

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

Ласьков Н.Н.

подпись, инициалы, фамилия

“.....20..”.....06.....2017г.

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

Тема ВКР Здание банка «Кузнецкий» в г.Пензе площадью 426,4 м

Автор ВКР Щетинкин Андрей Михайлович

Обозначение ВКР 206 905 9-08.03.01.-131141-17Группа ст1-44

Руководитель ВКР Ласьков Николай Николаевич

Консультанты по разделам:

архитектурно-строительный Береговой А.М.

расчетно-конструктивный Ласьков Н.Н.

основания и фундаменты Кузнецов А.А.

технологии и организации строительства Карпова О.В.

экономики строительства Сафьянов А.Н.

вопросы экологии и безопасность

жизнедеятельности Разживина Г.П.

НИР Ласьков Н.Н.

Нормоконтроль Ласьков Н.Н.

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 _____ Щетинкин Андрей Михайлович _____

Группа _____ **ст1-44** _____

Тема ВКР _____ Здание банка «Кузнецкий» в г. Пензе площадью 426,4 м _____

Консультанты:

архитектурно-строительный раздел _____ Береговой А.М. _____

расчетно-конструктивный раздел _____ Ласьков Н.Н. _____

основания и фундаменты _____ Кузнецов А.А. _____

технология и организация строительства _____ Карпова О.В. _____

экономика строительства _____ Сафьянов А.Н. _____

вопросы экологии и безопасности жизнедеятельности _____ Разживина Г.П. _____

НИР _____ Ласьков Н.Н. _____

I. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ВКР

1. Место строительства _____ г. Пенза _____

2. Назначение здания. Степень новизны разрабатываемой работы. Реальность ВКР
_____ Общественное здание _____

II. СОСТАВ ВКР

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

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

2. Расчетно-конструктивная часть должна состоять из:

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

3. Раздел технологии и организации строительства включает в себя:

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

4. Раздел экономики строительства включает в себя:

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

5. Вопросы экологии и безопасности жизнедеятельности.

III. ТРЕБОВАНИЯ К ВЫПОЛНЕНИЮ ВКР

Сроки выполнения ВКР устанавливаются с _____ по _____ 20 ____ 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 « » _____ 20 года.

Руководитель ВКР _____ Ласьков Н.Н. _____

Содержание.

1. Архитектурно-строительный раздел....._____
2. Расчётно-конструктивный раздел....._____
3. Основание и фундаменты....._____
4. Технология и организация строительства....._____
5. Экономика строительства....._____
6. Вопросы экологии и безобасность жизнедеятельности....._____
7. Научно-исследовательская работа....._____
8. Список использованной литературы....._____

1 Архитектурно- строительный раздел.

					ВКР-2069059-08.03.01.-131141-17	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

Введение

Проектируемое здание находится в городе Пенза на свободной от застройки территории. Проектируемое здание служит для обслуживания и оказания финансовых услуг жителям прилегающих к нему районов. Строительство здания ведётся из монолитного безбалочного железобетонного каркаса, монолитным железобетонным перекрытием и монолитным железобетонными колоннами. В данном проекте разработаны и представлены архитектурно-планировочное и конструктивное решение данного здания, выполнен расчет монолитного железобетонного перекрытия, колонны и столбчатого фундамента, разработана технология и организация возведения здания, составлена объектная и локальная сметы, выполнена экологическая экспертиза проекта.

1.1 Исходные данные для проектирования

-Класс ответственности- I;

-степень огнестойкости – II;

-коэффициент надежности – I.

-Строительство производится на свободной от застройки территории;

-Здание банка «Кузнецкий» состоит из монолитного железобетона- монолитная железобетонная плита перекрытия и монолитные железобетонные колонны. Наружные стены выполнены из газосиликатных блоков. Внутренние стены и перегородки выполнены из газосиликатных блоков.

Строительные решения проекта приняты на основании технологических особенностей задания, генерального плана с размещенными зданиями и сооружениями, и с учетом номенклатуры строительных изделий, используемых в регионе строительства.

-Ветровая нагрузка (СНиП 20.13330.2011 "Нагрузки и воздействия") составляет 0,3 кПа

-Вес снегового покрова для III снегового района 180кг/м^2 принят по таблице СНиП 20.13330.2011 “Нагрузки и воздействия” ;

-Расчетная зимняя температура наружного воздуха $-29\text{ }^\circ\text{C}$;

- средняя температура отопительного периода $-4,3\text{ }^\circ\text{C}$;

- продолжительность отопительного периода – 207 дн.

-За условную относительную отметку 0,000 принята отметка чистого пола здания, что соответствует абсолютной отметке 178,00 м.

1.2. Описание генплана

Генеральный план здания банка «Кузнецкий» разработан с учётом окружающей местности. Общая площадь участка строительство составляет $12727,71\text{ м}^2$

Так же на генплане обозначено благоустройство территории; деревья, газон, кустарники. Общая площадь озеленения составляет $8399,76\text{ м}^2$. Ещё на генеральном плане указаны площади асфальтобетонного и плиточного покрытия. Площадь асфальтобетонного покрытия составляет $2776,8\text{ м}^2$. Это покрытие состоит из дорог шириной 12м и 6м. Покрытие устраивается из асфальтобетона толщиной 6см на песчаном выравнивающем слое толщиной 20см и щебеночным основании 15см.

Таблица 1.1. ТЭП генплана

Площадь участка	$12727,71\text{ м}^2$
Площадь застройки	$426,4\text{ м}^2$
Площадь озеленения	$8399,76\text{ м}^2$
Площадь асфальтобетонного покрытия	$2776,8\text{ м}^2$
Площадь плиточного покрытия	$1125,55\text{ м}^2$

Таблица 1.2. Экспликация генплана

1	Проектируемое здание
2	Автостоянка
3	Дорожное полотно

1.3. Объемно-планировочное решение

Данное здание имеет размеры в осях 49,2х28,2м., полная высота здания 26,9м.

Высота этажа в здании одинаковая-3.300 мм. Связь между этажами выполняется по внутренним лестницам, которые размещаются в лестничных клетках.

На первом этаже размещены следующие помещения;

-фойе, кассы, отдел по работе с клиентами, санузлы мужские и женские.

На втором этаже размещены следующие помещения;

-финансовый отдел, кабинет юриста, кабинет бухгалтера, кредитные отделы.

На третьем этаже размещены следующие помещения;

-кабинет директора, приёмная, кабинет заместителя директора, начальник по работе с физическими лицами, комнаты для выполнения депозитных операций, санузлы мужские и женские.

На четвёртом этаже располагаются следующие помещения;

-отдел безопасности, комната хранения оружия, серверная, сейфовая комната хранения ценностей клиента, сейфовая.

На пятом этаже располагаются следующие комнаты;

-комнаты для передачи денег клиентам, комнаты для выдачи денег инкассаторам, санузлы мужские и женские.

На шестом этаже располагаются технические комнаты.

Так же в здании есть чердачное помещение.

Рабочая площадь общественного здания - это сумма площадей всех рабочих помещений в здании.

В данном здании эта площадь составляет 3184,7 м²

Вспомогательная площадь общественного здания – это сумма площадей помещения, не предназначены для функционального процесса (лестницы, коридоры, саузлы и т.п.)

В данном здании эта площадь составляет 1387,3 м²

Общая площадь здания – это сумма площадей всех этажей здания.

В данном здании эта площадь равна 8390,91 м²

Коэффициент отношения рабочей площади к общей площади здания равен $K=0,38$.

Объёмно-планировочная система в здании банка «Кузнецкий» является коридорной. В данном здании эта система выполнена с центральным расположением коридора. Это система наиболее эффективна для зданий общественного назначения.

Одна из самых распространенных систем общественных зданий является каркасная система здания. Каркасная система может быть балочной и без балочной. Здания с такой системой в основном выполняются из сборного или монолитного железобетона.

1.4. Конструктивная часть

Данное здание состоит из шести этажей. Здание возводится из монолитного железобетонна . Каркас здания без балочный, в которое входит монолитные железобетонные колонны, монолитные железобетонные плиты перекрытия. Лестничная клетка так же выполнена из монолитного железобетона и она является ядром жёсткости данного здания. Данное здание имеет размеры в осях 49,2x28,2м. В проектируемом здании имеются различные составы покрытия.

1 Тип покрытия состоит из монолитного железобетонного перекрытия, пароизоляции толщиной 0,2 мм марки «ИЗОСПАН А», теплоизоляционной

плиты марки «Роклайт» толщиной 160 мм, так же используется керамзит бетон для создания уклона, выравнивающая стяжка выполняется из цементно-песчаного раствора класса В7,5 и толщиной 20 мм, водоизоляционный ковер сделан из битумо-полимерной мастики марки «Технониколь».

2 Тип покрытия состоит из следующих материалов стропильная нога с размерами - 180x100 мм, потом раскладываются прогоны из деревянных брусьев размерами 125x60 и с шагом 800 мм., сплошной деревянный настил из струганных досок толщ 25мм, покрытием является металлочерепица «Монтеррей».

3 Тип покрытия состоит из следующих материалов обшивкой является 2 слоя из гипсокартонных плит марки ГКЛВ толщиной 25мм, утеплитель сделан из минераловатных плит марки URSA XPS N-III-L толщиной 50 мм, обрешётка выполнена из брусьев размером 50x50, пароизоляция выполнена из двойного слоя полиэтилена, межстропильное пространство заполнено утеплителем толщиной 150мм., стропильная нога имеет размеры в сечении 180x100 мм, противоконденсатная и ветрозащитная пленка "MEBOTEK STANDART", прогоны выполнены из деревянного бруса сечением 125x60 с шагом 800 мм, далее идёт сплошной деревянный настил который состоит из струганных досок толщиной 25 мм, верхним слоем покрытия является металлочерепица марки "Монтеррей".

Тип 4 покрытия выполнено из следующих материалов: основанием является монолитная железобетонная плита покрытие, затем выполняется стяжка по уклону из цементно-песчанного раствора марки В5 , после укладывается водоизоляционный ковер из двух слоёв (верхний слой выполнен из рулонного материала «Технониколь», нижний слой выполнен из полимерно-битумной мастики из материала «Технониколь»)

Внешние стены 1-го этажа возводятся из блоков ячеистого бетона которые выполнены на заводе «Спец Строй» и имеет размеры 599x200x249h на клеевом растворе. С внешней стороны выполнена

отделка облицовочным камнями 1КБОЛ-ЦП-8К (цвет жёлтый). Изначально внешняя сторона стены покрывается слоем из паропроницаемой штукатурки марки «Bundex». Затем укладывается утеплитель марки «ROCSWOOL» толщиной 100мм. С внутренней стороны стены покрываются слоем цементно-известковой штукатурки.

Перегородки этажей выполнены из газосиликатных блоков марки СТБ 1117-98 имеющие размеры (625x100x249h) .

В данном здании фундаменты являются стаканного типа, выполнение из монолитного железобетона, под основанием каждого фундамента выполнить подготовку из бетона класса В12 толщиной 100 мм.

До установки фундаментов выполняется вертикальная гидроизоляция поверхностей, которые соприкасаются с грунтом. Гидроизоляция состоит из двух слоёв горячей битумно-полимерной гидроизоляционной мастики марки МБПГ по СТБ1262-2001г. Так же выполняют горизонтальную гидроизоляцию стен на уровне пола первого этажа которая состоит из битумно-полимерного материала марки Г-Пх-БЭ-ПП/ПП-3.5. Гидроизоляцию наносят на слой выравнивающей стяжки, которая выполнена из бетона класса В10 толщ. 20мм., горизонтальную гидроизоляцию стен на уровне пола подвала выполнить из цементно-песчаного раствора класса В15 толщиной 20 мм.

Фундаменты

Фундаменты в данного здания являются индивидуальные стаканного типа, выполненные из монолитного железобетона. Бетон используется класса В20. Для продольного армирования принимаем арматуру класса А500. Косвенное армирование выполняем из арматуры класса А240. Под стены выполняется раскладка фундаментных блоков. Под фундаментом выполняется подготовка из бетона класса В12 и толщиной 100 мм. Также в

проекте предусмотрена гидроизоляция тех поверхностей, которые соприкасаются с землёй. Ёе выполняют из двух слоёв горячей битумно-полимерной гидроизоляционной мастики марки МБПГ по СТБ1262-2001г.

Колонны

Колонной называют вертикальный стержень который воспринимает сжимающие усилия и передающий давление на нижележащие части сооружения или на фундамент.

В данном проекте используются колонны из монолитного железобетона сечением 400х400мм. Бетон принимаем марки В20. Армируем колонну арматурой классом А400 периодического профиля.

Перекрытия

В качестве перекрытия используется монолитная железобетонная плита. Бетон используется класса В20. Армируется плита из сварных каркасов арматурой периодического профиля классом А400. Высота перекрытия составляет 200 мм.

Ограждающие конструкции

Внешние стены 1-го этажа возводятся из блоков ячеистого бетона которые выполнены на заводе «Спец Строй» и имеет размеры 599х200х249h на клеевом растворе. С внешней стороны выполнена отделка облицовочным камнями 1КБОЛ-ЦП-8К (цвет жёлтый). Изначально внешняя сторона стены покрывается слоем из паропроницаемой штукатурки марки «Bundex». Затем укладывается утеплитель марки «ROCSWOOL» толщиной 100мм. С внутренней стороны стены покрываются слоем цементно-известковой штукатурки.

Перегородки этажей выполнены из газосиликатных блоков марки СТБ 1117-98 имеющие размеры (625х100х249h) .

Двери и окна

Входные и тамбурные двери в здании установлены марки «Starter».

Межкомнатные двери в здании установлены марки «Dio Doors» шириной 1м и высотой 2,1м

Окна в здании установлены марки «КВЕ» различных размеров.

Полы

Полы в здании банка «Кузнецкий» предусмотрены из мозаичного бетона. Эти полы отличаются высокой гигиеничностью и декоративностью. Полы выполняют по выравнивающей цементно-песчаной стяжке.

Кровля

Основная часть кровли в данном здании имеет скатную кровлю.

Состав кровли:

- металочерепица марки «Монтей»
- сплошной деревянный настил из струганных досок толщ. 25 мм;
- прогоны из деревянного бруса сечением 125х60 шаг 800 мм;
- стропильная нога сечением 180х100мм;
- пароизоляция слой дублированного полиэтилена;
- обрешётка брус 50х50мм;
- утеплитель минераловатные плиты 50мм;
- обшивка из двух слоёв гипсокартонных плит 25

1.5 Теплотехнический расчёт стены

Следует осуществить расчёт сопротивление теплопередаче внешней стены сооружения для климатических условий Пензенской области.

Конструкция перекрытия приведена на рисунке 1.

