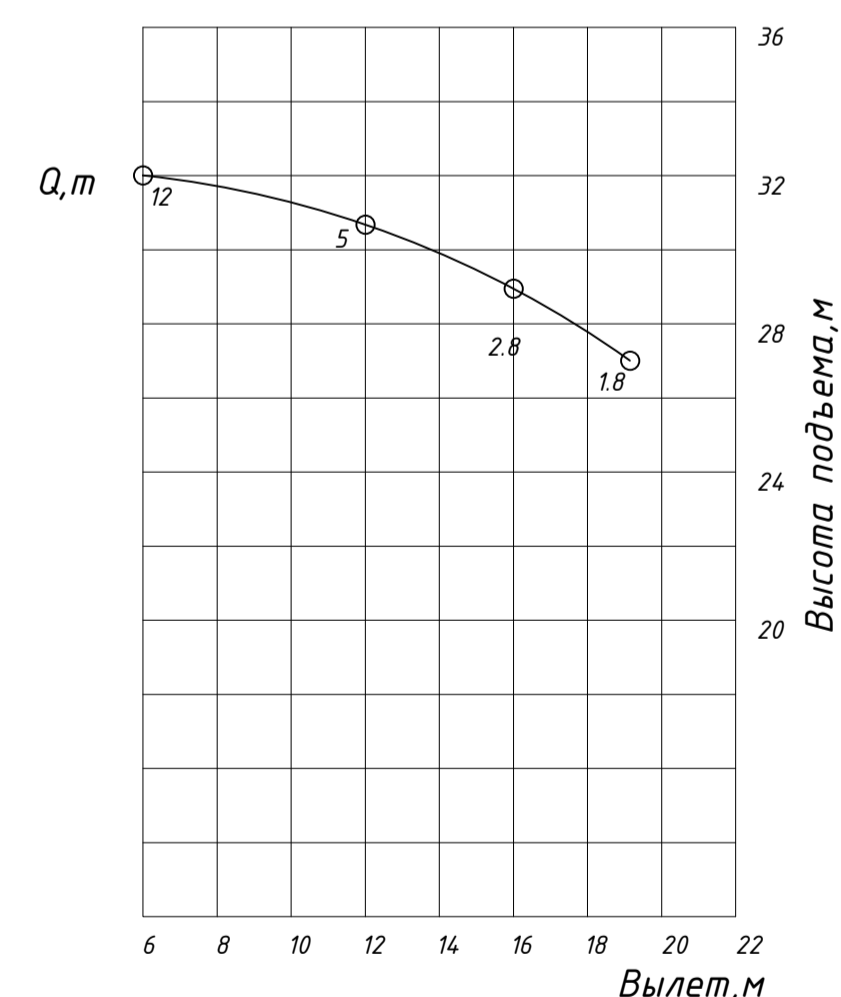
Техника безопасности:

- Выделение опасных зон, доступ в которые рабочим, не занятым на выполнении данных работ, запрещен; организацию безопасных путей для пешеходов и транспорта
- Размещение временных зданий и сооружений вне зоны действия монтажных кранов.
- Удаление административных и бытовых зданий от объектов, выделяющих пыль, вредные газы, на расстояние не менее 50 м, расположение их по отношению к этим объектам с наветренной стороны (по "розе ветров").
- Соблюдение расстояния от постоянных и временных зданий и сооружений до штабелей складов пиломатериалов не менее 30 м, а до штабелей круглого леса - 15 м.
- Расположение туалетов на расстоянии, не превышающем 200 м до наиболее удаленных рабочих мест.
- Удаление питьевых установок от рабочих мест на расстояние не более 75 м.
- Организацию необходимого освещения стройплощадки, проходов и рабочих зон.
- Размещение средств пожаротушения (пожарных гидрантов, щитов, оборудованных инвентарем для пожаротушения), а также определение мест для курения.

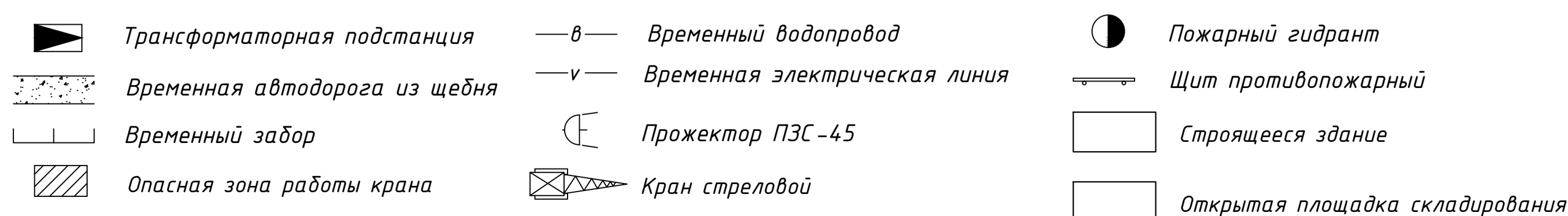
Экспликация помещений:

№	Наименование	Размеры, м	Площадь, м ²	Тип здания
1	Прорабская	3x6	18	контейнер
2	Гардеробная	3x6	36	контейнер
3	Умывальная	3x6	18	контейнер
4	Душевая	3x6	18	контейнер
5	Туалет	1.2x1.2	10	биотуалет
6	Помещение для обогрева	3x6	36	контейнер
7	Помещение для сушки	3x6	18	контейнер

Характеристики крана РДК-25



Условные обозначения:

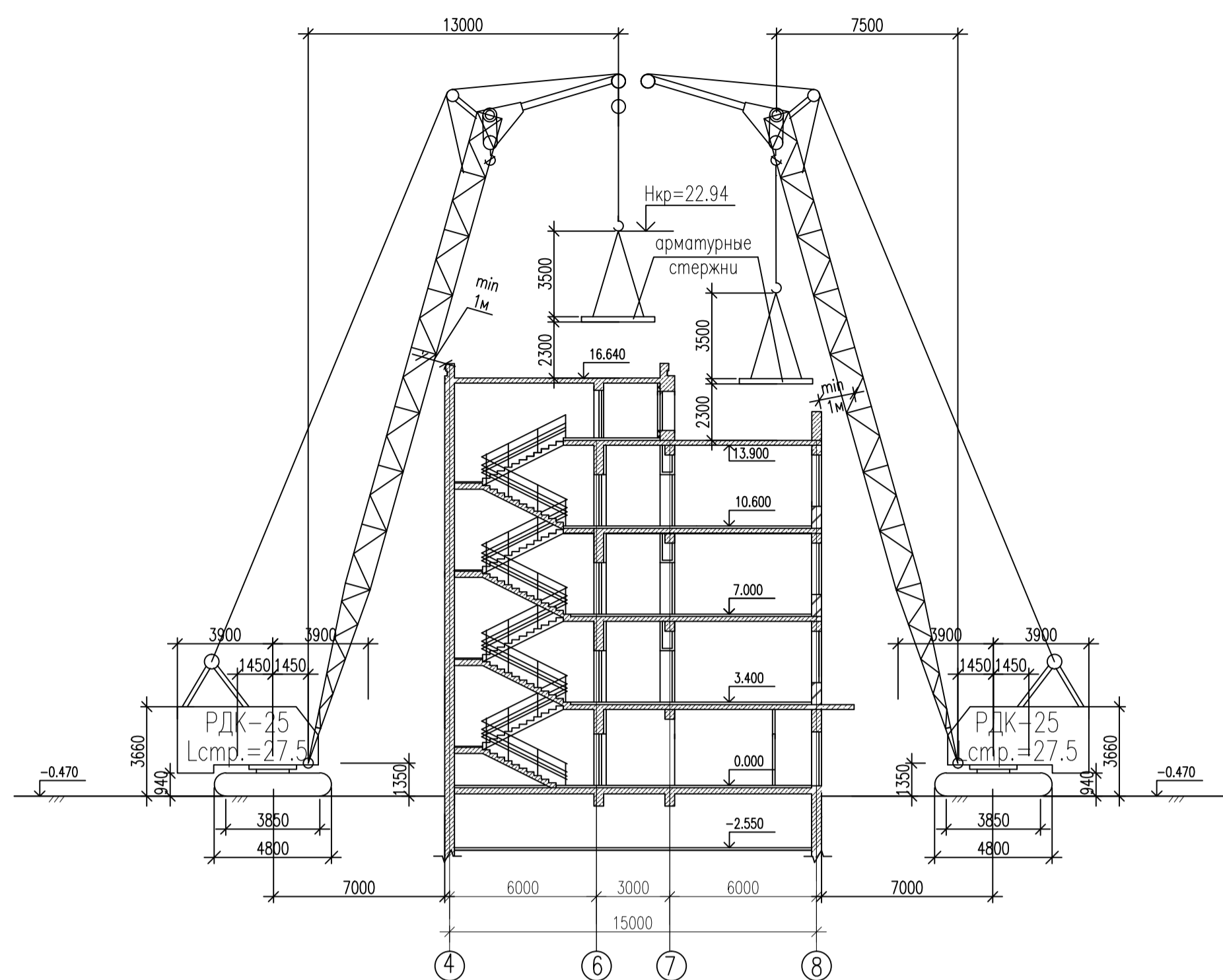


Технико-экономические показатели:

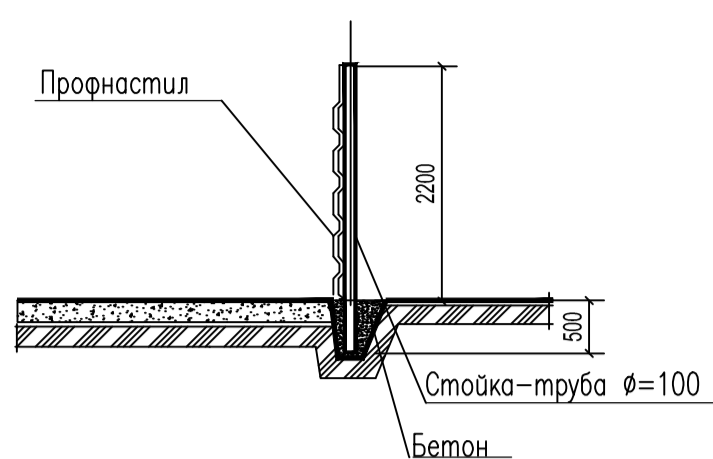
- Коэффициент компактности застройки 8,6%
- Коэффициент застройки 1,1%

Зоб.кар.	Ласков Н.Н.			ВКР-2069059-08.03.01-130973-17
Руководитель	Гучкин И.С.			
Архитектура	Пучков Ю.М.			4-х этажное административное здание в г.Пенза
Конструкции	Гучкин И.С.			
НИР	Гучкин И.С.			ТОСП
ОыФ	Глухов В.С.			
ТОСП	Азарошкина Н.В.			ТОСП
Экономика	Сорьянов А.Н.			
БЖД	Розыбаева Г.П.			СПП, разрез 1-1, экспликация помещений, технологическая характеристика крана, ТЭП, техника безопасности, указания по производству работ
Н.контр.	Гучкин И.С.			
Разреш.	Киселева А.С.			ПГУАС, каф. СК гр. см.1-41