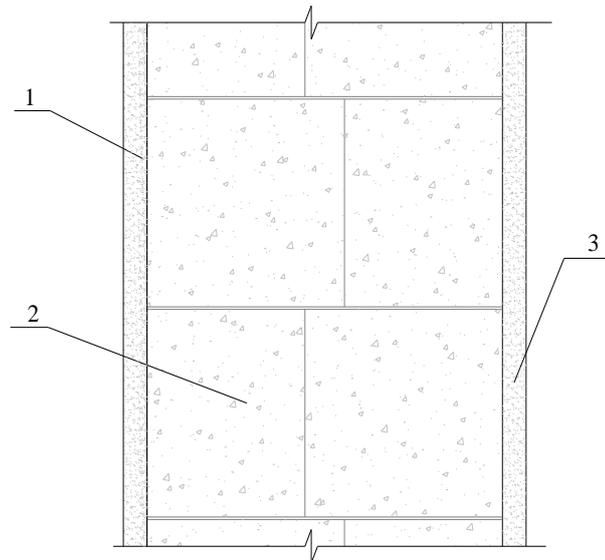


Рисунок 1

- 1 – Паропроницаемая штукатурка
- 2 – Блоки из ячеистого бетона
- 3 – цементно-известковый раствор

Исходя из данных таблицы 4.2 ТКП 45-2.04-43-2006 «Строительная теплотехника» расчётная температура внутреннего воздуха равна 18⁰С, расчётная относительная влажность воздуха равна 50% .

Влажностный режим помещений в соответствии с таблицей 4.2– ТКП 45-2.04-43-2006 нормальный, условия эксплуатации ограждающих конструкций – А.

В таблице 3 приведены расчётные значения теплотехнических значений материалов.

№ слоя	Наименование материалов	Плотность в сухом состоянии $\rho, \frac{кг}{м^3}$	Толщина слоя $\delta, м$	Коэффициент теплопроводности и $\lambda, \frac{Вт}{м^2 \cdot ^\circ C}$	Термическое сопротивление отдельного слоя $R, \frac{м \cdot C}{Вт}$
--------	-------------------------	---	-----------------------------	---	--

1	Паропроницаемая штукатурка	1700	0,02	0,87	0,023
2	Блоки из ячеистого бетона	700	0,45	0,18	2,5
3	цементно-известковый раствор	1700	0,02	0,87	0,023

Таблица 1. 3. Характеристики материала покрытия

Расчётные значения коэффициентов теплопроводности λ материалов стены принимаем исходя из данных приведённых в таблице А.1 ТКП 45-2.04-43-2006 для условий эксплуатации – А /12/.

Термические сопротивления различных слоёв стены находим по формуле:

$$R = \frac{\delta}{\lambda}$$

Нормативное сопротивление теплопередаче $R_{т,норм}$, для наружных стен согласно таблице 5.1 /12/ составляет $2,0 \text{ м} \cdot ^\circ\text{C} / \text{Вт}$.

Расчётное сопротивление теплопередаче стены составляет

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_в} + R_1 + R_2 + R_3 + \frac{1}{\alpha_н} \geq R_{т,норм} = \frac{1}{8,7} + 0,023 + 2,5 + 0,023 + \frac{1}{23} = 2,704 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C} / \text{Вт}$$

$\alpha_в$ - коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности ограждающей конструкции, $\text{Вт} / \text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C}$

$$\alpha_в = 8,7 \text{ Вт} / \text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C} .$$

R_1, R_2, R_3 - термические сопротивления отдельных слоёв стены

$\alpha_н$ - коэффициент теплоотдачи наружной поверхности ограждающей конструкции, $\text{Вт} / \text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C}$

$$\alpha_н = 23 \text{ Вт} / \text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C} \text{ (таблица 5,7 /12/).}$$

Условие $R_m = 2,704 \text{ м}^2 \cdot \text{°C} / \text{Вт} \geq R_{\text{т.норм}} = 2 \text{ м}^2 \cdot \text{°C} / \text{Вт}$ выполняется, что соответствует требованиям ТКП 45-2.04-43-2006.

1.7. Мероприятия по пожаробезопасности.

В данном здании предусмотрено устройство для внутриплощадочных транспортных и противопожарных проездов, которые обеспечивают быстрый доступ к зданию и пожарным гидрантам.

В данном проекте были разработаны такие объемно-планировочные и конструктивные решения, которые позволяют обеспечить в случае возникновения пожара безопасную эвакуацию людей и материальных ценностей из зданий, этажей и помещений.

Количество эвакуационных выходов, ширина дверей, коридоров, проходов, маршей и площадок лестниц, а также расстояние от рабочих мест до ближайших эвакуационных выходов соответствует действующим противопожарным нормам.

На перепадах высот зданий установлены металлические пожарные лестницы.

2 Расчётно-
КОНСТРУКТИВНЫЙ
раздел.

					ВКР-2069059-08.03.01.-131141-17	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

2.1. Расчет монолитного железобетонного перекрытия.

2.1.1. Определение расчетных пролетов и нагрузок.

При ширине полосы 1м нагрузка, приходящаяся на 1м² плиты, равна по величине нагрузке на 1м погонной полосы. Подсчет нагрузки дан в таблице.

Таблица 2.1 Нагрузки на 1м² монолитного перекрытия.

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м ²
<u>Постоянная:</u>		1,35	0,743
мозаичный бетон, $\delta=0,025\text{м}$, $\rho=22\text{кН/м}^3$	0,55	1,35	0,486
стяжка М150 $\delta=0,02\text{м}$, $\rho=18\text{кН/м}^3$	0,36	1,35	0,371
керамзитобетон $\delta=0,055\text{м}$, $\rho=5\text{кН/м}^3$	0,275	1,35	6,75
от массы плиты $\delta=0,2\text{м}$, $\rho=25\text{кН/м}^3$	5,0		
перегородки из блоков газосиликат $\delta=0,1\text{м}$, $\rho=8\text{кН/м}^3$	0,8	1,35	1,08
Итого	6,985		$g = 9,43$
<u>Временная</u> полезная (по зданию)	3,0	1,5	$v = 4,5$
Всего	9,985		13,93

С учетом коэффициента надежности по назначению здания расчетная нагрузка на 1м плиты: $q = (g + v)\gamma_n = 13,93 \cdot 0,95 = 13,23$ кН/м.

2.1.2. Определение расчетных усилий.

Бетон класса В20:

$$\gamma_c = 1,5; f_{cd} = f_{cd} / \gamma_c = 25 / 1,5 = 16,67 \text{ МПа}; f_{ctd} = 3,3 / 1,5 = 2,2 \text{ МПа}; E_s = 20000 \text{ МПа.}$$

Арматура периодического профиля класса А400, нормативное сопротивление $f_{yd} = 400$ МПа., расчётное сопротивление $f_{yd} = 365$ МПа. Армирование плиты осуществляется в виде сварных сеток.

Статический расчёт плиты и определение расчётных усилий были произведены в программе SCAD.

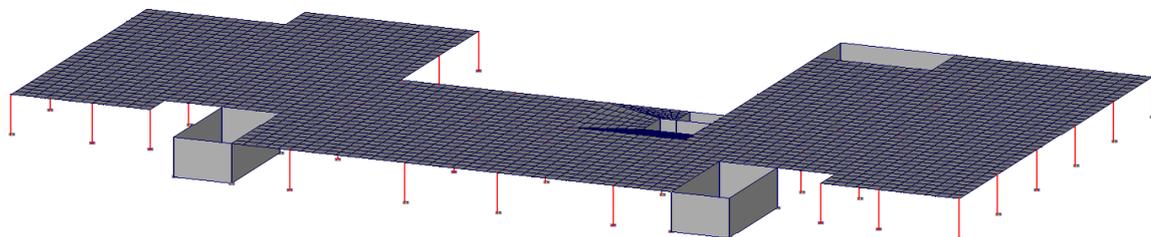


Рис. 2.1 расчётная схема плиты

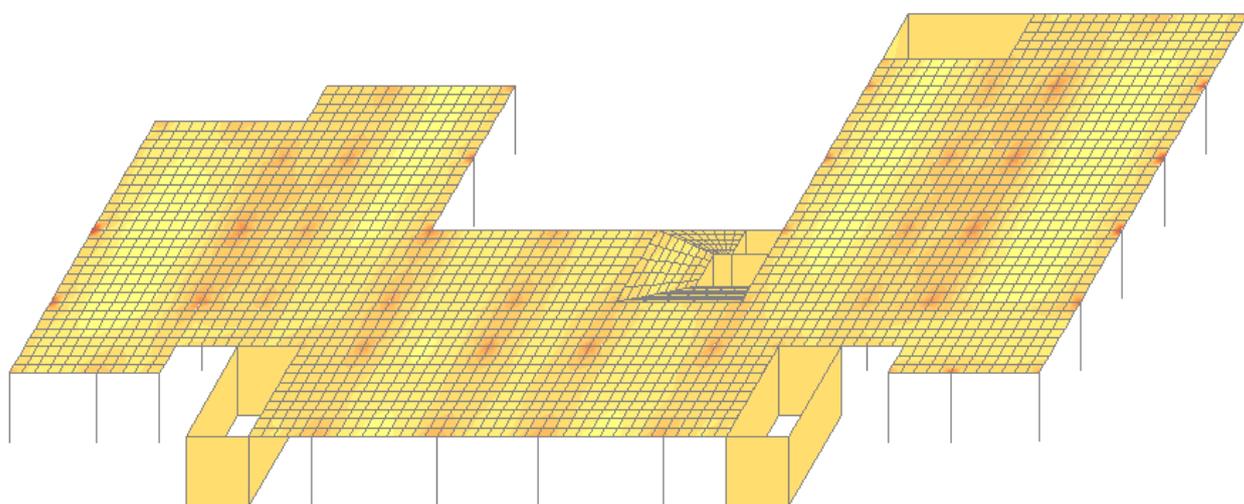


Рис. 2.2 Распределение напряжений в плите.

Были получены следующие результаты:

максимальный изгибающий момент в пролёте $M_{sd}=46,7$ кН·м.,

максимальный изгибающий момент на опоре $M_{sd}=76,1$ кН·м.,

максимальная поперечная сила у опоры $V_{sd}=217,8$ кН.

2.1.3. Определение толщины плиты.

Принимает толщину плиты 200мм.

Подбор сечения арматуры.

Рассматриваем прямоугольное сечение с размерами: $b=1000\text{мм.}$,
 $h=200\text{мм.}$, $c=30\text{мм.}$

Изгибающий момент, действующий в сечении $M_{sd}=46,7 \text{ кН}\cdot\text{м}$

Определяем величину коэффициента α_m :

$$\alpha_m = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{46,7 \cdot 10^6}{0,85 \cdot 16,67 \cdot 1000 \cdot 170^2} = 0,114.$$

Определяем граничную величину коэффициента $\alpha_{m,\text{lim}}$:

$$\alpha_{m,\text{lim}} = \omega_c \cdot \xi_{\text{lim}} \cdot (1 - k_2 \cdot \xi_{\text{lim}}).$$

Для бетона класса В20 находим $\varepsilon_{cu} = 3,5\%$, определяем

$$\omega_c = 0,810, \quad k_2 = 0,416.$$

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{cd}}{E_s} = \frac{365}{20000} = 1,825\%.$$

Тогда

$$\xi_{\text{lim}} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu}} = 0,657, \quad \text{и} \quad \alpha_{m,\text{lim}} = 0,81 \cdot 0,657 \cdot (1 - 0,416 \cdot 0,657) = 0,387.$$

Поскольку выполняется условие $\alpha_m = 0,114 < \alpha_{m,\text{lim}} = 0,387$, растянутая арматура достигла предельных деформаций.

Тогда при $C_o = \frac{\omega_c}{k_2} = \frac{0,81}{0,416} = 1,947$ находим

$$\eta = \frac{z}{d} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{\alpha_m}{C_o}} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,114}{1,947}} = 0,441.$$

Величину требуемой площади растянутой продольной арматуры

A_{st} :

$$A_{st} = \frac{M_{sd}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{M_{sd}}{f_{yd} \cdot \eta \cdot d} = \frac{46,7 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,441 \cdot 170} = 1707 \text{ мм}^2 = 17,07 \text{ см}^2.$$

Принимаем 6 Ø20 А400 с $A_{sv} = 18,85 \text{ см}^2$, армирование выполняем в виде сварной сетки с шагом поперечных и продольных стержней 200мм., диаметр и количество поперечных стержней принимаем аналогично продольным стержням.

Продольные стержни растянутой арматуры должны быть заведены за нормальное к продольной оси элемента сечение, в котором они используются с полным расчётным сопротивлением на длины не менее l_{bd} .

Расчётная длина анкеровки ненапрягаемых стержней l_{bd} определяем по формуле:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,red}}{A_{s,prov}} \geq l_{b,min},$$

где:

$A_{s,red}$ - площадь продольной арматуры, требуемая по расчёту;

$A_{s,prov}$ - принятая площадь продольной арматуры;

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ - коэффициенты, определяемые по таблице.

l_b - базовая длина анкеровки.

$l_{b,min}$ - минимальная длина анкеровки, принимаемая по таблице.

Величину базовой длины анкеровки l_b рассчитываем по формуле:

$$l_b = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}},$$

где:

f_{bd} - предельное напряжение сцепления по контакту арматуры с бетоном.

Стержни 6Ø20А400:

$$l_b = \frac{20}{4} \cdot \frac{365}{2,7} = 676 \text{ мм} > 20d = 400 \text{ мм},$$

$$\alpha_1 = 1,0; \alpha_2 = 1,0; \alpha_3 = 0,7; \alpha_4 = 1,0.$$

$$A_{s,red} = 17,07 \text{ см}^2; A_{s,prov} = 22,8 \text{ см}^2.$$

$$l_{b,\min} > 0,6 \cdot l_b; 15\varnothing; 100\text{мм}:$$

$$l_{b,\min} = 0,6 \cdot l_b = 0,6 \cdot 676 = 405,6\text{мм};$$

$$l_{b,\min} = 15\varnothing = 15 \cdot 20 = 300\text{мм};$$

$$l_{bd} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 676 \cdot \frac{17,07}{18,84} = 429\text{мм} > l_{b,\min} = 405,6\text{мм};$$

Окончательно принимаем длину анкеровки 450 мм.

Теперь рассмотрим прямоугольное сечение которое имеет размеры: $b=1000\text{мм}$., $h=200\text{мм}$., $c=30\text{мм}$.

Максимальный изгибающий момент на опоре $M_{sd}=-76,1 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Определяем величину коэффициента α_m :

$$\alpha_m = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{76,1 \cdot 10^6}{0,85 \cdot 16,67 \cdot 1000 \cdot 170^2} = 0,186.$$

Определяем граничную величину коэффициента $\alpha_{m,\lim}$:

$$\alpha_{m,\lim} = \omega_c \cdot \xi_{\lim} \cdot (1 - k_2 \cdot \xi_{\lim}).$$

Для бетона класса В20 находим $\varepsilon_{cu} = 3,5\%$, определяем

$$\omega_c = 0,810, \quad k_2 = 0,416.$$

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{cd}}{E_s} = \frac{365}{20000} = 1,825\%.$$

Тогда получим

$$\xi_{\lim} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu}} = 0,657, \quad \text{и} \quad \alpha_{m,\lim} = 0,81 \cdot 0,657 \cdot (1 - 0,416 \cdot 0,657) = 0,387.$$

Поскольку данное условие выполняется $\alpha_m = 0,186 < \alpha_{m,\lim} = 0,387$, тогда арматура в сжатой зоне не требуется.

Тогда при $C_o = \frac{\omega_c}{k_2} = \frac{0,81}{0,416} = 1,947$ находим

$$\eta = \frac{z}{d} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{\alpha_m}{C_o}} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,186}{1,947}} = 0,524.$$

Величину требуемой площади растянутой продольной арматуры A_{st} :

$$A_{st} = \frac{M_{sd}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{M_{sd}}{f_{yd} \cdot \eta \cdot d} = \frac{76,1 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,524 \cdot 170} = 2341 \text{ мм}^2 = 23,41 \text{ см}^2.$$

Принимаем 7 Ø22А400 с $A_{st} = 26,6 \text{ см}^2$, армирование выполняется в виде сварной сетки с шагом поперечных и продольных стержней 150мм, диаметр и количество поперечных стержней принимаем аналогично продольным стержням.

Продольные стержни растянутой арматуры должны быть заведены за нормальное к продольной оси элемента сечение, в котором они используются с полным расчётным сопротивлением на длины не менее l_{bd} .

Расчётная длина анкеровки ненапрягаемых стержней l_{bd} рассчитываем по формуле:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,red}}{A_{s,prov}} \geq l_{b,min},$$

где:

$A_{s,red}$ - площадь продольной арматуры, требуемая по расчёту;

$A_{s,prov}$ - принятая площадь продольной арматуры;

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ - коэффициенты, определяемые по таблице.

l_b - базовая длина анкеровки.

$l_{b,min}$ - минимальная длина анкеровки, принимаемая по таблице.

Величину базовой длины анкеровки l_b определяем по формуле:

$$l_b = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}},$$

где:

f_{bd} - предельное напряжение сцепления по контакту арматуры с бетоном.

Стержни 7Ø22А400:

$$l_b = \frac{22}{4} \cdot \frac{365}{2,7} = 744 \text{ мм} > 20d = 440 \text{ мм},$$

$$\alpha_1 = 1,0; \alpha_2 = 1,0; \alpha_3 = 0,7; \alpha_4 = 1,0.$$

$$A_{s,red} = 23,41 \text{ см}^2; A_{s,prov} = 26,6 \text{ см}^2.$$

$$l_{b,min} > 0,6 \cdot l_b; 15\varnothing; 100 \text{ мм}:$$

$$l_{b,min} = 0,6 \cdot l_b = 0,6 \cdot 744 = 446,4 \text{ мм};$$

$$l_{b,min} = 15\varnothing = 15 \cdot 22 = 330 \text{ мм};$$

$$l_{bd} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 744 \cdot \frac{23,41}{26,6} = 458,3 \text{ мм} > l_{b,min} = 446,4 \text{ мм};$$

Окончательно принимаем длину анкеровки 500 мм.

2.1.5. Проверка прочности перекрытия на продавливание.

Монолитное железобетонное перекрытие опирается на железобетонную внутреннюю колонну сечением $b \times h = 0,4 \times 0,4 \text{ м}$. Полная расчётная нагрузка на колонну от перекрытия (с учётом собственной его массы) равна $V_{sd} = 217,8 \text{ кН}$. Толщина перекрытия 0,2 м. Колонна и перекрытие из бетона класса В20. Перекрытие в зоне примыкания к колонне армировано стержнями арматуры класса А400 диаметром 22 мм., расположенными с шагом 150 мм. в двух взаимно перпендикулярных направлениях.

Защитный слой арматуры равен 30 мм.

Определяем расстояния от верхней плиты до центров тяжести арматуры каждого направления -

$$a_x = 30 + \frac{22}{2} = 41 \text{ мм. и } a_y = 30 + 22 + \frac{22}{2} = 52 \text{ мм.}$$

Расчитываем рабочие высоты плит в каждом направлении:

$$d_x = 0,2 - 0,041 = 0,159 \text{ м}, d_y = 0,2 - 0,052 = 0,148 \text{ м}.$$

Определяем среднюю рабочую высоту сечения:

$$d = 0,5 \cdot (d_x + d_y) = 0,5 \cdot (0,159 + 0,148) = 0,154 \text{ м.}$$

коэффициенты армирования в обоих направлениях:

$$\rho_{lx} = \rho_{ly} = \frac{3,80 \cdot 10^{-4}}{0,1 \cdot 0,154} = 0,0221,$$

что более 0,002(минимальное значение коэффициента армирования, регламентированное нормами).

Тогда расчётный коэффициент армирования равен

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} = \sqrt{0,0221 \cdot 0,0221} = 0,0221$$

Определяем величину критического армирования:

$$u = 4 \cdot b + 2 \cdot \pi \cdot 1,5 \cdot d = 4 \cdot 0,4 + 2 \cdot 3,14 \cdot 1,5 \cdot 0,154 = 3,05 \text{ м.}$$

Определяем величину погонной поперечной силы, вызванной местной сосредоточенной нагрузкой, принимая коэффициент $\beta=1,15$, как для средней колонны:

$$v_{sd} = \frac{\beta \cdot V_{sd}}{u} = \frac{1,15 \cdot 217,8}{3,05} = 82,12 \text{ кН / м.}$$

Определяем коэффициент, учитывающий влияние масштабного фактора:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{154}} = 2,14;$$

Принимаем класса бетона В20:

$$\gamma_c = 1,5; f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 25 / 1,5 = 16,67 \text{ МПа}; f_{ctd} = 3,3 / 1,5 = 2,2 \text{ МПа}; E_s = 20000 \text{ МПа.}$$

Определяем погонное усилие, которое может воспринять сечение при продавливании:

$$v_{Rd} = \left(\frac{0,12}{\gamma_c} \right) \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot d = \left(\frac{0,12}{1,5} \right) \cdot 2,14 \cdot (100 \cdot 0,0221 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} \cdot 0,154 = 0,1004 \text{ МН / м} = 100,4 \text{ кН / м.}$$

$$v_{sd} = 82,12 \text{ кН / м} < v_{Rd} = 100,4 \text{ кН / м.}$$

Поскольку величина погонной силы, вызванной местной сосредоточенной нагрузкой, меньше величины погонного усилия, которое может воспринять сечение при продавливании, прочность на продавливание по критическому периметру, отсчитанному от периметра колонны, обеспечена.

2.1.6. Расчёт трещеностойкости.

Проверяем ширину раскрытия трещин.

Расчётный пролёт плиты $l_{eff} = 7,0 м$, загруженной равномерно распределённой нагрузкой q .

Момент в расчётном сечении - $M_{sd} = 46,7$ кН·м. предельно допустимая ширина раскрытия трещин $w_{lim} = 0,3 мм$.

Бетон тяжелый В 20:

$\gamma_c = 1,5$; $f_{cd} = f_{cd} / \gamma_c = 25 / 1,5 = 16,67$ МПа; $f_{ctd} = 3,3 / 1,5 = 2,2$ МПа; $E_s = 20000$ МПа.

Арматура периодического профиля класса А400, нормативное сопротивление $f_{yd} = 400$ МПа., расчётное сопротивление $f_{yd} = 365$ МПа.

$$A_{st} = 1884 мм^2.$$

Рабочая высота сечения:

$$d = h - c - \frac{\varnothing}{2} = 200 - 30 - \frac{20}{2} = 160 мм.$$

$$\rho_l = \frac{A_{st}}{b \cdot d} = \frac{1884}{1000 \cdot 160} = 0,01175 \text{ (1,175\%)}$$

Для сечения прямоугольной формы, армированного арматурой класса А400 при $\rho_o \geq 1,0\%$

Плечо внутренней пары сил определяется:

$$z = 0,80 \cdot d = 0,80 \cdot 160 = 128 мм.$$

Напряжения в растянутой арматуре:

$$\sigma = \frac{M_{sd,n}}{A_{st} \cdot z} = \frac{46,7 \cdot 10^6}{1884 \cdot 128} = 193,65 Н / мм^2.$$

$$\varnothing_{max} = 25 мм \text{ при } \sigma_s = 200 МПа \text{ и } w_{k,lim} = 0,3 мм.$$

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \Phi(\infty, t_0)}.$$

Предельное значение коэффициента ползучести $\phi(\infty, t_0)$ определяем

$$\text{При } h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot (1000 \cdot 200)}{2 \cdot (1000 + 200)} = 167 мм \text{ и } RH = 60\% \text{ для } t = 30 \text{ сут.}$$

$$\phi(\infty, t_0) = 3,9$$

$$E_{c,eff} = \frac{28 \cdot 10^3}{1 + 3,9} = 5,71 \cdot 10^3$$

Коэффициент приведения

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{20 \cdot 10^4}{5,7 \cdot 10^3} = 35,09 .$$

Для сечения с трещиной при использовании двухлинейной диаграммы деформирования высота сжатой зоны x_{II} в общем случае может быть найдена из условия равенства статических моментов сжатой и растянутой зон сечения относительно нейтральной оси:

$$\frac{b \cdot x_{II}^2}{2} + \alpha_e \cdot \rho_{12} \cdot b \cdot d \cdot (x_{II} - d') - \alpha_e \cdot \rho_{11} \cdot b \cdot d \cdot (d - x_{II}) = 0 ,$$

тогда

$$x_{II} = d \cdot \sqrt{\alpha_e^2 \cdot (\rho_{11} + \rho_{12})^2 + 2 \cdot \alpha_e \cdot (\rho_{11} + \frac{d'}{d} \cdot \rho_{12}) - \alpha_e \cdot (\rho_{11} + \rho_{12})} .$$

При отсутствии расчётной арматуры в сжатой арматуры $\rho_l = 0$.

$$\begin{aligned} x_{II} &= d \cdot \sqrt{\alpha_e \cdot \rho_{11} \cdot (2 + \alpha_e \cdot \rho_{11}) - \alpha_e \cdot \rho_{11}} = \\ &= 160 \cdot \sqrt{35,9 \cdot 0,01175 \cdot (2 + 35,9 \cdot 0,01175) - 0,01175 \cdot 35,9} = 123,91 \approx 124 \text{ мм.} \end{aligned}$$

Напряжение в арматуре:

$$\sigma_s = \frac{M_{sd,n}}{A_{st} \cdot (d - \frac{x_{II}}{3})} = \frac{46,7 \cdot 10^6}{1884 \cdot \left(160 - \frac{124}{3}\right)} = 208,9 \text{ МПа} .$$

Расчетную ширину раскрытия трещин определяем по формуле :

$$\omega_k = \beta \cdot S_{rm} \cdot \varepsilon_{sm}$$

где S_{rm} – среднее расстояние между трещинами:

$$S_{rm} = 50 + 0,25 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 50 + 0,25 \cdot 0,8 \cdot 0,5 \cdot \frac{20}{0,0471} = 92,46 \text{ мм.}$$

при $k_1=0,8$ (для стержней периодического профиля), $k_2=0,5$ (при изгибе),

$$\rho_{eff} = \frac{A_{sc}}{b \cdot h_{eff}} = \frac{1884}{1000 \cdot 40} = 0,0471 ,$$

$$2,5(h-d) = 2,5(200-160)=100\text{мм.}$$

$$\min h_{\text{eff}} = (h-x)/2 = (200-124)/2 = 38=40\text{мм.}$$

$$h/2 = 200/2 = 100\text{мм.}$$

Средние относительные деформации арматуры ε_{sm} :

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_s \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right]$$

При $\beta_1 = 1, \beta_2 = 0,5$.

$$\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} = \frac{M_{cr}}{M_{sd,n}};$$

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot W_c;$$

W_c - момент сопротивления бетонного сечения,

$f_{ctm} = 2,6\text{МПа}$. - средняя прочность бетона на осевое растяжение.

$$W_c = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{1000 \cdot 200^2}{6} = 6,67 \cdot 10^6 \text{ мм}^3;$$

$$M_{cr} = 2,6 \cdot 6,67 \cdot 10^6 = 17,34 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{M_{cr}}{M_{sd,n}} \right)^2 \right] = \frac{208,9}{20 \cdot 10^4} \left[1 - 1 \cdot 0,5 \left(\frac{17,34}{46,7} \right)^2 \right] = 97,25 \cdot 10^{-5},$$

β - коэффициент, учитывающий отношение расчётной ширины раскрытия трещин к средней,

Тогда при $\beta = 1,3$

$$\omega_k = 1,3 \cdot 92,46 \cdot 97,25 \cdot 10^{-5} = 0,117 \text{ мм} < \omega_{k,\text{lim}} = 0,3 \text{ мм}$$

Условие выполняется.

2.2. Определение усилий в средней колонне.

2.2.1. Сбор нагрузок.

Таблица 2.2 Нагрузки на 1м2 покрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м ²

<u>Постоянная</u> Металлочерепица «Монтеррей» $\rho=4,5 \text{ кг/м}^2$	0,045		0,061
Сплошной деревянный настил из досок $\delta=0,002\text{м}, \rho=5,0 \text{ кН/м}^3$	0,01		0,0135
Деревянный брус сечением 125x60мм. шаг 800мм. $\rho=5,0 \text{ кН/м}^3$	0,075	1,35	0,101
Стропильная нога- сечением 180x100мм шаг 500мм. $\rho=5,0 \text{ кН/м}^3$	0,18		0,243
Итого	0,31		$g = 0,4185$
<u>Временная</u> снеговая (по зданию)	1,2	1,5	$v = 1,8$
Всего	1,51		2,22

Таблица 2.3 Нагрузки на 1м² чердачного перекрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м ²
<u>Постоянная</u> Цементно-песчаная стяжка $\delta=0,02\text{м}, \rho=18,0 \text{ кН/м}^3$	0,36		0,486
Теплоизоляционная плита $\delta=0,16\text{м}, \rho=3,0 \text{ кН/м}^3$	0,48	1,35	0,648
Пароизоляция $\delta=0,002\text{м}, \rho=9,1 \text{ кН/м}^3$	0,0182		0,025
Монолитная плита $\delta=0,2\text{м}, \rho=25,0 \text{ кН/м}^3$	5		6,75
Итого	5,86		$g = 7,909$
<u>Временная</u> Чердачные помещения	0,07	1,5	$v = 0,105$
Всего	5,93		8,02

Таблица 2.4 Нагрузки на 1м² типового монолитного перекрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м ²
<u>Постоянная:</u> мозаичный бетон, $\delta=0,025\text{м}, \rho=22,0 \text{ кН/м}^3$	0,55		0,743
стяжка М150 $\delta=0,02\text{м}, \rho=18 \text{ кН/м}^3$	0,36		0,486
керамзитобетон $\delta=0,055\text{м}, \rho=5,0 \text{ кН/м}^3$	0,275	1,35	0,371
от массы плиты $\delta=0,2\text{м}, \rho=25,0 \text{ кН/м}^3$	5,0		6,75
перегородки из блоков газосиликат $\delta=0,1\text{м}, \rho=8,0 \text{ кН/м}^3$	0,8		1,08
Итого	6,985		$g = 9,43$

<u>Временная</u> полезная (по зданию)	3,0	1,5	$v = 4,5$
Всего	9,985		13,93

Таблица 2.5 Нагрузки на 1м² надподвального перекрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м ²
<u>Постоянная:</u>			
мозаичный бетон, $\delta=0,025\text{м}$, $\rho=22,0 \text{ кН/м}^3$	0,55	1,35	0,743
стяжка М150 $\delta=0,055\text{м}$, $\rho=18 \text{ кН/м}^3$	0,99		1,337
теплоизоляция $\delta=0,012\text{м}$, $\rho=0,5 \text{ кН/м}^3$	0,006		0,008
от массы плиты $\delta=0,2\text{м}$, $\rho=25,0 \text{ кН/м}^3$	5,0		6,75
Итого	6,546		$g = 8,84$
<u>Временная</u> полезная (по зданию)	3,0	1,5	$v = 4,5$
Всего	9,546		13,34

При расчете нагрузок на подошву колонны следует учитывать собственный вес.