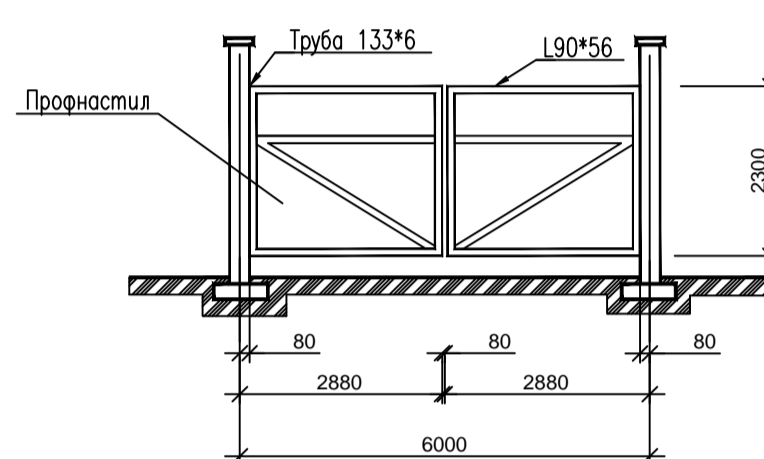
Разрез 1-1



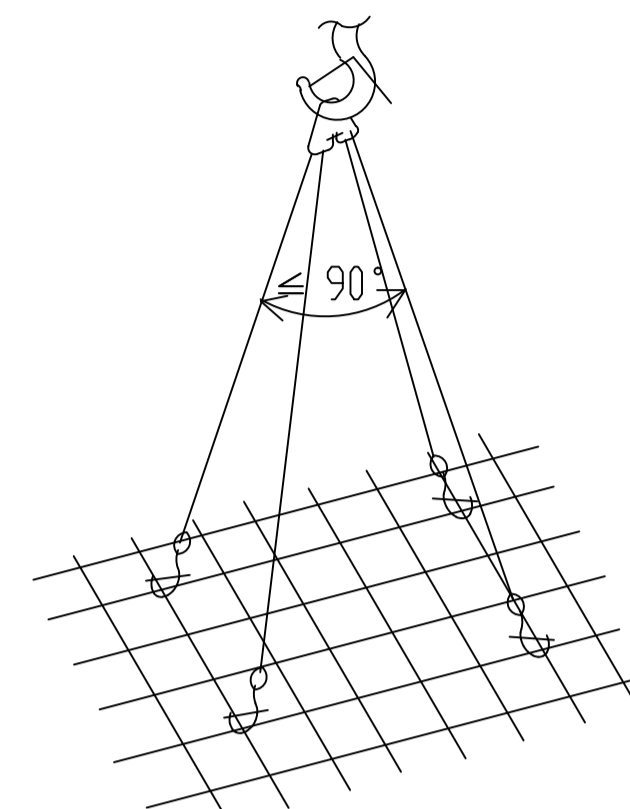
Устройство ограждения.
Вид по А-А



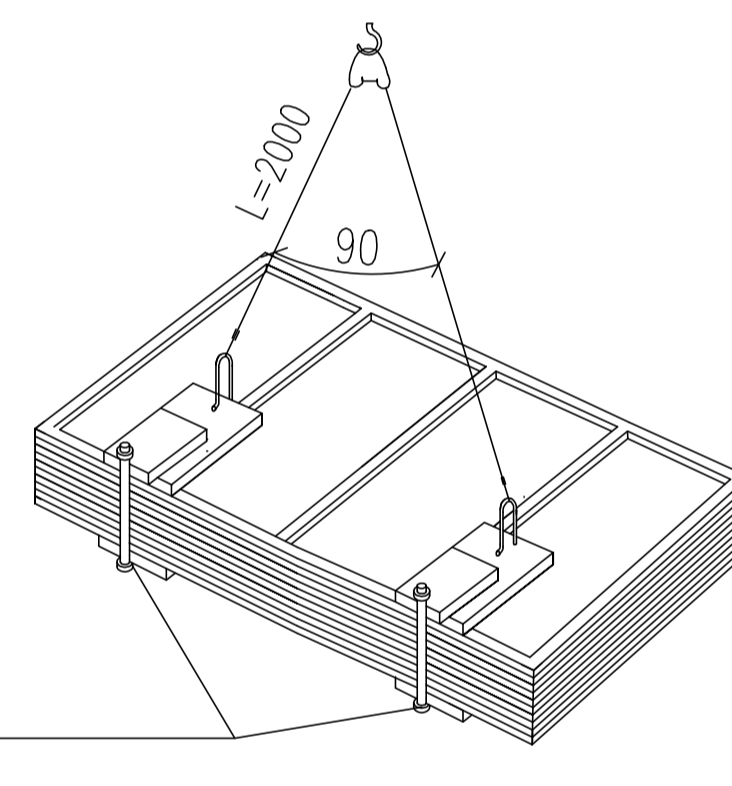
ВАРИАНТ УСТРОЙСТВА ИНВЕНТАРНЫХ ВОРОТ.
(временное ограждение стройплощадки).



Арматурная сетка
(при монтаже)