Статический расчёт каркаса здания и определение расчётных усилий были произведены в программе SCAD.

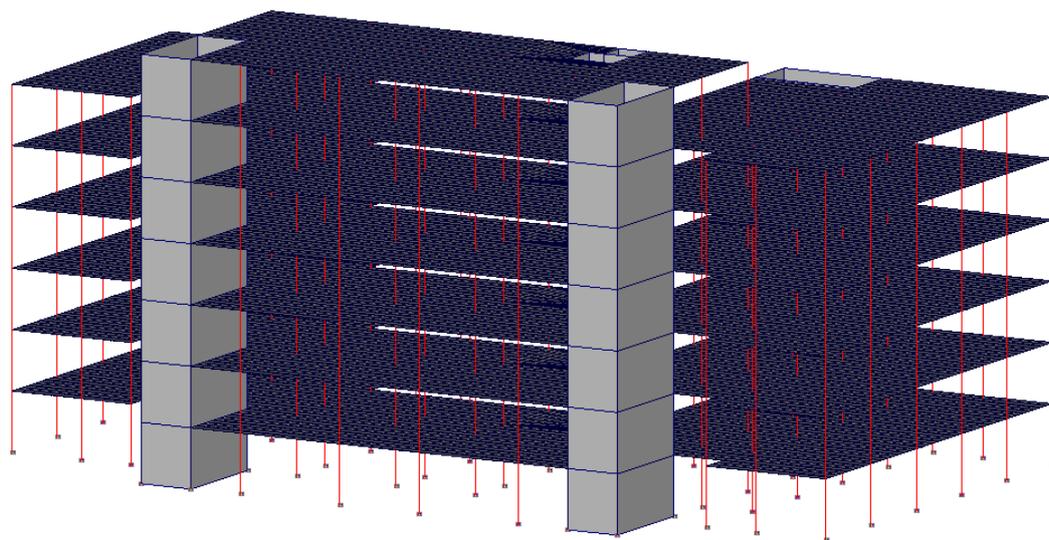


Рис. 2.3 расчётная схема каркаса здания.

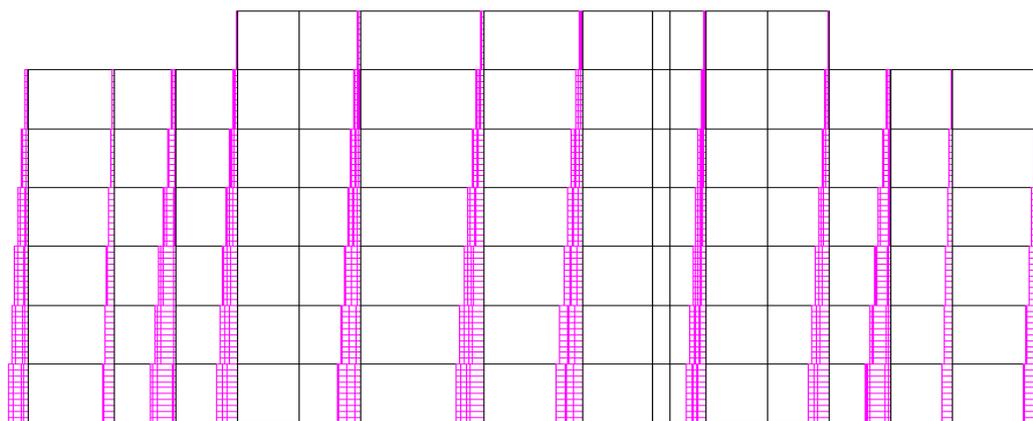


Рис. 2.4 Эпюры продольных усилий N в колоннах.

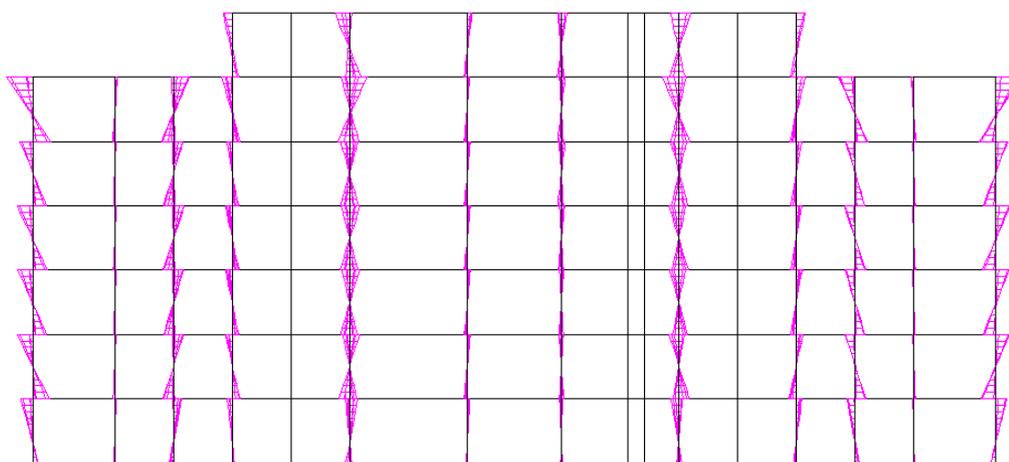


Рис. 2.5 Эпюра изгибающих моментов M в колоннах.

Были получены следующие результаты (для колонны подвала):

максимальное продольное усилие $N_{sd} = 1830,66$ кН, и соответствующий изгибающий момент $M_{sd} = 65,14$ кНм.

2.2.2. Характеристики прочности бетона и арматуры.

Принимаем бетон класса В20:

$\gamma_c = 1,5$; $f_{cd} = f_{cd} / \gamma_c = 25 / 1,5 = 16,67$ МПа; $f_{ctd} = 3,3 / 1,5 = 2,2$ МПа; $E_s = 20000$ МПа.

Арматура периодического профиля класса А400, нормативное сопротивление $f_{yd} = 400$ МПа.

2.2.3. Подбор сечений симметричной арматуры.

$$A_{s1} = A_{s2}$$

Рабочая высота сечения $d = h - c = 40 - 4 = 36$ см, ширина $b = 40$ см.

Эксцентриситет силы: $e_o = M/N = 6514/1830,66 = 3,56$ см.

Случайный эксцентриситет: $e_o = h/30 = 40/30 = 1,34$ см, или $e_o = l_{col}/600 = 240/600 = 0,4$ см, но не менее 1 см.

Найдем значение моментов в сечении относительно оси, проходящей через центр тяжести растянутой арматуры с учётом случайного эксцентриситета и гибкости элемента.

$$M_{sd1} = N_{sd} \left(e_{tot} + \frac{h}{2} - c \right) = 1830,66 \cdot \left(3,56 + \frac{40}{2} - 4 \right) \cdot 10^{-2} = 358,08 \text{ кНм.}$$

определяем величину относительной высоты сжатой зоны:

$$\xi = \frac{N_{sd}}{\omega_c \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{1830,66 \cdot 10^3}{0,81 \cdot 0,85 \cdot 16,67 \cdot 400 \cdot 360} = 1,11,$$

Для бетона класса В20 и арматуры класса А400 находим по таблице $\xi_{lim} = 0,657$.

Поскольку условие $\xi < \xi_{lim}$ не выполняется, сечение находится в области деформирования 3 и коэффициенты $k_{s1} < 1,0$ и $k_{s2} = 1,0$.

В связи с тем, что напряжения в растянутой арматуре при нахождении сечения в этой области деформирования отличаются от принятых ранее для определения относительной высоты сжатой зоны, необходимо выполнить дальнейший расчёт у учётом того, что напряжения в растянутой арматуре зависит от высоты сжатой зоны.

Находим величину площади сжатой арматуры при найденной выше величине относительной высоты сжатой зоны:

$$A_{sc} = \frac{M_{sd1} - \alpha_m \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (d - c_1)} = \frac{M_{sd1} - \left(\frac{17}{21} \cdot \xi - \frac{33}{98} \cdot \xi^2 \right) \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (d - c_1)} =$$

$$= \frac{358,08 \cdot 10^6 - \left(\frac{17}{21} \cdot 1,11 - \frac{33}{98} \cdot 1,11^2 \right) \cdot 0,85 \cdot 16,67 \cdot 400 \cdot 360^2}{1,0 \cdot 365 \cdot (360 - 40)} = 32 \text{ мм}^2$$

Полученную величину площади можно рассматривать как нижнюю границу поиска требуемой арматуры.

Находим величину площади сжатой арматуры при величине относительной сжатой зоны равной граничной $\xi_{lim} = 0,657$ ($\alpha_m = 0,387$):

$$A_{sc} = \frac{M_{sd1} - \alpha_{m,lim} \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (d - c_1)} = \frac{358,08 \cdot 10^6 - 0,387 \cdot 0,85 \cdot 16,67 \cdot 400 \cdot 360^2}{1,0 \cdot 365 \cdot (360 - 40)} = 632 \text{ мм}^2$$

Полученную величину площади можно рассматривать как верхний предел поиска требуемой площади арматуры.

$$\text{Поскольку гибкость колонны } \lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{l_0}{0,289 \cdot h} = \frac{2400}{0,289 \cdot 400} = 20,76,$$

минимальный процент армирования, установленный нормами, равен 0,15%. Тогда величины площадей как сжатой, так и растянутой арматуры должны быть не менее

$$A_{s,min} = 0,01 \cdot \mu_{min} \cdot b \cdot d = 0,01 \cdot 0,15 \cdot 400 \cdot 360 = 216 \text{ мм}^2.$$

Принимаем армирование 2Ø18А400 ($A_{sc} = A_{st} = 508 \text{ мм}^2$).

Принимаем величину относительной высоты сжатой зоны, равной $\xi = 0,85$.

Величина относительной деформации растянутой арматуры:

$$\varepsilon_{s1} = \frac{3,5(1-\xi)}{\xi} = \frac{3,5 \cdot (1-0,9)}{0,9} = 3,9\%.$$

Величина коэффициента k_{s1} равна:

$$k_{s1} = \frac{\varepsilon_{s1}}{\varepsilon_{sy}} = \frac{\varepsilon_{s1} \cdot E_s}{f_{yd}} = \frac{0,00039 \cdot 2 \cdot 10^5}{365} = 0,214.$$

Находим величину равнодействующей внутренних усилий в сечении:

$$N_{Rd} = \omega_c \cdot \xi \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d + k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot A_{sc} - k_{s1} \cdot f_{yd} \cdot A_{st} = 0,81 \cdot 0,9 \cdot 0,85 \cdot 16,67 \cdot 400 \cdot 360 + 1,0 \cdot 365 \cdot 508 - 0,214 \cdot 365 \cdot 508 = 1633,2 \text{ кН},$$

Определяем величину изгибающего момента, воспринимаемого сечением, относительно центра тяжести растянутой арматуры:

$$M_{Rd1} = \left(\frac{17}{21} \cdot \xi - \frac{33}{98} \cdot \xi^2 \right) \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot A_{sc} \cdot (d - c_1) = \\ = \left(\frac{17}{21} \cdot 0,9 - \frac{33}{98} \cdot 0,9^2 \right) \cdot 0,85 \cdot 16,67 \cdot 400 \cdot 360^2 + 1,0 \cdot 365 \cdot 508 \cdot (360 - 40) = 394,47 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Поскольку условие выполняется

$M_{Rd1} = 394,47 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{sd1} = 358,08 \text{ кНм}$, то арматура подобрана правильно и расчёт завершён.

2.3. Расчет внецентренно- сжатого фундамента.

Расчетное усилие для фундамента $N_{sd} = -1830,66$ кН, и соответствующий изгибающий момент $M_{sd} = -65,14$ кНм.

2.3.1. Исходные данные для проектирования.

Таблица 2.6 Нагрузки на фундамент от колонны.

Сочетания нагрузок	Усилия от колонны			$V \cdot H_f$	Усилия на уровне подошвы	
	M кН·м	N кН	V кН		M_f^{inf} кН·м	N_f^{inf} кН
Расчетные усилия при γ_f	-65,14	-1830,66	21,71	25,68	-39,46	-1830,66

Принимаем бетон класса В20

- нормативное сопротивление бетона на осевое сжатие

$$f_{ck} = 16 \text{ МПа};$$

- расчетное сопротивление бетона сжатию составит

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{16}{1,5} = 10,667 \text{ МПа};$$

- расчетное сопротивление бетона на растяжение

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{1,3}{1,5} = 0,867 \text{ МПа};$$

Для армирования фундамента принимаем продольную арматуру А500. Расчетное сопротивление арматуры А500 составит $f_{yd} = 450$ МПа

Косвенное армирование выполняем из арматуры А240.

Определим расчетные характеристики для арматуры А240:

- нормативное сопротивление арматуры растяжению

$$f_{yk} = 240 \text{ МПа};$$

- расчетное сопротивление арматуры растяжению

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{240}{1,1} = 218 \text{ МПа};$$

- $f_{yw} = 157 \text{ МПа}$, по таблице 6.5 СНБ 5.03.01-02. для сварных каркасов.

- сечение нижней части колонны – $b_n \times h_n = 400 \times 400 \text{ мм}$;
- армирование колонны – $3\text{Ø}12 \text{ А}400$ ($f_{yd} = 365 \text{ МПа}$).
- расчетное сопротивление грунта – $R = 0,142 \text{ МПа}$ (смотри раздел основание и фундаменты)
- минимальная глубина заложения фундамента – 1,6 м.
- средний вес тела фундамента и грунта на его ступенях – $\gamma_m = 15,3 \text{ кН/м}^3$.
- верх фундамента на отметке -0,150.

Расчет деформации грунтов не производим и фундамент проектируем монолитным.

2.3.2. Определение размеров подколонника.

Определяем значение расчетного эксцентриситета:

$$e_0 = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{39,46}{1830,66} = 0,021 \text{ м} = 21 \text{ мм} < 2 \cdot h_n = 2 \cdot 400 = 800 \text{ мм}.$$

Таким образом толщина стенки стакана

$$t \geq \frac{h_n}{5} = \frac{400}{5} = 80 \text{ мм} < 200 \text{ мм}.$$

Окончательно принимаем толщину стенки стакана $t = 240 \text{ мм}$

Высоту подколонника принимаем из конструктивных соображений исходя из расчетной глубины промерзания грунта $h_{np} = 1,5 \text{ м}$:

$$h_{cf} = 1 \text{ м}$$

Определим ширину подколонника:

$$b_{cf} = b_n + 2 \cdot t = 0,4 + 2 \cdot 0,24 = 0,88 \text{ м}$$

Глубину заделки анкеров фундамента в сжатом бетоне колонны d_c принимаем исходя из конструктивных соображений и опыта проектирования равной:

$$d_p = 450 \text{ мм}$$

Высоту фундамента принимаем равной $H_f = 1,3 \text{ м}$. Таким образом глубина заложения фундамента составляет:

$$d = H_f + \frac{h_{cf} * \gamma_{cf}}{\gamma_{II}} = 1,3 + \frac{0,2 * 24}{17} = 1,6$$

2.3.3. Определение размеров подошвы фундамента.

Расчёт приведён в разделе «Основание и фундаменты»

Ширина свесов плитной части:

$$a = \frac{l - h_{cf}}{2} = \frac{3,6 - 0,88}{2} = 1,36 \text{ м}$$

Принимаем одноступенчатый фундамент с условием передачи основных сжимающих усилий в пределах пирамиды продавливания. Высоту ступени принимаем $h_{cm} = 300 \text{ мм}$.

2.3.4. Определение сечения арматуры плитной части фундамента.

Давление под подошвой фундамента от расчетных нагрузок составляет:

$$P_{\max} = 0,1704 \text{ МПа}$$

$$P_{\min} = 0,1606 \text{ МПа}$$

Плита фундамента работает как консольная балка:

$$M_{I-I} = P_{\max} \cdot a \cdot \frac{a}{2} = 170,4 \cdot 1,36 \cdot \frac{1,36}{2} = 157,59 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

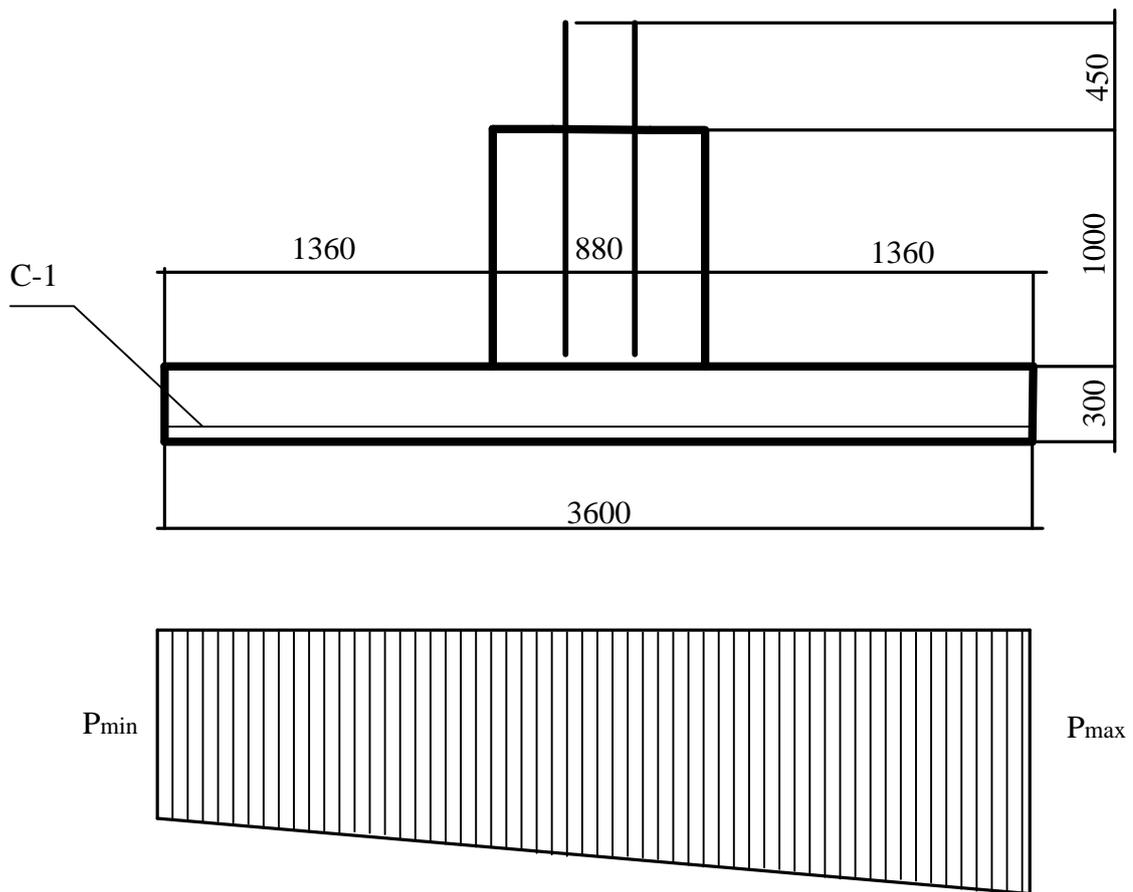


Рис. 2.6. К определению сечения арматуры плитной части
фундамента

Определяем площадь сечения арматуры:

$$A_s^{I-I} = \frac{M_{I-I}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{157,59 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 1,36 \cdot 450} = 286 \text{ мм}^2$$

По конструктивным соображениям принимаем арматуру $4\varnothing 10$
A500 площадью $A_s = 314 \text{ мм}^2$ с шагом $S = 150 \text{ мм}$.

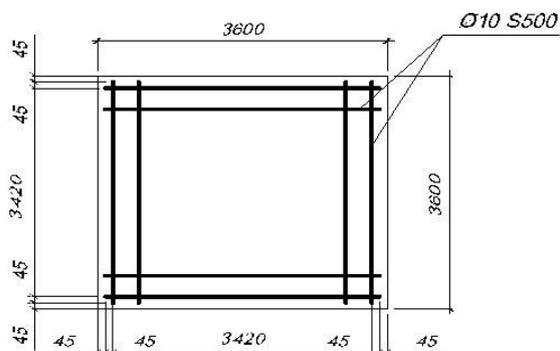


Рис. 2.7. Арматурная сетка С-1.

2.3.5. Расчет подколонника.

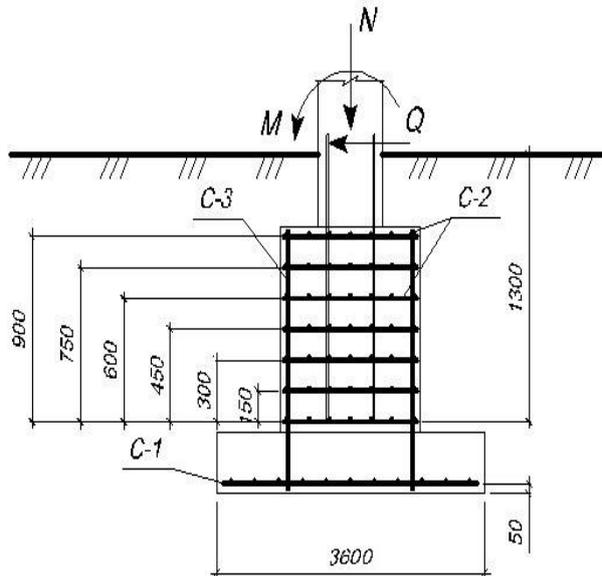


Рис. 2.8 Расчетная схема стаканной части подколонника.

Определяем расчетный изгибающий момент относительно днища подколонника:

$$M_d = M_{sd} + V_{sd} \cdot d_p = -65,14 + 21,71 \cdot 0,9 = -45,6 \text{ кН}$$

Сетки устанавливаем для предотвращения раскалывания подколонника. Определяем значение расчетного эксцентриситета:

$$e_0 = \frac{M_d}{N_{sd}} = \frac{45,6}{1830,66} = 0,025 \text{ м} = 25 \text{ мм}$$

Так как условие не соблюдается:

$$\frac{h_k}{6} = \frac{400}{6} = 66,7 \text{ мм} > e_0 = 25 \text{ мм} < \frac{h_k}{2} = \frac{400}{2} = 200 \text{ мм}$$

$$M_{sdt} = M_d - 0,7 \cdot N_{sd} \cdot e_0$$

$$M_{sdt} = -45,6 - 0,7 \cdot 1830,66 \cdot 0,025 = -77,64 \text{ кН}$$

Условие прочности для сеток имеет вид:

$$\sum_1^n f_{ywdi} \cdot A_{swi} \cdot z_i \geq M_{sdt}$$

Откуда требуемая площадь сеток составит:

$$A_{swi} = \frac{M_{sdt}}{f_{ywd} \cdot \sum_1^n z_i} = \frac{77,64 \cdot 10^3}{157 \cdot 3,2} = 154,56 \text{ мм}^2$$

$$\sum z_i = 50 + 150 + 300 + 450 + 600 + 750 + 900 = 3200 \text{ мм} = 3,2 \text{ м}.$$

По конструктивным соображениям требуемая площадь сеток должна быть не менее 0,04% от площади бетонного сечения:

$$A_{cw} = t \cdot s = 880 \cdot 1000 = 880000 \text{ мм}^2$$

Тогда требуемая площадь арматуры составит:

$$A_{sw} = 0,04\% \cdot A_{cw} = 0,0004 \cdot 880000 = 352 \text{ мм}^2$$

Окончательно принимаем сетки 7Ø8 A240 площадью $A_s = 352 \text{ мм}^2$

Продольную арматуру подколонника рассчитываем по схеме симметрично армированного внецентренно сжатого элемента коробчатого сечения.

Определяем требуемую площадь арматуры:

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{N_{sd} \cdot e - \alpha \cdot f_{cd} \cdot S_0}{f_{yd} \cdot z_s}$$

$$e = \frac{d - c_1}{2} + e_0 = \frac{0,83 - 0,05}{2} + 0,025 = 0,415 \text{ м}$$

Определяем статический момент половины площади бетонного сечения относительно центра тяжести нейтральной оси:

$$S_0 = 0,5 \cdot b_{cf} \cdot d^2 = 0,5 \cdot 0,83 \cdot 0,88^2 = 0,321 \text{ м}^3$$

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{1830,66 \cdot 10^3 \cdot 0,025 - 0,85 \cdot 10,667 \cdot 0,321 \cdot 10^9}{450 \cdot 1680} = -3850 \text{ мм}^2$$

По конструктивным соображениям требуемая площадь арматуры должна быть не менее 0,15% от площади бетонного сечения:

$$A_{c1} = t \cdot b_{cf} = 880 \cdot 880 = 774400 \text{ мм}^2$$

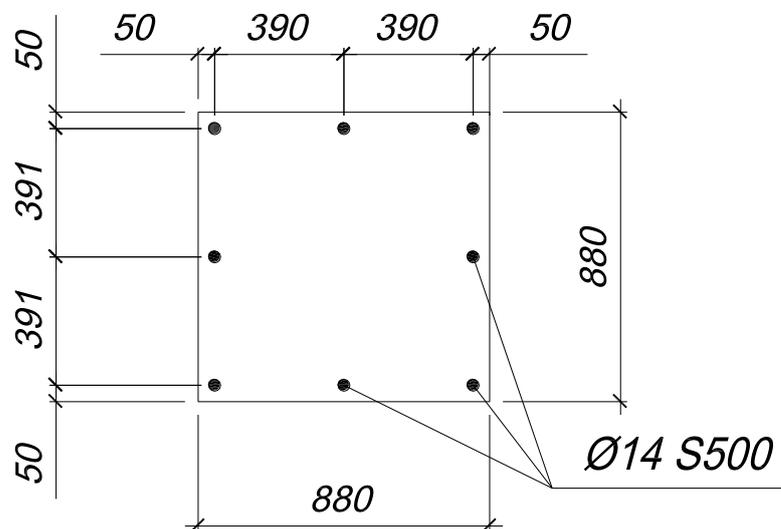


Рис. 2.9 Схема продольного армирования подколонника.

Тогда требуемая площадь арматуры составит:

$$A_{s1} = A_{s2} = 0,15\% \cdot A_c = 0,0015 \cdot 774400 = 1161,6 \text{ мм}^2$$

Окончательно принимаем арматуру 8Ø14 A500 общей площадью

$$A_s = 1232 \text{ мм}^2 \text{ шагом } S = 390 \text{ мм}.$$

3 Основание и фундаменты.

					ВКР-2069059-08.03.01.-131141-17	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

3.1. Оценка инженерно-геологических условий площадки строительства

Рассматриваемая в данном проекте площадка строительства находится в городе Пенза. Местный рельеф – спокойный. Инженерно–геологические условия площадки строительства выявлены бурением нескольких скважин на глубину 20-30м. Глубина сезонного промерзания грунта – 1,5 м. В процессе бурения установлены следующие напластования грунтов:

- грунт насыпной – 1,8 м
- суглинок – 2,3 м
- глина – 1,8 м
- глина чёрная – 10 м

Физико-механические свойства грунтов приведены в таблице 1.

Таблица 3.1 Физико-механические свойства грунтов

№ п/п	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
1	Грунт насыпной	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	Суглинок	16,85	27,1	14,0	30	37	21	16	0,35	0,91	0,8	11	12	6,0
13	Глина	18,54	27,4	13,1	39	50	30	20	0,22	1,05	0,9	11	21	6,0
10	Глина чёрная	18,95	27,3	13,45	38	51	28	19	0	1,02	0,9	11	0	6,0

3.2. Проектирование фундамента мелкого заложения на естественном основании

Подошва фундамента мелкого заложения располагается ниже глубины сезонного промерзания грунтов. В нашем районе строительства – в городе Пенза, глубина сезонного промерзания грунта равна 1,5 м. Грунт под подошвой – суглинок. Исходя из этого глубину заложения принимаем равной $d_1 = 1,6$ м. Расположение подошвы фундамента ниже глубины промерзания

обусловлено тем, что при промерзании под подошвой возникают деформации пучения при замораживании.

Для расчета фундамента под колонну предварительно зададимся его шириной. Исходя из значений $\varphi_{II} = 11^\circ$ и $C_{II} = 12$ кПа, при глубине $d_1 = 1,6$ м примем предварительную ширину фундамента $b=3,3$ м.