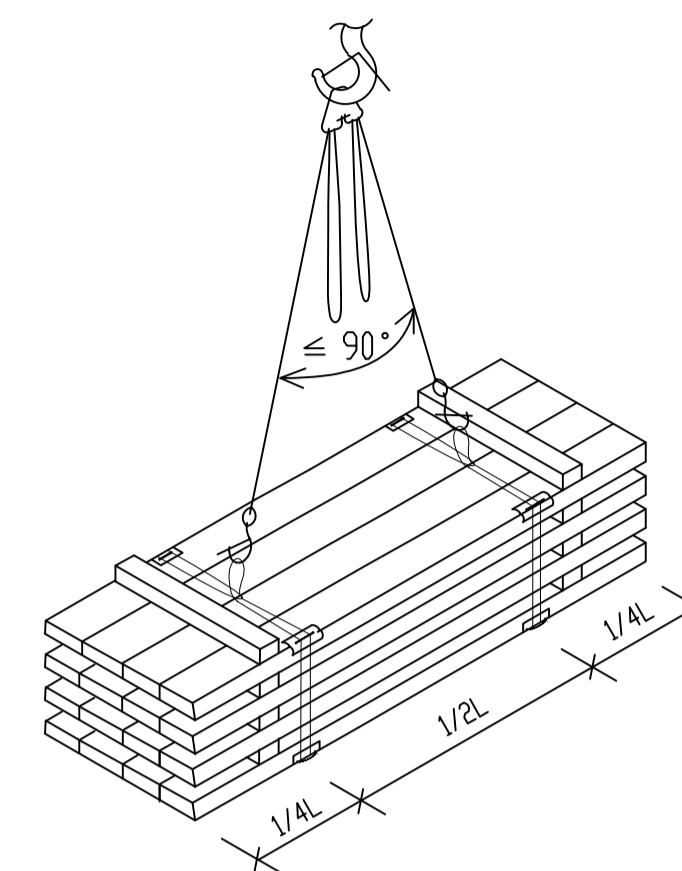
Строповка
опалубочных щитов



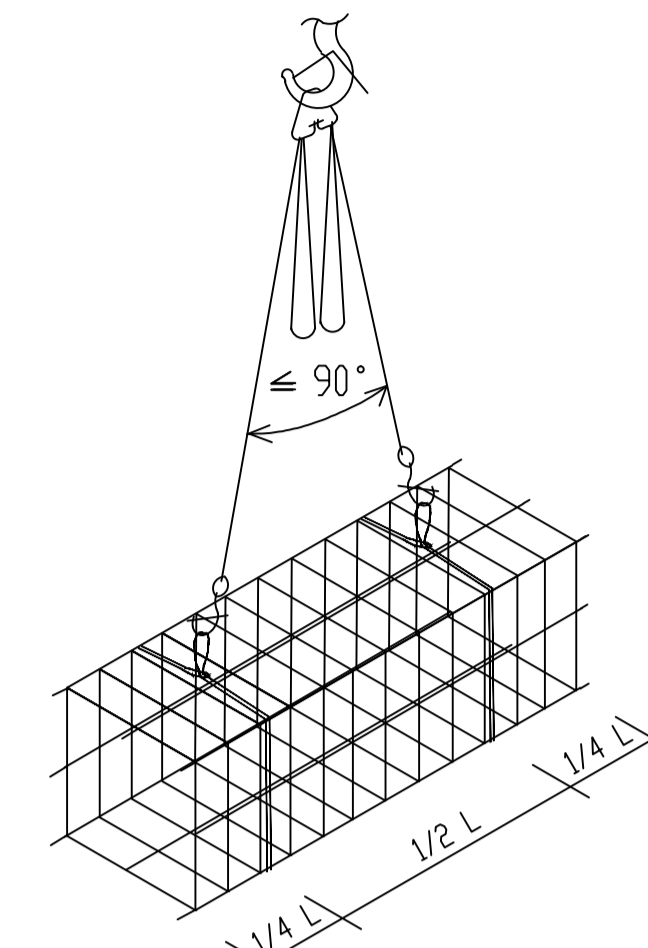
Вилочные
захваты

Схемы строповки

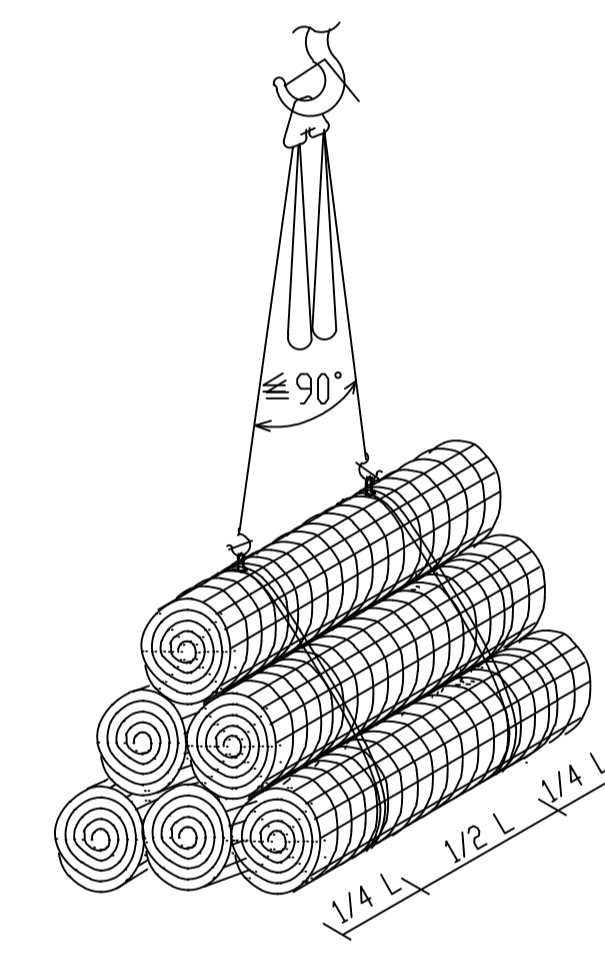
Щиты опалубки



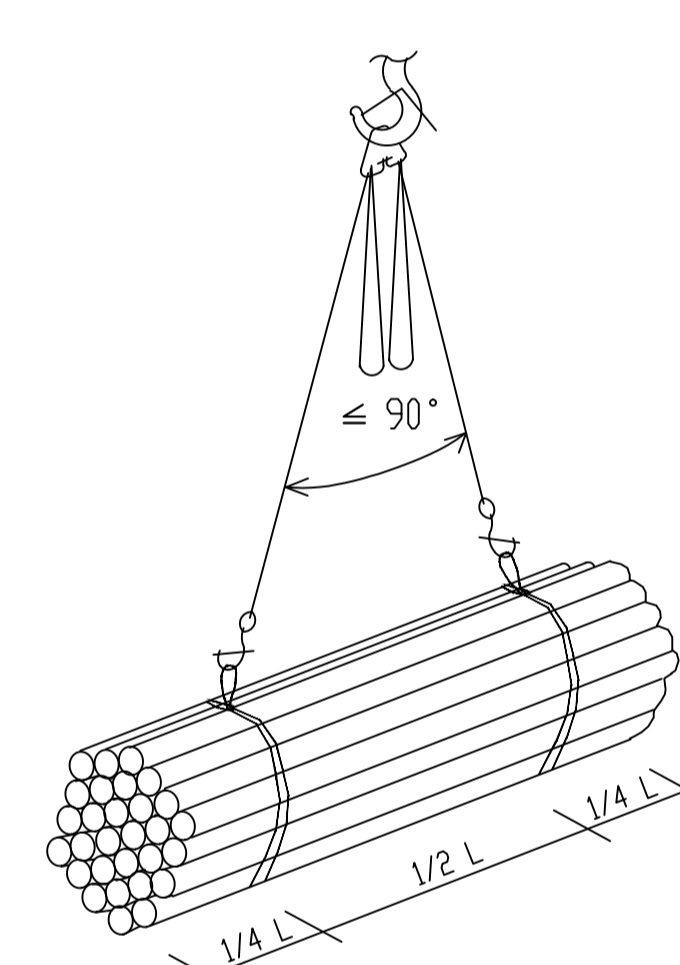
Арматурные каркасы



Арматурные сетки в рулонах



Стержневая арматура



Разрез 2-2

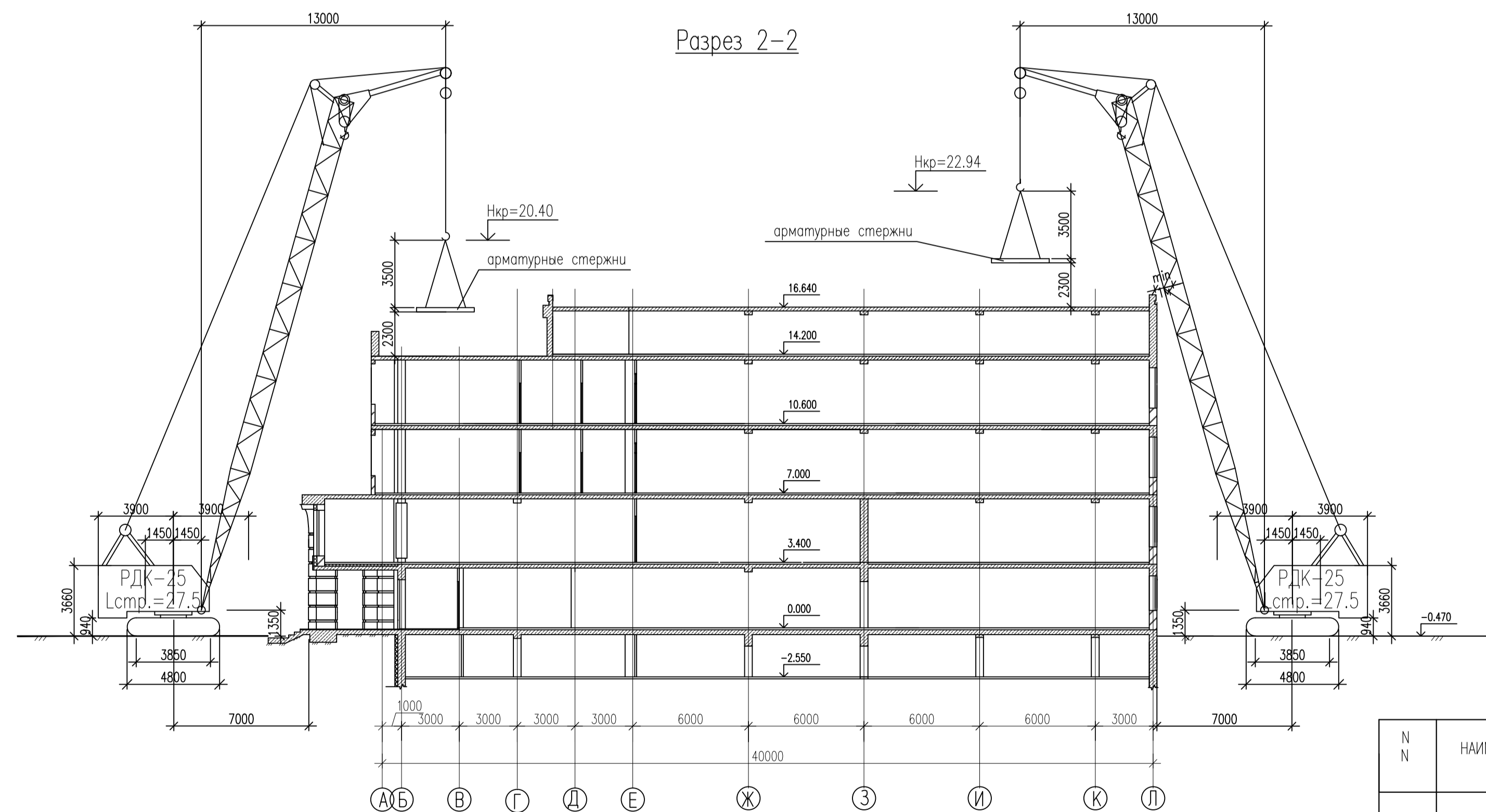


Таблица
наибольших весов перемещаемых грузов

№№	Наименование	ГОСТ Серия	Марка	Вес т.
1	Ящик с раствором	Арх № 02-68	V=0.28 м3	0.5
2	Бункер с бетоном	21807-76	БП - 0.5	1.575
3	Корзина с утеплителем			0.8