По формуле (5.5) СП 50-101-2004 вычисляем сопротивление грунта R :

$$R = \frac{\gamma_{c1} * \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma * b * k_H * \gamma_{II} + M_q * d_1 * \gamma'_{II} + M_c * c_{II}], \text{ где}$$

$\gamma'_{II} = 17$ кН/м³ – объемная масса грунта вдоль боковой поверхности;

$M_\gamma = 0,21$, $M_q = 1,83$, $M_c = 4,29$ – безразмерные коэффициенты,

принимаемые по таблице СП 50.101-2004 в зависимости от угла внутреннего трения грунта;

$\gamma_{c1} = 1,2$, $\gamma_{c2} = 1,06$, $k = 1$ и $k_H = 1$ – безразмерные коэффициенты условия работы.

$$R = \frac{1,2 * 1,06}{1} [0,21 * 3,3 * 1 * 15 + 1,83 * 1,6 * 17 + 4,29 * 12] = 142 \text{ кПа}$$

3.3 Определение размеров подошвы фундамента

Требуемая площадь фундамента:

$$A_f = \frac{N_{sd}^{max}}{1,2 * R - \gamma_m * d} = \frac{1830,66}{1,2 * 0,142 * 10^3 - 15,3 * 1,6} = 12,55 \text{ м}^2$$

Задаемся отношением ширины подошвы фундамента к ее длине $b/l = 1$. Отсюда длина подошвы фундамента определяется как:

$$l = \sqrt{A_f} = \sqrt{12,55} = 3,6 \text{ м}.$$

Принимаем подошву фундамента размерами 3600×3600 мм и проверяем правильность подбора размеров подошвы фундамента:

$$P_{\min}^{max} = \frac{N_f^{inf}}{A_f} \pm \frac{M_f^{inf}}{W_f} + \gamma_m * d \quad P_{\max} \leq 1,2 * R \quad P_{\min} > 0$$

где $A_f = 3,6 * 3,6 = 12,96 \text{ м}^2$ - площадь фундамента с учетом принятых размеров подошвы.

$$W_f = \frac{b \cdot l^2}{6} = \frac{3,6 \cdot 3,6^2}{6} = 7,78 \text{ м}^3$$

$$P_{\max} = \frac{1830,66}{12,96} + \frac{39,46}{7,78} + 15,3 \cdot 1,6 = 0,1704 \text{ МПа} < 1,2 \cdot 0,148 = 0,1708 \text{ МПа}$$

$$P_{\min} = \frac{1830,66}{12,96} - \frac{39,46}{7,78} + 15,3 \cdot 1,6 = 0,1606 \text{ МПа} > 0$$

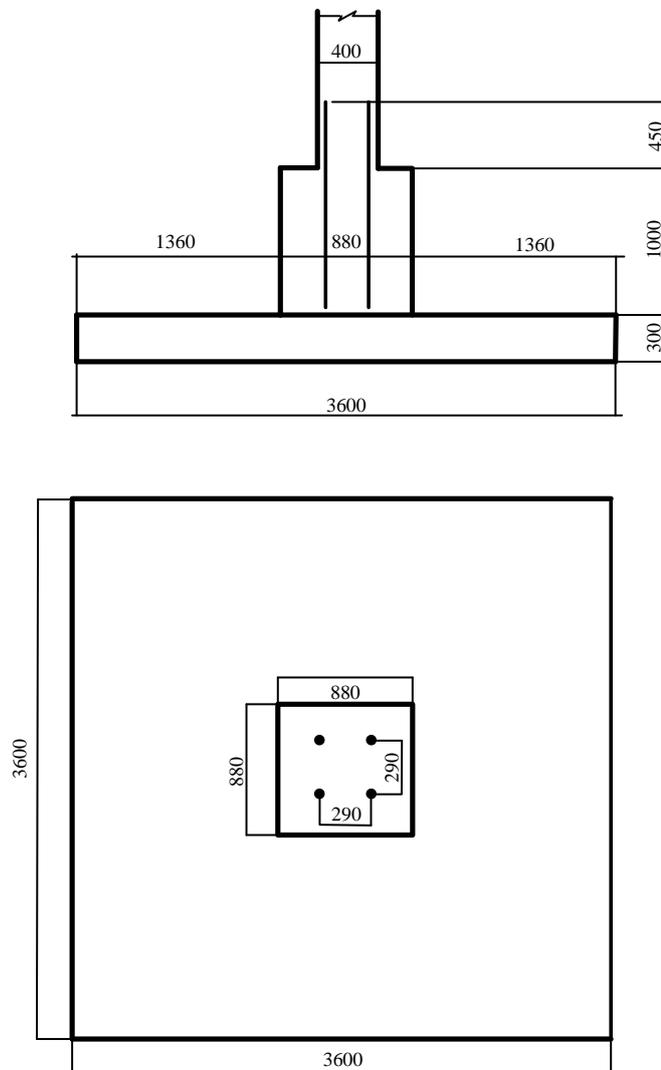


Рис. 3.1 Основные размеры фундамента.

3.4 Расчет осадки фундамента мелкого заложения

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 $h_i \leq 0,4b$. В нашем случае $h_i \leq 0,4 * 3,6 = 1,44 м$. 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.

$$\sigma_{zq0} = 15 * 1,8 + 16,85 * 1,75 = 56,5 кПа;$$

Определяем дополнительное давление в уровне подошвы фундамента

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

$$\text{где } P = \frac{P_{MAX} + P_{MIN}}{2} = \frac{170,4 + 160,6}{2} = 165,5 кПа;$$

$$P_0 = 165,5 - 56,5 = 109 кПа$$

Находим дополнительное давление в характерных точках:

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

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

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

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

Расчет осадки сводится к проверке условия:

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

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

$$\eta = \frac{l}{b} = \frac{3,6}{3,6} = 1$$

Весь расчет сводим в таблицу.

Таблица 3.2 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	h _i , м
0	0	0	1	65,8	109	98,1	6000	1,44
1	1,44	0,8	0,8	90	87,2			
2	2,88	1,6	0,449	114	48,94	68,1	6000	1,44
3	4,32	2,4	0,257	140	28,01	38,5	6000	1,44
						22,7	6000	1,44

$$S = 0,8 \left[\frac{(98,1 + 68,1 + 38,5 + 22,7) * 1,44}{6000} \right] = 0,04 \text{ м} = 40 \text{ мм} \leq S_u = 100 \text{ мм}$$

Условие выполняется.

4 Технология и организация строительства.

					ВКР-2069059-08.03.01.-131141-17	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

4.1 Выбор монтажных кранов по техническим параметрам.

Подбор монтажного крана производится по 3 основным техническим параметрам.

Грузоподъемность крана - Q_m

Вылет стрелы - L_{cm}

Высота подъема крюка крана - H_m

Выполняем расчёт грузоподъёмности крана:

$$Q = Q_{бет} + Q_{стр} + Q_{бадьи};$$

где, $Q_{бет}$ - вес бетона;

$Q_{стр}$ - вес такелажного приспособления;

$Q_{бадьи}$ - вес бадьи.

$$Q = 5 + 0,71 + 0,88 = 6,59 \text{ т.}$$

Находим вылет стрелы крана:

$$L_c = c + b + a/2;$$

где L_c – вылет крюка;

a – ширина подкранового пути;

b – расстояние от оси подкранового рельса до ближайшей выступающей части здания;

c – расстояние от центра тяжести элемента до выступающей части здания со стороны крана.

$$L_c = 28,2 + 8/2 + 4,0 = 36,2 \text{ м.}$$

Высота подъема крюка рассчитывается по формуле:

$$H_m = h_o + h_z + h_y + h_{стр};$$

где, h_o - расстояние от уровня стоянки крана до опоры сборного элемента на верхнем монтажном горизонте.

h_z - запас по высоте (0,5-1 м.)

h_y - высота элемента

$h_{стр}$ - высота такелажного приспособления.

$$H_m = (26,9 + 1,05) + 1 + 1,1 + 4,2 = 34,25 \text{ м.}$$

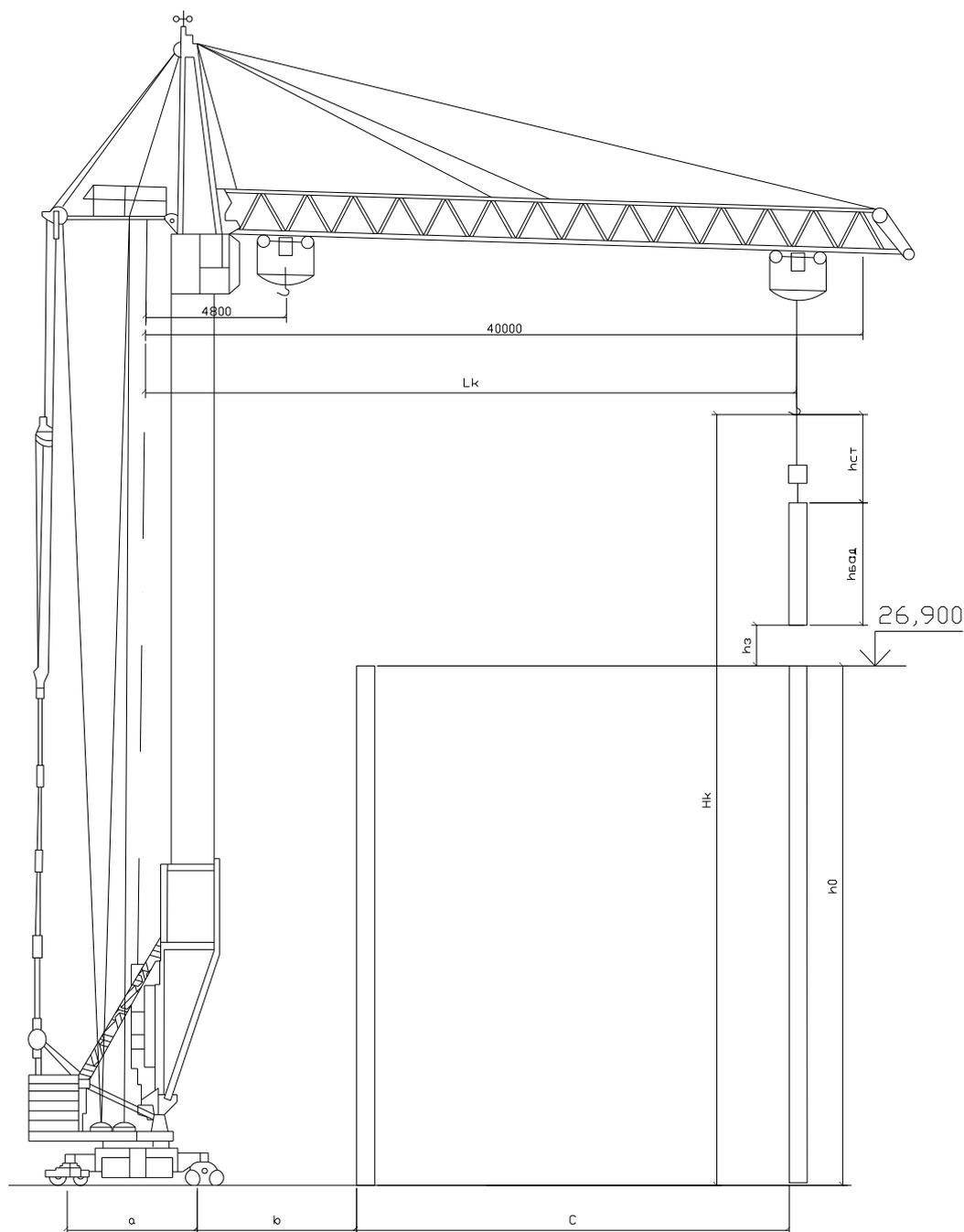


Рис. 4.1 Схема для определения требуемых технических параметров башенного крана.

По полученным характеристикам и исходя из условий строительной площадки подбираем башенный кран КБ –504 с грузоподъемностью 10 т. при максимальном вылете крюка 40 м. Максимальна высота подъема крюка равна 60 м.

4.2. Методы производства СМР.

До начала строительного процесса необходимо выполнить все организационные мероприятия, которые представлены в СНиП 12-01-2004 "Организация строительства".

Работы разделяются на два периода: подготовительный и основной.

Подготовительный период.

Этот период в соответствии со СНиП 12-01-2004 включают в себя следующие работы:

- освоение строй площадки;
- возведение временных зданий и сооружений.

До того как начнутся работы подготовительного периода необходимо получить заказ на ведение работ.

Всем работникам до начала работ необходимо ознакомиться с проектной документацией и методами безопасности при возведении данного здания.

Во время подготовительного периода осуществляются следующие работы по подготовки строительной площадки: очистка территории, геодезическая разбивка, снятие растительного слоя грунта, разработка водоотвода для поверхностных вод.

В это же время к временным сооружениям подводятся: водопровод, канализация, электроэнергия, устраивается временное освещение строительной площадки. Так же на стройплощадку завозится необходимый инвентарь, инструмент, приспособления и механизмы. В тоже время монтируется и испытывается подъёмно-транспортные механизмы.

Основной период.

Весь этап строительства здания разделяется на несколько циклов, который объединяет похожие работы. После этого возникают ряд самостоятельно завершаемых этапов и улучшается формирование

работ рабочими кадрами, обеспечение материалами, конструкциями, механизмами.

В состав основного периода строительства входят два цикла: нулевой, надземный. В каждом цикле работ предусматривается определённая последовательность, при которой рассматривается наибольшее сочетание работ однако, при этом должны соблюдаться все технологии, высокое качество работ и техника безопасности.

Нулевой цикл

В этом цикле подразумевается производство всех работ которые должны быть выполнены ниже проектной отметки 0,000 и подземные работы на площадке.

Нулевой цикл работ включает в себя:

- земляные работы (срезка и вывоз растительного слоя грунта, отрывка котлованов и траншей, устройство водоотводов и дренажей, обратная засыпка пазух фундаментов после монтажа конструкций нулевого цикла).

- монтаж конструкций нулевого цикла (возведение фундаментов, подготовка под полы, устройство гидроизоляции).

Земляные работы.

До начала этих работ необходимо осуществить следующие действия:

- выполнить геодезическую разбивку здания и установить реперы,
- выполнить планировку площадки,
- разработать систему отвода поверхностных вод со стройплощадки.

Снятие почвенно-растительного слоя грунта выполняется бульдозером типа Б10М, поперечными проходками челночным способом с перемещением грунта во временный отвал. При челночном способе наполнение отвала грунтом выполняется передвижение бульдозера вперед, а холостой ход - при движении

бульдозера задним ходом по той же прямой. Для снятия почвенно-растительного слоя необходимо установить нож отвала бульдозера под углом 15° к горизонтальной поверхности.

Для снятия почвено-растительного слоя бульдозеру необходимо выполнить следующие действия:

- привести агрегат к рабочему состоянию;
- срезка грунта;
- подъём и опускание отвала;
- возвращение порожняком.

При выполнении земляных работ с целью разработки котлована под здание используют экскаватор ЭО-3323А, который имеет емкость ковша равную $0,65 \text{ м}^3$, имеющий оборудование “обратная лопата”. Разработка грунта ведётся прохождению поперёк котлована.

Грунт убирается во временный отвал. Часть этого грунта используют при обратной засыпке, остальной грунт отвозят к месту складирования.

Заполнять ковш необходимо за одно набирание на возможно коротком расстоянии. Ковш лудше всего наполнять преимущественно в нижней части забоя, что для того что бы наилучшим образом использовать усилия резания ковша.

Угол поворота платформы у экскаватора при погрузки грунта ковшом в автосамосвал не должен превышать 90° . Место, куда должны установить автосамосвал для погрузки должно быть заранее отмечено вешкой.

Дальнейшая доработка грунта до проектных отметок выполняется вручную.

Монтаж конструкций нулевого цикла.

Монтаж конструкций нулевого цикла начинается после того как завершаться все земляные работы, сделают подъездные дороги и

выполняют разбивку фундаментов на захватки.

При монтаже конструкций нулевого цикла ведутся следующие виды работ:

- монтаж блоков стен подвала,
- устройство монолитных фундаментов стаканного типа под колонны.

Возведение фундаментов выполняется при помощи бетононасоса Камаз 53215, который осуществляет укладку бетона.

После того как выполняют контроль нивелиром отметок дна котлована под фундаменты выполняют проверку разметок осей на обноске, натягивают проволоку по осям и точки их пересечения переносят на дно котлована отвесом, размечают и закрепляют колышками края боковых сторон опалубки, затем устанавливают опалубку в проектное положение. После того как её закрепили происходит проверка правильности установки опалубки. После этого начинают устанавливать арматуру. Затем проверяют правильность её установки и составляют акт на скрытые работы. После того как составят акт начинают бетонирование фундамента. Бетонную смесь периодически уплотняют вибрированием.

Перед тем как начинается монтаж стеновых блоков, здания разбивают на оси и определяют границы стен, которые закрепляют на фундаментах подходящими рисками.

По монтажной схеме размечивают на фундаментах положение с привязкой блоков первого ряда, отмечая места вертикальных осей.

Затем начинают выполнять подготовку рабочего места. Эта процедура включает в себя то, что звеньевой вместе с рабочим доставляют к месту монтажа ящик с инструментами, после этого начинают зачищать поверхность фундаментов от скопившегося на нём мусора доставляют ёмкость с раствором и устанавливают её на расстоянии 2-2,5 метров от стены. Это делается для того чтобы можно

было не перенося ёмкость установить 3-4 блока. Укладка фундаментных блоков первого ряда выполняется по выровненному песчаному основанию толщиной $b=300$ мм.

Установив маячные блоки, натягивают шнур-причалку на расстоянии от 2 до 3 мм от боковой грани и затем крепят этот шнур-причалку скобами к маячным блокам. После этого начинают устанавливать рядовые блоки. Во время опускания блока на место, его направление осуществляется за счет придерживая его за стропы или верхнее боковое ребро.

Контроль положение рядовых блоков осуществляется за счёт шнура-причалки, также можно контролировать по отвесу или за счёт визирования на ранее установленных блоках. Ещё это можно можно выполнять за счёт разметочных рисков на фундаментах. В случае если блок установили в проектное положение, то его перемещение осуществляются с помощью монтажных ломов.

Выравнивание блоков наружных стен подвалов выполняется по плоскости, которая обращена в сторону помещения. Перемещения блоков по растворной постели осуществляется при помощи монтажных ломов. После правильной установки блоков, монтажниками осуществляется процесс его расстроповки, затем мастерком убирают лишней раствор, который выступил за границу горизонтального шва, и укладывают эти остатки обратно в стыки блоков. Затем осуществляется добавление раствора в стык и выполняется его уплотнение. После установки блоков первого ряда производят горизонтальную гидроизоляцию стен из цементно-песчаной раствора В 20 толщиной 20 мм с уплотняющими добавками.

Следующие ряды возводят по той же технологии. На участках стен где целые блоки не раскладываются, их следует заполнить по месту бетоном, так как делать кирпичную кладку запрещено.

После возведения стен подвала выполняют установку арматуры и

опалубки под монолитные колонны. После выполнения установи опалубки выполняют разработку акта на выполнение скрытых работ. Доставка бетонной смеси осуществляется краном в бадьях. После того как составят начинается процесс бетонирование колонн.

Затем выполняют подготовку поверхности под полы фундамента.

Те же самые работы выполняются для устройства монолитной железобетонной плиты. При бетонировании монолитных конструкций применяют два вида вибраторов. Глубинные вибраторы применяются для уплотнения бетонной смеси в колоннах и фундаментах. Поверхностные вибраторы применяются для уплотнения бетонной смеси в плитах перекрытий.

После того, перекрытия будут возведены, выполняется разборка опалубки и начинают делать вертикальную обмазочную гидроизоляцию стен подвала, которые соприкасаются с грунтом. двумя слоями горячей битумно-полимерной гидроизоляционной мастики марки МБПГ.

Затем выполняется обратная засыпка грунта в пазухи фундаментов и осуществляют подсыпку грунта под полы. Все эти работы выполняются экскаватором ЭО-3323А. Затем начинают уплотнять грунт послойно, вся эта работа производится пневмотрамбовками марки ИП – 4503.

Надземный цикл.

Данный цикл включают в себя следующие виды работ:

- устройство монолитного каркаса здания;
- кладку наружных, внутренних стен из блоков газосиликатных;
- кровельные работы;
- цикл послемонтажных работ;
- отделочные работы.

Устройство монолитного каркаса рассмотрено в технологической карте.

Процесс выполнения кладки осуществляется комплексом работ. Работы эти подразделяются на основные и вспомогательные. К основным относятся: кладка блоков и смеси с необходимым перемещением материалов, инструментов и приспособлений в пределах рабочего места, а к вспомогательным установка средств подмащивания и ограждений, транспортировка кладочных материалов на рабочие места. Возведение стен ведётся поточно-расчлененным методом. Для этого бригаде каменщиков выделяют часть здания – захватку, которая потом разбивается на дялнки, закреплённые за отдельными звеньями.

Подача газосиликатных блоков, производится краном КБ-504 и подъёмником ПГМ-7633.

4.3. Технологическая карта на устройство монолитной колонны

4.3.1 Область применения.

Данная технологическая карта разработана на возведение монолитных колонн. Колонны имеют квадратное сечение, размером 400х400мм.

В состав работ, рассматриваемых картой, входят:

- установка арматуры колонн;
- установка веерной опалубки колонн;
- бетонирование и колонны с помощью бетононасоса Камаз 53215
- уход за бетоном;
- демонтаж опалубки колонн.

4.3.2. Организация и технология выполнения работ

4.3.2.1. Определение объёмов работ при устройстве монолитного каркаса.

Объёмы работ принимаем по расчетно-конструктивному разделу
Общая длина стоек поддерживающих опалубку 792м (289шт.).

Объём бетона необходимого для бетонирования:

- монолитных колонн - 176,23 м³.

Количество арматурных изделий:

- 286 каркасов для колонн.

Площадь поверхности бетона соприкасающейся с опалубкой: $S_1 = 5670 \text{ м}^2$

4.3.2.2. Выбор комплекта машин и механизмов для производства работ.

Для подачи бетонной смеси используем бетононасос Камаз 53215 башенный кран КБ-504 используем для подачи арматуры, газосиликата и другого строительного материала.

Для уплотнения бетонной смеси в колонне принимаем глубинный вибратор ИВ-108.

Технические характеристики: Бетононасос КАМАЗ-53215

Максимальная подача бетона на выходе из бетонораспределителя (м.куб./ч)	65
Максимальная высота подачи бетона с помощью бетонораспределительной стрелы (м)	21
Вылет стрелы (м), не менее	19
Подвижность перекачиваемой бетонной смеси (осадка стандартного конуса) (см)	от 6 до 12
Давление на бетонную смесь, развиваемое бетонотранспортным	7

поршнем (Мпа)	
Наибольшая крупность заполнителя (мм)	50
Тип привода	Гидравлический
Диаметр бетоновода (внутренний) (мм)	125
Объем загрузочной воронки (м.куб.)	0,6
Высота загрузки (мм)	1450
Угол поворота бетонораспределительной стрелы (градусы)	В вертикальной плоскости: 90; в горизонтальной плоскости: 355
Масса снаряженного автобетононасоса (кг)	17925
Полная масса (кг), не более	19650
Распределение полной массы (кг)	На переднюю ось: 4420; на заднюю тележку: 15230

4.3.2.3. Указания по производству работ.

Опалубочные работы.

Технологические характеристики веерной опалубки колонн:

Опалубливание колонн осуществляется веерной опалубкой «МОДОСТР». В состав веерной опалубки колонн входят следующие элементы:

- перфорированный опалубочный щит;
- элементы крепления;
- регулируемые подкосы с элементами крепления.

Опалубка обеспечивает высокое качество лицевой поверхности колонны. Телескопические подкосы выполнены трубчатыми и

обеспечивают плавную регулировку вертикальности опалубки. Анкеровка подкосов осуществляется через подпятник и резьбовой анкер непосредственно к перекрытию.

Монтаж опалубки колонны:

Опалубка перемещается с этажа на этаж при помощи монтажного крана КБ-504. Перед установкой опалубки колонны из арматурных стержней свариваются фиксаторы точной установки опалубки колонн. Расстановка опалубки колонн в пределах этажа также производится при помощи монтажного крана. Щиты опалубки закрепляются при помощи винтов. Далее при помощи подпятника и анкерных болтов устанавливаются подкосы для регулирования вертикальности опалубки, с этой целью в плите перекрытия на расстоянии 1200 мм от опалубочного щита перфоратором сверлятся отверстия диаметром 16 мм. Распалубка конструкции производится при помощи монтажного ломика после раскрепления щитов опалубки.

Арматурные работы.

До монтажа арматуры плиты должны быть выполнены следующие работы:

- разбивка осей;
- доставка и складирование в зоне действия монтажного крана необходимого количества арматурных элементов;
- подготовка к работе такелажной оснастки, инструмента и электросварочной аппаратуры;

На строительную площадку арматурные сетки поступают в уже готовом виде. На площадке они складировются на специально заранее подготовленном месте, обозначенном на технологической карте. Соединение арматурных сеток в каркасы производится на строительной площадке с помощью электродуговой сварки. На готовых каркасах краской обозначаются риски для привязки к осям здания. Арматурные сетки устанавливаются в проектное положение

на бетонные подкладки, с учётом защитного слоя, которые остаются после бетонирования в теле конструкции. Верхние сетки армирования плиты укладываются на металлические подставки, также с учётом защитного слоя бетона. Армирование колонн выполняется путём приварки пространственных каркасов к выпускам арматуры до начала монтажа опалубки. Монтаж арматурных элементов производится при помощи крана. Перед установкой арматуры в проектное положение необходимо очистить арматуру от окалины, ржавчины, масла и грязи.

Подача и укладка бетонной смеси в опалубку.

Бетонная смесь доставляется на строительную площадку со специального узла завода ЖБИ. Для доставки её на строительную площадку применяют автобетоносмеситель СБ-92-1А на базе автомобиля КАМАЗ 5511. Доставленную смесь через бетононасос подают к месту укладки.

В опалубку укладывают подвижную бетонную смесь марки ПЗ (осадка конуса 10-15см.)

Подача смеси осуществляется бетононасосом Камаз 53215 для обеспечения требуемой высоты плиты укладываются маячные рейки с прорезями для арматуры. Перерыв между этапами бетонирования (или укладкой слоев смеси) должен быть не более 2-х часов. Бетонная смесь в колонны укладывается слоями 500мм.

Уплотнение бетонной смеси в колонне осуществляется глубинным вибратором ИВ 108. Вибрирование должно осуществляться до выделения цементного молока (30-40 секунд).

4.3.3. Требования к качеству и приёмке работ.

Требования к контролю качества при устройстве плиты и колонны.

Контроль качества монтажных работ осуществляется специальными службами, создаваемыми в строительной организации.

Производственный контроль качества работ включает входной контроль рабочей документации, конструкций, изделий, материалов; операционный контроль отдельных строительных процессов и операций и приемочный контроль монтажных работ.

При операционном контроле следует проверять соблюдение технологии выполнения монтажных работ; соответствие выполняемых работ рабочим чертежам. Результаты операционного контроля должны фиксироваться в журнале работ. При приемочном контроле необходимо производить проверку качества выполненных монтажных работ, а также ответственных конструкций.

Допустимые отклонения от проектных положений осей не должны превышать 1см на 100м ряда.

3.3.4. Ведомость объёмов строительно-монтажных работ

4.3.5. Калькуляция затрат труда, машинного времени и заработной платы.

Табл. 4.3 Калькуляция затрат труда и машинного времени

№ п/п	Обоснование	Наименование работ	Ед. изм.	Объем	Норма времени чел-ч маш-ч	Состав звена			Затраты труда а чел-ч маш-ч
						Профессия	Разряд	Кол-во	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Е 6-57-1	Установка каркасов колонн, массой одного элемента до 100 кг	т.	16,24	37,56 0,61	Арматур-к Арматур-к Машинист	4 2 6	2 3 1	609, 97 9,91
2	Е 6-76-1	Монтаж веерной опалубки "модостр" для	100 м ²	14,5824	71,11 19,84	Плотник Плотник	4 3 6	2 3 1	103 6,9 289,
									Лист

		устройства монолитных прямоугольных колонн с подачей на высоту до 12м				Маш-т			3
4	Е 6-55- 6	Установка каркасов и сеток в перекрытиях, массой одного элемента до 200 кг	т.	420,06	8,32 0,88	Арматур-к Арматур-к Машинист	4 2 6	2 3 1	349 4,9 369, 7
5	Е 6-14- 4	Устройство колонн железобетонных из бетона класса В20 в деревянной опалубке высотой до 4 м, периметром до 2 м	100 м ³	1,7623	1508,0 182,86	Бетонщик Бетонщик Машинист	4 2 6	2 3 1	265 7,6 322, 3
8	Е 6-77- 1	Демонтаж веерной опалубки "модостр" для устройства монолитных прямоугольных колонн	100 м ²	14,5824	22,71 10,65	Плотник Плотник Маш-т	4 3 6	2 3 1	331, 2 155, 3
Итого:									268 91,8 7 169 9,71

4.3.6. Материально-технические ресурсы.

4.3.6.1. Ведомость потребности в материалах, полуфабрикатах, изделиях.

Табл. 4.4 Ведомость потребности в материалах, полуфабрикатах, изделиях.

№ п\п	Наименование материала, изделия	Наименование и обозначение нормативно-технического документа	Ед. изм.	Кол - во
Установка каркасов колонн				
	Проволока арматурная из низкоуглеродистой стали	Е 6-57-1	т.	0,3118
	Арматура периодического профиля А400		т.	16,24
Монтаж вверной опалубки колонн				
	Электроды диаметром 4 мм э42	Е 6-76-1	т.	0,0268
	Кислород технический газообразный		м ³	26,2483
	Пропан-бутан технический		кг.	3,9372
	Сверла спиральные с цилиндрическим хвостовиком		шт.	22
	Щиты опалубки		м ²	243,04
	Гвозди строительные с конической головкой 3x70 мм	Е 6-67-1	т.	0,051
	Гвозди тарные круглые 2.0x40 мм		т.	0,017
	Лента полиэтиленовая с липким слоем		кг.	5,103
	Щиты опалубки		м ²	945
	Проволока арматурная из низкоуглеродистой стали	Е 6-55-6	т.	8,0652
Бетонирование колонн				
	Бетон тяжелый	Е 6-14-4	м ³	178,8734

4.3.6.2. Ведомость потребности в машинах, механизмах, инструменте, приспособлениях.

Табл. 4.5 Ведомость потребности в машинах, механизмах, инструменте, приспособлениях.

№	Наименование машин, оборудования, инвентаря и приспособлений	Ед. изм	Марка, № чертежа	Кол-во	Техническая характеристика
1	Башенный кран	шт.	КБ-504	1	L _{ст} =40м, H _к =60м.
2	Бетононасос	шт.	Камаз	1	60(м.куб.час)
3	Автобетоносмеситель	шт.	Камаз	3	4 м ³
4	Глубинный вибратор	шт.	ИБ-108	1	-
5	Виброрейка	шт.	СО-47	2	L=1,2м.
6	Трансформатор сварочный	шт.	ТСМ – 250	2	-
7	Пила-ножовка поперечная	шт.	-	-	-
8	Топор	шт.	-	1	Масса 1,97 кг.
9	Клещи 250	шт.	-	-	--/--
10	Четырехветвевой строп	шт.	-	3	Груз-ть 10т.
11	Бункер унифицированный	шт.	-	3	2 м ³
12	Хобот	шт.	-	1	-
13	Траверса для монтажа армат. сеток	шт.	-	1	-
14	Молоток плотничный	шт.	-	2	-
15	Ключ гаечный разводной	шт.	-	2	-
16	Щётка металлическая	шт.	-	2	Масса 0,26 кг.
17	Лом	шт.	-	2	-
18	Кувалда	шт.	-	2	Масса 6 кг.
19	Кельма	шт.	-	5	-
20	Отвес	шт.	-	2	Масса 0,2 кг.
21	Уровень	шт.	-	2	Масса 0,22 кг.
22	Рулетка	шт.	-	2	Масса 0,04 кг.
23	Метр складной	шт.	-	2	Масса 0,2 кг.
24	Нивелир	шт.	-	1	-
25	Теодолит	шт.	-	1	-
26	Лестница деревянная	шт.	-	3	Высота 2,5 м.
27	Трапы деревянные	шт.	-	2	-

28	Шаблоны для установки арматуры	шт.	-	1	-
29	Лопата совковая	шт.	-	5	Масса 2,2 кг.
30	Лопата штыковая	шт.	-	4	Масса 2,2 кг.
31	Рейка деревянная	шт.	-	3	Высота 3 м.