Ведомость основных грузозахватных механизмов,
тары

N N	НАИМЕНОВАНИЕ	МАРКА, ГОСТ	СЕРИЯ, N ЧЕРТ.	КОЛ- ВО	ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ
1	Гусеничный кран	РДК25	Лстр. = 27.5м гусек 5м	1	Монтаж конструкций и подача материалов
2	Подмости	ППУ-4		По объему	Средства подмащивания
3	Нормокомплект монтаж.	ОТС г.Пермь			Инструмент
4	Сварочный трансформатор	СТН-500		4	Сварочные работы
5	Масляный трансформатор	ТМОА		2	Подача энергии
6	Циркулярная пила	-		12	Распиловка досок
7	Грейферный захват	Б-8 г/п=1.75		1	Разгрузка кирпича и подача на рабочие места
8	Компрессор	ЗИФ-55		2	Подача воздуха
9	Инвентарная лестница		H=1.5м	2	

Техника безопасности

1. До начала работ по возведению каркаса ознакомить членов бригады и ИТР с ППР и мероприятиями по технике безопасности.
2. Опасные зоны работы кранов обозначить сигнальным ограждением с вывешиванием предупредительных надписей.
3. Запрещается эксплуатировать грузозахватные приспособления, не оборудованные предохранительными замкающими устройствами.

Указания к работе:

1. При установке стоек, поддерживающих опалубку, обеспечить их устойчивость.
2. При сборке щитовой опалубки обратить внимание на то, чтобы в местах стыка не наблюдалось щелей.
3. При бетонировании для лучшей укладки бетонной смеси применять виброизг.
4. При бетонировании не допускать перерывов более 40 мин., чтобы не нарушить целостность монолитного диска.
5. Разборку опалубки производить при достижении бетоном 75% прочности.

Заб.кар.	Ласков Н.Н.			ВКР-2069059-08.03.01-130973-17
Руководитель	Гущин И.С.			
Архитектура	Пучков Ю.М.			
Конструкции	Гущин И.С.			
4-х этажное административное здание в г.Пенза				
НИР	Гущин И.С.			ТОСП
Очр	Глухов В.С.			
ТОСП	Азаровина Н.В.			ТОСП
Экономист	Сарынов А.Н.			
БЖД	Розылина Г.П.			Разрез1-1 М1:200,разрез2-2 М1:200, график грузоподъемности крана, схемы строповки,осн. указания
Н.контр.	Гущин И.С.			
Разр.	Киселева А.С.			ПГУАС, каф. СК гр. ст.1-41

ТЕХНОЛОГИЧЕСКАЯ КАРТА НА УСТРОЙСТВО МЯГКОЙ КРОВЛИ ИЗ НАПЛАВЛЯЕМОГО РУЛОННО-БИТУМНОГО ПОЛИМЕРНОГО МАТЕРИАЛА ТЕХНОЭЛАСТ

Область применения

Технологическая карта разработана на устройство мягкой кровли из наплавляемых рулонных материалов: техноэласта, битумула, унифлекса, рубероида, изоэласта и т.п. Материалы группы «Техноэласт» (Техноэласт, Техноэласт МОСТ, Техноэласт ВЕНТ) производства корпорации «ТехноНИКОЛЬ» относятся к высококачественным кровельным и гидроизоляционным битумным и битумно-полимерным наплавляемым материалам премиум-класса. Представляют собой не подверженную энципию основу (полэфирный материал, стеклоткань, стеклохолст) с нанесенным с двух сторон битумным или битумно-полимерным вяжущим. Применение окисленного модифицированного битума, обладающего повышенной устойчивостью к температурным и механическим деформациям, обеспечивает материалом «Техноэласт» высокую надежность и долговечность:

- Гибкость на брусе радиусом 10 мм;
 - 25 0С* Температура размягчения: +110–115 0С
 - Теплоустойчивость на вертикальной поверхности в течение 2ч: +100 0С
 - Срок службы 10–30 лет и более в зависимости от выбранного материала
- В зависимости от типа применяемой основы и сочетания покрытий материал маркируется дополнительными буквенными кодами, например, Техноэласт ЭПП, Техноэласт ЭКП, Техноэласт ХПП и т.п. Кровельно-гидроизоляционный материал Техноэласт состоит из стекло- или полиэфирной основы и двух внешних слоев, состоящих из битума, бутадифенильного термоэластопласта и наполнителя. В качестве слоя внешней защиты применяется крупнозернистая (К) и мелкозернистая (М) посыпка, а также полимерная пленка (П). В зависимости от вида посыпки и области применения Техноэласт выпускается следующих марок:
- К (Техноэласт ХПК, Техноэласт ТПК, Техноэласт ЭПК)
 - с крупнозернистой посыпкой с лицевой стороны и полимерной пленкой или мелкозернистой посыпкой с наплавляемой стороны полотна; применяется для устройства верхнего слоя кровельного ковра;
 - П (Техноэласт ХПП, Техноэласт ТПП, Техноэласт ЭПП) — с мелкозернистой посыпкой или полимерной пленкой, либо их комбинацией с обеих сторон полотна; применяется для устройства нижнего слоя кровельного покрытия и гидроизоляции строительных конструкций (фундаментов, тоннелей и др.).

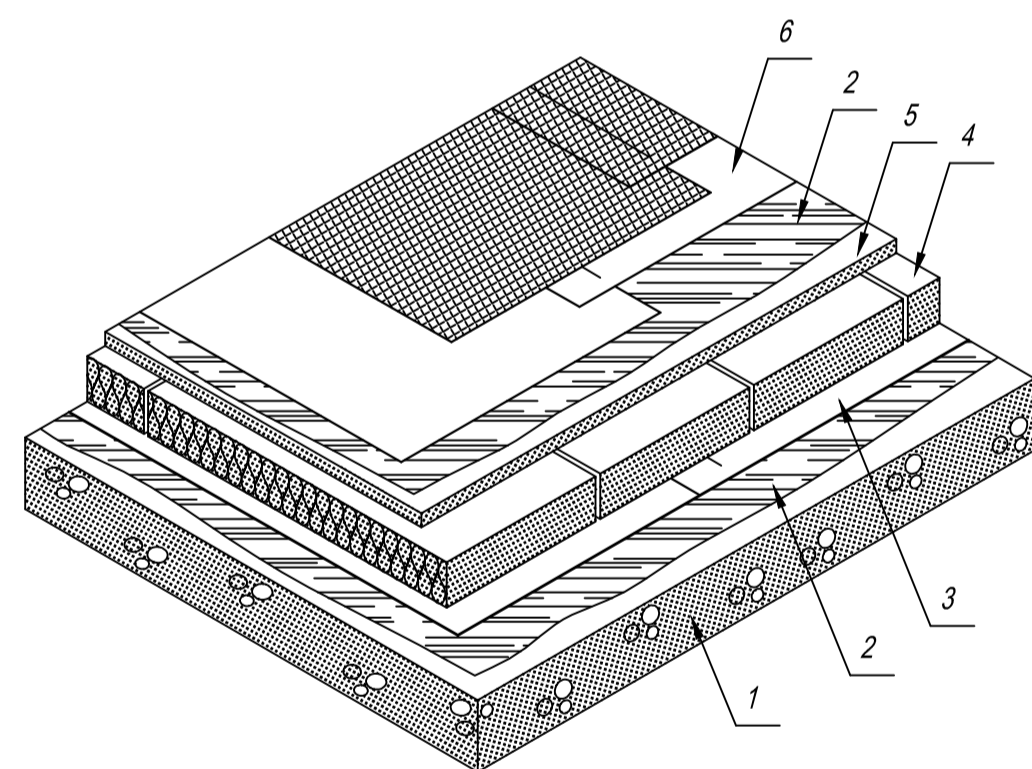
- В состав работ, рассматриваемых технологической картой входят:
- подготовка поверхности;
 - устройство пароизоляции;
 - устройство теплоизоляционного слоя;
 - устройство стяжки;
 - устройство наплавляемой кровли из наплавляемого рулонного материала;
 - устройство водоприемных воронок и примыканий.

Устройство мягкой кровли из наплавляемых рулонных материалов выполняют в соответствии с требованиями федеральных и ведомственных нормативных документов, в том числе:

Устройство мягкой кровли из наплавляемых рулонных материалов выполняют в соответствии с требованиями федеральных и ведомственных нормативных документов, в том числе:

- СНиП 12-01-2004. Организация строительства;
- СНиП 3.03.01-87. Несущие и ограждающие конструкции;
- СНиП 3.04.01-87. Изоляционные и отделочные покрытия;
- СНиП 12-03-2001. Безопасность труда в строительстве. Часть 1. Общие требования;
- СНиП 12-04-2002. Безопасность труда в строительстве. Часть 2. Строительное производство;
- ПОТ Р М-012-2000. Межотраслевые правила по охране труда при работе на высоте;
- СанПиН 2.2.3.1384-2003. Минздрав РФ. Гигиенические требования к организации строительного производства и строительных работ.

Подать материал на крышу выполняют с помощью эвсечинного крана РДК 25 Lcsp = 27.5м, эвсеч 5м. Работы выполняют в одну смену в летних условиях в светлое время суток.



- 1 – Несущее основание.
- 2 – Битумный праймер.
- 3 – Пароизоляция из битумных или полимер-битумных материалов.
- 4 – Утеплитель.
- 5 – Стяжка.
- 6 – Основной кровельный ковер, двуслойный.

Подготовка основания под укладку пароизоляции

Стыки несущих железобетонных плит замоноличиваются, поверхность неровных плит или монолитного основания затирается цементно-песчаным раствором марки не ниже М150.

Устройство пароизоляции

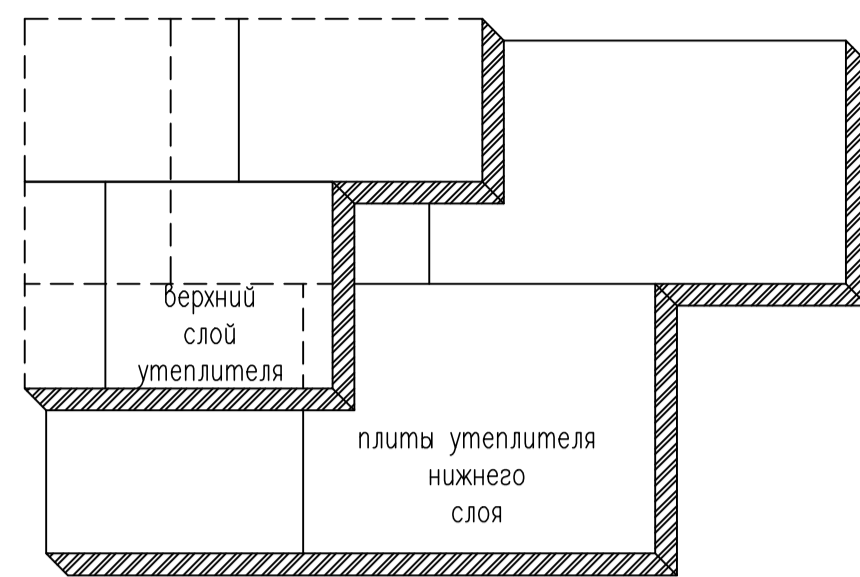
Пароизоляцию рекомендуется укладывать непосредственно перед устройством теплоизоляционного слоя.

- До начала укладки пароизоляционного слоя необходимо:
- закончить все виды строительных работ на покрытии;
 - установить фасонные элементы из стали в местах примыкания стальных профилированных настилов к парапетам и стенкам фонарей;
 - установить металлические компенсаторы в местах устройства деформационных швов.

Укладку битумно-полимерных материалов производят до температуры гибкости (до +15°С для Техноэласта-Термо, до -20°С для Унифлекса, Унифлекса Вент, до -25°С для Техноэласта и до -35°С для Техноэласта-Титан). На все вертикальные поверхности пароизоляционный материал необходимо наклеить, заводя его выше теплоизоляционного слоя на 30–50 мм.

На всей горизонтальной плоскости рулоны битумного или битумно-полимерного пароизоляционного материала склеивают в швах, обеспечив нахлестку полотнищ 80–100 мм в боковых швах и 150 мм в торцевых. При укладке пароизоляционного материала по профилисту материал раскатывается вдоль ребер профилиста. Боковые нахлесты пароизоляционного материала должны быть 80–100 мм и всегда располагаться на ребрах профилиста.

смещение плит верхнего и нижнего слоев при укладке



Укладка теплоизоляции

Укладка теплоизоляционных плит и устройство стяжки рекомендуется производить в одну и ту же смену. Плиты следует укладывать в направлении «на себя». Это уменьшит повреждение плит в процессе их укладки. Перед выполнением монолитной теплоизоляции на цементном вяжущем следует провести гидроизоляцию поверхности несущих плит для установки маяков, определяющих толщину укладки теплоизоляции. Укладку теплоизоляционных плит по профилированному листу производить, располагая глинную сторону плит утеплителя перпендикулярно направлению ребер профилированного листа. При устройстве теплоизоляции из двух и более слоев плитного утеплителя швы между плитами располагать «вразбежку», обеспечивая плотное прилегание плит друг к другу. Швы между плитами утеплителя более 5 мм должны заполняться теплоизоляционным материалом. Укладку утеплителя проще всего начинать с угла кровли. При укладке теплоизоляционные плиты дополнительно режут так, чтобы стыки плит 1-го и 2-го слоев не совпали. Такая резка утеплителя подходит для утеплителей размером 500x1000 мм или 600x1200 мм. Плиты утеплителя могут быть склеены между собой горячим битумом или битумной мастикой. Склеивание должно быть равномерным и составлять не менее 30% от площади склеиваемых поверхностей. Промокший во время монтажа минераловатный утеплитель должен быть удален и заменен сухим.

Устройство основания под водоизоляционный ковер

При устройстве кровель по основанию из теплоизоляционных плит или при использовании сборной стяжки работы по укладке теплоизоляции или сборной стяжки не должны значительно опережать работы по выполнению нижнего слоя водоизоляционного ковра. Укладка нижнего слоя кровельного ковра должна происходить в ту же смену, что и укладка теплоизоляционных плит или листов сборной стяжки. Во вновь устраиваемых цементно-песчаных стяжках выполняют температурно-усадочные швы шириной около 5 мм, разделяющие стяжку на участки не более чем 6х6 м, стяжки из асфальтобетона делают на карты 4x4 м. Швы должны совпадать с торцевыми швами несущих плит и располагаться над швами в монолитной теплоизоляции. Плоские обеспыленные листы и цементно-стружечные плиты, используемые в качестве сборной стяжки, во избежание коробления должны быть огрунтованы с обеих сторон. Укладка листов производится в 2 слоя. Стыки листов должны располагаться «вразбежку», а стыки листов верхнего и нижнего слоев со смещением относительно друг друга. Допускается наличие на основании под укладку кровельного ковра лавно нарастающих неровностей не более 10 мм поперек уклона и не более 5 мм вдоль уклона. Количество неровностей должно быть не более двух на 4 м2 площади основания. Проверка ровности основания осуществляется контрольной 2-х метровой рейкой. Для оснований из штучных материалов неровности поперек и вдоль уклона не должны превышать 10 мм. Воронки внутренних водостоков должны быть установлены согласно проекту в пониженных местах кровли с механическим креплением их к конструкциям здания. В местах примыкания к стенам, парапетам, вентиляционным шахтам и другим кровельным конструкциям выполнить наклонные бортики под углом 45° и высотой 100 мм из цементно-песчаного раствора или асфальтобетона. Для оснований из сборных стяжек или жестких минераловатных плит, бортики изготовить из жесткого минераловатного утеплителя. Вертикальные поверхности конструкций, выступающих над кровлей и выполненных из штучных материалов (кирпича, пенобетонных блоков и т.д.), необходимо оштукатурить цементно-песчаным раствором М 150 на высоту пойма дополнительного водоизоляционного ковра, не менее чем на 350 мм.

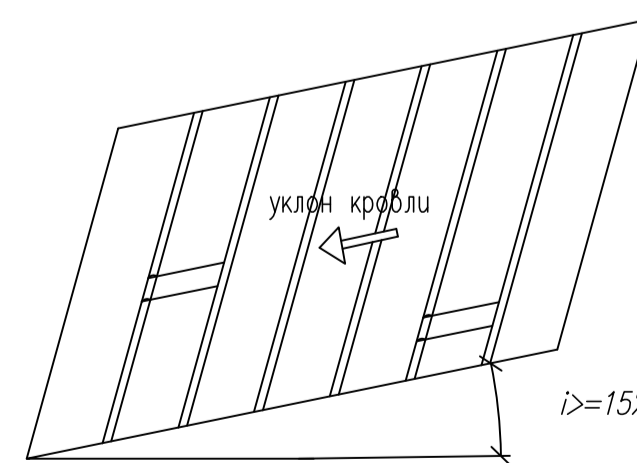
Подготовительные работы перед укладкой кровельного ковра

При производстве кровельных работ в условиях отрицательных температур битумно-полимерные рулонные материалы необходимо отогреть до положительной температуры по всему объему материала. Перед устройством водоизоляционного ковра произвести подготовительные работы:

- основание очистить от пыли, мусора, посторонних предметов (в зимнее время – от наледи и снега);
- при необходимости удалить старый кровельный ковер;
- заделать ЦП раствором М150 раковины, трещины, неровности.

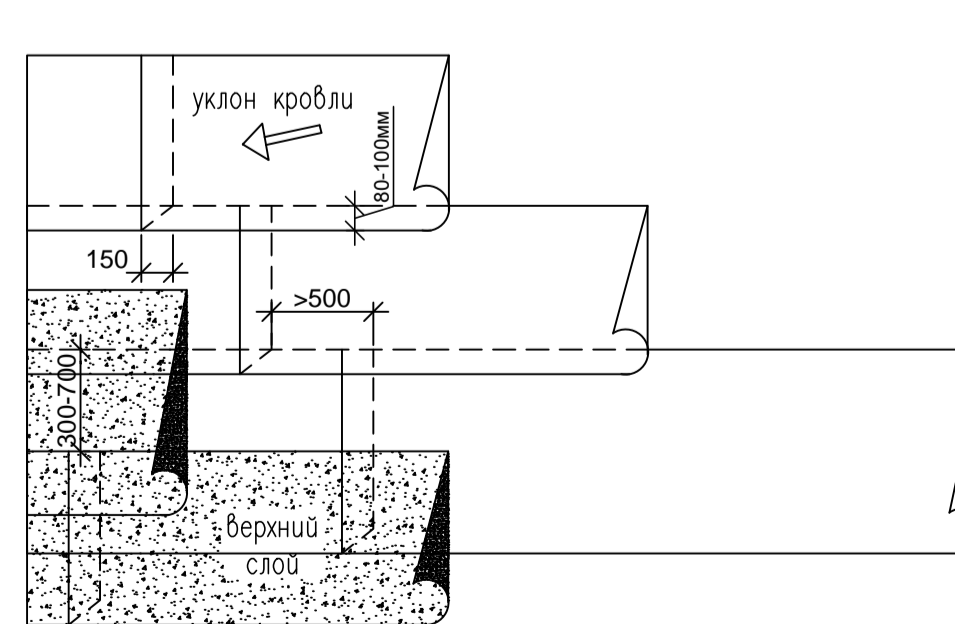
После получения кровельных материалов необходимо провести проверку качества применяемых материалов на соответствие ТУ. Проверить влажность основания. Влажность цементно-песчаных стяжек не должна превышать 4% по массе, а стяжек из асфальтобетона – 2,5%. К устройству водоизоляционного ковра приступают после составления и подписания акта на скрытые работы. Водоизоляционный ковер выполняется по проекту, где указывается наименование материала, их марки и количество слов, а также способ крепления ковра к основанию.

укладка материала на скате кровли

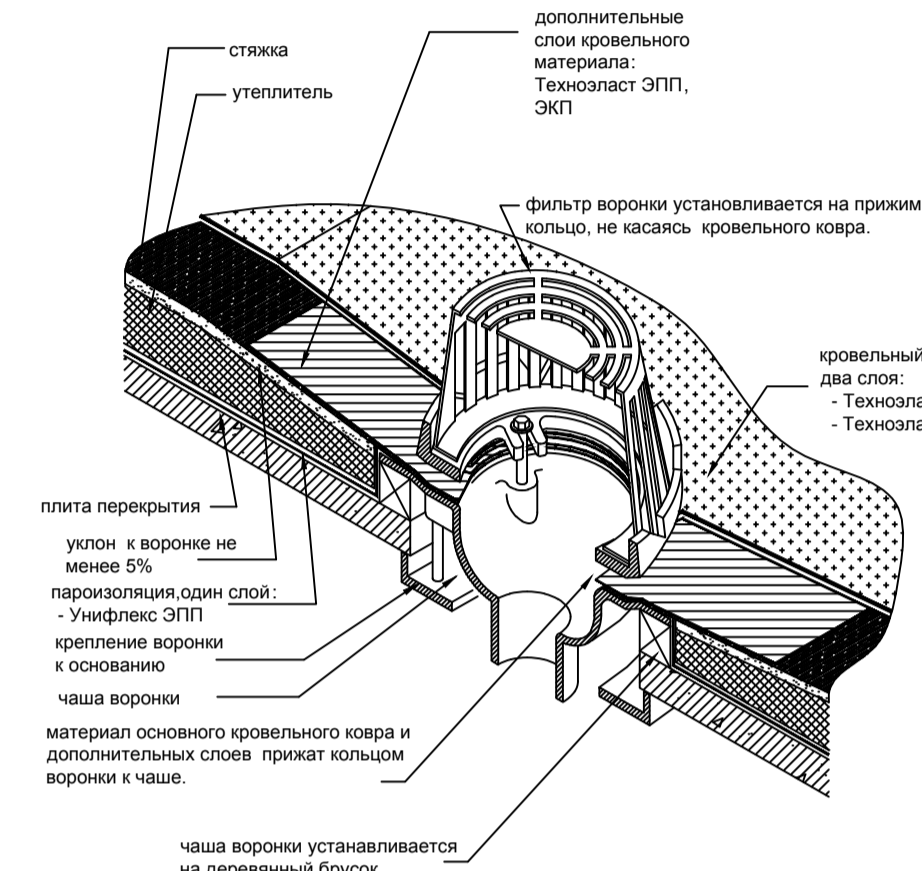


уклон материала перпендикулярно уклону кровли допускается при наклоне основания до 15%

смещение полотнищ кровельного материала в смежных слоях



Для обеспечения необходимого сцепления наплавляемых рулонных материалов с основанием кровли все поверхности основания из цементно-песчаного раствора и бетона должны быть огрунтованы грунтовыми холодными составами (праймерами). В качестве грунтовки, наносимой на сухие поверхности, рекомендуется применять «Праймер битумный» ТУ 5775-011-17925162-2003, производимый Компанией ТехноНИКОЛЬ. Грунтовка может также приготавливаться из битума (марок БН 70/30, БН 90/10, БНХ 90/30) и быстротвердеющего растворителя (бензин, нефрас), разбавленного в соотношении 1:3-1:4, по весу или битумных мастик с теплоустойчивостью выше 80°С, разбавляемых до нужной консистенции. Грунтовку наносят с помощью кистей, щеток или валиков. Кровельные материалы наплавляются только после полного высыхания огрунтованной поверхности (на приложенном к высохшей грунтовке тампоне не должно оставаться следов битума). Не допускается выполнение работ по нанесению грунтового состава одновременно с работами по наплавлению кровельного ковра. Перед наплавлением материала на основание из минераловатных плит поверхность верхнего слоя утеплителя должна быть огрунтована горячей битумной мастикой с теплоустойчивостью не ниже 85°С или битумом БН 90/10, БНХ 90/30. Расход составляет 1,5–2 кг/м2. Температурно-усадочные швы в стяжках необходимо перекрывать полосами рулонного материала шириной 100–150 мм. До начала укладки кровельного ковра основной плоскости кровли в зоне водоприемных воронок наклеивается слой усиления из материала размером не менее 700x700 мм без защитной посыпки. Слои основного кровельного ковра и слой усиления должны захватить на водоприемную чашу, прижимной фланец которой прижимают к чаше воронки гайками, а чашу воронки крепят к плитам покрытия хомутами.



Примечание: Чтобы избежать образование конденсата на поверхности чаши водоприемной воронки, необходимо нанести на металлические части воронки, находящейся внутри помещения слой монтажной пены.

Укладка наплавляемого рулонного кровельного материала

При уклонах более 15% раскатка рулонов на скате кровли осуществляется вдоль уклона, при меньших – параллельно или перпендикулярно уклону. Перекрестная накладка полотнищ рулонов не допускается. Укладку рулонного материала начинают с нижележащих участков. В процессе производства кровельных работ должен быть обеспечен нахлест смежных полотнищ не менее 80 мм (боковой нахлест). Торцевой нахлест рулонов должен составлять 150 мм. Для однослойных материалов боковой нахлест должен быть не менее 120 мм. Расстояние между крепежными элементами определяется ветровой нагрузкой, действующей на кровельный ковер, но не может быть более 500 мм. Расстояние между боковыми стыками кровельных полотнищ в смежных слоях должно быть не менее 300 мм. Торцевые нахлесты соседних полотнищ кровельного материала должны быть смещены относительно друг друга на 500 мм.

Технологические приемы наклейки наплавляемого рулонного материала выполняют в следующей последовательности:

- На подготовленное основание раскатывают рулон, примеряют по отношению к соседним, обеспечивая необходимый нахлест полотнищ.
 - Скатывают к середине, намотку лучше производить на трубу или картонную шпалу.
 - Разогревают нижний приклеивающий слой рулона с одновременным нагревом основания или поверхности ранее наклеенного слоя. Рулон постепенно раскатывают, дополнительно прикапывая катком. Особенно тщательно прикапывают места нахлестов.
 - Аналогично наклеивают вторую половину рулона.
- При наплавлении кровельного материала кровельщик раскатывает рулон «на себя». Рулон необходимо раскатывать на разогретый нижний слой материала. Нагрев производят плавными движениями горелки так, чтобы обеспечивался равномерный нагрев материала и поверхности основания хорошей практикой является движение горелки буквой «Г» с дополнительным нагревом той области материала, которая идет внахлест. Нежелательно ходить по только что уложенному СБС модифицированному материалу – это приводит к ухудшению внешнего вида кровли: посыпка утапливается в слой битумного вяжущего, и на поверхности материала остаются темные следы.

На битумно-полимерных материалах (Унифлекс, Техноэласт, Техноэласт-Термо и т.д.) с нижней стороны используется специальная пленка с рисунком. Деформация рисунка свидетельствует о правильном разрезе битумно-полимерного вяжущего с нижней стороны рулонного материала.

Для качественного наплавления материала на основание или на ранее уложенный слой необходимо добиваться небольшого валика битумно-полимерного вяжущего в месте соприкосновения материала с поверхностью. Признаком хорошего, правильного прогрева материала является вытекание битумно-полимерного вяжущего из-под боковой кромки материала до 15 мм. Валик битумно-полимерной смеси, вытекающей из бокового нахлеста, шириной более 5 мм, рекомендуется сберечь присыпать посыпкой. Этот валик также является гарантией герметичности нахлеста.

Наклеиваемые полотнища не должны иметь складок, морщин, волнистости. Для качественной приклейки материала по всей поверхности и недопущения вышеуказанных дефектов полотнища прикапывают мягкими щетками и валиками, движения которых должны быть от оси рулона по диагонали к его краям. Особенно тщательно прикладывают кромки материала. Одновременно с укладкой первого слоя основного кровельного ковра, оклеивают первым слоем выступающие кровельные конструкции и парапетные стены. Такая укладка препятствует попаданию воды под кровельный ковер в местах примыканий.

Заб.кар.	Ласков Н.Н.			ВКР-2069059-08.03.01-130973-17
Руководитель	Гужин И.С.			
Архитектура	Пучков Ю.М.			
Конструкции	Гужин И.С.			
НИР	Гужин И.С.			ТОСП
ОыР	Глухов В.С.			
ТОСП	Асфьянова Н.В.			СК
Экономка	Савельева А.Н.			
БЖД	Розыкина Г.П.			Технологическая карта на устройство мягкой кровли из наплавляемого материала Техноэласт
Н.контр.	Гужин И.С.			
Разроб.	Мислякова А.С.			
				Лист
				10
				11
				ПГУАС, каф. СК
				гр. ст.1-41