4.3.7. Техничко-экономические показатели.

Продолжительность работ в днях, $t_{дн.} - t_{дн.} = 94$ дн.

Затраты машинного времени, $T_{маш.-см.} - Tu = 71$ маш.смен.

Общая трудоемкость работ, $T_{чел.-дн.} - Tu = 210$ чел.дн.

Трудоемкость на единицу продукции, $T_{чел.см./м^3}$

- при устройстве каркаса:

$$T_e = \frac{\sum T_{общ.}}{V_p}; \frac{чел.-дн.}{м^3},$$

где $\sum T_{об.каркаса.}$ - общая трудоемкость всех работ при устройстве каркаса чел.-дн/м³;

V_p - объем работ, м³.

$$T_e^{пл.} = \frac{\sum T_{общ.}}{V_p} = \frac{210}{1310,23} = 0,161, \frac{чел.-дн.}{м^3}$$

Выработка на 1 чел. - день; м³/ч-дн

- при устройстве каркаса:

$$B_e^к = \frac{V_p}{\sum T_{общ.каркаса.}}$$

где V_p - объем работ, м³.

$\sum T_{об.каркаса.}$ - общая трудоемкость всех работ при устройстве каркаса чел.-дн/м³;

$$B_e^к = \frac{V_p}{\sum T_{общ.каркаса.}} = \frac{1310,23}{210} = 6,24, \frac{м^3}{чел.-дн.}$$

4.4. Расчет элементов строй генплана.

4.4.1. Расчет численности персонала строительства.

В списочный состав работающих на строительстве включаются рабочие, принимающие непосредственное участие в строительном-

монтажном процессе (основной состав), а также в транспортных и обслуживающих хозяйствах (неосновной состав).

Основанием для расчета состава персонала является общий график движения рабочих (основной состав). Численность рабочих неосновного производства по обслуживанию погрузочно-разгрузочных операций и прочих работ принимаем 20% расчетного количества основного состава.

При расчете необходимо учитывать количество рабочих основного производства в наиболее многочисленную смену, принимая при этом численность инженерно-технических работников и младшего обслуживающего персонала соответственно 6% и 4% от суммы рабочих основного и неосновного производства.

Общая численность персонала, занятого на строительстве в смену:

$$N_o = (N_{\text{осн}} + N_{\text{неосн}} + N_{\text{моп}} + N_{\text{итр}}) \cdot K_o, \text{ где}$$

$$N_{\text{неосн}} = 0,2 \cdot N_{\text{осн}} = 0,2 \cdot 22 = 5 \text{ чел};$$

$$N_{\text{итр}} = 0,06 \cdot (N_{\text{осн}} + N_{\text{неосн}}) = 0,06 \cdot (22 + 5) = 2 \text{ чел};$$

$$N_{\text{моп}} = 0,04 \cdot (N_{\text{осн}} + N_{\text{неосн}}) = 0,04 \cdot (22 + 5) = 2 \text{ чел};$$

$K_o = 1,06$ – коэффициент, учитывающий отпуска, болезни, выполнение общественных обязанностей;

$$N_o = (22 + 5 + 2 + 2) \cdot 1,06 = 33 \text{ чел.}$$

4.4.3. Инвентарные здания.

Основанием для выбора номенклатуры и расчета потребности в площадях инвентарных административных и бытовых временных зданий являются продолжительность строительства данного объекта и общая численность персонала строительства.

На основании установленной потребности в площадях осуществляется выбор типа инвентарных зданий. Результаты расчета сводятся в таблицы.

Таблица 4.6 Расчет инвентарных зданий.

Наименование инвентарных зданий	Численность персонала	Норма на 1 человека		Расчетная площадь, кв. м
		Единица измерения	Величина показателя	
1	2	3	4	4
Контора строительства	4	м ²	4	16
Диспетчерская	1	м ²	7	7
Гардероб	33	м ²	0,6	46,2
Умывальная	33	чел. на 1 мойку	7	11 моек
		м ² на 1 мойку	1,5	16,5
Душевая	33	чел. на 1 душевую сетку	8	10
		м ² на 1 сетку	3	30
Туалет	33	чел. на 1 унитаз	15	6 чаш
		м ² на 1 унитаз	3	18
Столовая	33	м ²	0,25	19,25
Медпункт	33	м ²	12	12
Комната отдыха	33	м ²	0,75	57,75
Помещение для обогрева рабочих	33	м ²	0,1	7,7
Помещение для сушки одежды	33	м ²	0,2	15,4

Поскольку данный объект возводится в стеснённых условиях, а также по противопожарным нормам (размещение временных зданий и сооружений ближе, чем на 18 м от строящихся и других зданий строго запрещается), временные инвентарные здания не проектируем. Требуемая площадь бытовых помещений по проекту – 127,75 м².

Таблица 4.7 Экспликация инвентарных зданий

Наименование инвентарного здания	Расчетная	Размеры в плане,	Количество	Принятая площадь	Конструктивные	Используемые
----------------------------------	-----------	------------------	------------	------------------	----------------	--------------

	площадь, м ²	м	зданий	м ²	характерист ики	проект
Контора начальника участка	16	4×3	2	24	контейнер	420-04-10
Комната отдыха	57,75	9×3	3	81	передвижно й	ГОСС К-4
Душевая 4 сетки	30	3,1×8,5	2	52,7	контейнер	ПД-4
Помещение для обогрева	7,7	2,7×5,0	1	13,5	контейнер	494-4-09
Гардероб с сушилкой	61,6	6,7×3	4	80,4	контейнер	31315-1
Туалет	18	2,4×3	3	21,6	Сборно- разборный	420-11-11
Комната для приема пищи; медицинская комната	31,25	9×3	2	54	Контейнер металличес кий	-

4.4.4. Организация складского хозяйства.

Тип и размер складов определяются количеством минимально необходимого запаса строительных конструкций, деталей и материалов, видом транспортных средств, нормами складирования на 1 м² площади склада и размерами стройплощадки.

Среднесуточную потребность в материалах данного вида определяем по формуле:

$$Q_{сут} = Q / T,$$

где Q – количество материала, потребного для выполнения заданного объема работ;

T – продолжительность выполнения работ.

Расчетный запас материалов, подлежащих складированию на стройплощадке, определяем по формуле:

$$Q_p = Q_{сут} \cdot n \cdot K_1 \cdot K_2,$$

где n - норма запаса материала на складе, дн.;

$K_1 = 1,2-1,4$ – коэффициент неравномерности потребления материалов;

$K_2 = 1,1-1,3$ – коэффициент неравномерности поступления материалов.

Полезную площадь складов (без проходов и проездов) определяем по формуле (в м²):

$$S_{пол} = Q / q ,$$

где q – норма складирования материалов на 1 м² площади склада.

Полная расчетная площадь склада:

$$S_{расч} = S_{пол} / K_3 ,$$

где K_3 – коэффициент использования площади склада; зависит от вида склада.

Данные для расчетов приводятся в приложении 5 /26/.

На основании расчета составляется экспликация складов.

Таблица 4.8 Расчет площадей складов.

Материалы и изделия, хранящиеся на складе	Ед. изм.	Потребность в материалах		Коэф фицие нт нерав номер ного потре блиени я матер иалов	Коэф фицие нт нерав номер ного посту плени я матер иалов	Запас материалов		Норма хране ния 1 м ² площа ди склада	Полез ная площа дь склада	Коэф фицие нт испол ьзован ия площа ди склада	Расче тная площ адь склад а
		общая	средне суточная			норма запаса	расчетный запас				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Фундамент блоки	шт	399	34	1,3	1,1	2	97,24	1,5	64,83	0,6	108,04
Арматура	т	444,677	4,83	1,3	1,1	4	27,63	1,2	23,03	0,8	28,78
Блоки газосиликат	м ³	1586,0	26,43	1,3	1,1	3	113,39	2,5	45,35	0,8	56,69
Щебень	м ³	48,132	12,033	1,3	1,1	2	34,41	1,5	22,94	0,6	38,24
Песок	м ³	146,39	2,185	1,3	1,1	2	6,25	1,5	4,17	0,6	6,94

Площадь навесов для складирования рулонных материалов, плитки определяем по укрупненным показателям согласно приложению 6 /26/.

Полная расчетная площадь навесов для хранения рулонных, кровельных материалов и плитки составляет:

$$S_{рас} = (V_{см}/1000) \cdot 1,9 = (20232/1000) \cdot 1,9 = 38,44 \text{ м}^2,$$

где $V_{см}$ – строительный объем здания.

Таким же образом определяем площади навесов:

– для складирования оконных и дверных блоков и других столярных

изделий:

$$S_{рас} = (V_{см}/1000) \cdot 0,4 = (20232/1000) \cdot 0,7 = 14$$

– для складирования мастик, битумов, топлива:

$$S_{рас} = (V_{см}/1000) \cdot 0,7 = (20232/1000) \cdot 0,7 = 14$$

– для расположения подъемно транспортного оборудования:

$$S_{рас} = (V_{см}/1000) \cdot 0,5 = (20232/1000) \cdot 0,6 = 12,14 \text{ м}^2;$$

Площадь закрытых складов для складирования отделочных, теплоизоляционных материалов, а также строительного инвентаря определяем по той же методики, что площадь навесов (по приложению 6 /26/):

– для складирования и хранения антисептиков, красок, олиф (отапливаемые в зимнее время):

$$S_{рас} = (V_{см}/1000) \cdot 1,0 = (20232/1000) \cdot 1,0 = 20,232 \text{ м}^2;$$

– для складирования и хранения пакли, теплоизоляционных материалов, инструмента, гвоздей, шурупов и т.д.:

$$S_{рас} = (V_{см}/1000) \cdot 1,2 = (20232/1000) \cdot 1,2 = 24,28 \text{ м}^2$$

- для хранения строительного инвентаря:

$$S_{рас} = (V_{см}/1000) \cdot 0,15 = (20232/1000) \cdot 0,2 = 4,05 \text{ м}^2;$$

По приложению 3/26/ выбираем типовые размеры навесов и закрытых складов. Экспликация инвентарных зданий для складов приведена в таблице 5.6

Таблица 4.9 Экспликация складов

Вид склада	Площадь склада, м ²		Размеры в плане, м	Способ хранения
	расчетная	принятая		
1	2	3	4	5
Откры	108,04	120	6×10 6×10	в пакетах в поддонах
Навес	19,22	24	6×4	-
Закрытый склад	22,20	30	3×10	в штабелях

Ведомость требуемых ресурсов

№	Обоснование ТЕР Наименование работ	Объем		Сметная стоимость		трудоемкость чел./ч		Состав звена			Потребность в механизмах, маш./ч			Потребность в материалах, изделиях, конструкциях				Заработная плата	
		Единицы измерения	Кол-во	за единицу, руб.	Всего, руб.	На единицу	Всего чел./ч	Профессия	разряд	Кол-во чел.	Наименование механизма	Единицы измерения	Всего	Наименование	Единицы измерения	На единицу	Всего	На единицу	всего
1	2 3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
1	Срезка растительного грунта 01-01-036-03	1000 кв м	1,39	26,88	37,36	0,19	0,26	Машинист	6	1	Бульдозер	0,19	0,26	-	-	-	-	2,49	3,46
2	Разработка грунта 2 группы с погрузкой на автомобили самосвалы экскаватором 01-01-012-03	1000 куб м	3,33	451,097	1502,155	36,7	122,21	Машинист	6	1	Экскаватор	15,92	53,01	-	-	-	-	442,58	146,051
3	Устройство монолитных железобетонных фундаментов 06-01-005-04	100 куб м	2,69	904,244	2432,4174	479,21	1289,07	Машинист Бетонщик Плот	6 4 3	1 1 1	Кран Установка для сварки Вибратор	23,68	63,69	Арматура Бетон Опалубочные щиты	т м ³	10,43	28,057	453,6	122,018

4	Устройство стен подвалов и подпорных стен 06-01-003-01	10 0 кв м	1. 86	118 574. 56	2205 48,76	322. 56	599,9 6	Машинист Бетонщик Плотник			-	-	-	-	-	-	-	312 9	581 9,94
5	Устройство боковой и горизонтальной гидроизоляции 08-01-006-01	10 0 кв м	1. 35	127 21,7 7	1717 4,39	8,62	11,64	Гидроизолятор онщик	4	3	-	-	-	Раствор	Кубом	2. 5	3, 38	248 ,61	355, 62
6	Утепление стен подвала и устройство защитной мембраны 08-01-004-02	10 0 кв м	3, 72	655, 28	2474, 84	8,62	32,07	Гидроизолятор онщик	3 2	1 1	-	-	-	Пенополистирол	Квм	1 0 0	37 2	66, 61	247, 79
7	Устройство железобетонных колон 06-01-026-04	10 0 ку б м	2, 16	160 827. 06	3473 86,45	1670 .08	3471, 29	Машинист Бетонщик Плотник	6 4 3	1 1 1	Кран Установка для сварки	28 9.4 1	62 5,1 3	Арматура Бетон Опалубочные щиты	т	1 7 9. 0 1	38 6, 66	146 03. 84	315 44,2 9
8	Обратная засыпка грунта с уплотнением	10 0 ку	2, 89	428, 74	1239, 06	15,5 7	44,99	Землекоп Маш	3 4	1 2	Компрессор Пневмот	15. 22	43, 99	-	-	-	-	133 .6	386, 104

	пневмотрамбовка ми 01-02-005-01	б м						инис т			рамбовк а								
9	Устройство стен и перегородок 06-01-030-09	10 0 ку б м	16 ,6 5	894 82,9 4	1489 890,9 5	929, 18	15470 ,85	Маш инис т Бето нщи к Плот ник	6 4 3	1 1 1	Кран	48, 33	79 9,8 6	Арматура Бетон Опалубочны е щиты	Ку б м			802 0,1 7	133 535, 83
1 0	Устройство перекрытия 06-01-041-01	10 0 ку б м	16 ,2 3	894 82,4	1489 890,9 5	929, 18	15470 ,85	Маш инис т Плот ник	6 3	1 1	Кран	48, 33	79 9,8 6	Арматура Бетон	Ку б м	1 2 3, 1 9	19 99 ,3 7	836 7,2 5	135 800, 83
1 1	Устройство крыши из черепицы 08-02-001-01	1 ку б м	13 ,8 7	926. 32	1480 63	5.8	928	Маш инис т Каме нщи к	6 4	1 2	Кран	0.4 5	22 1.4	Металочереп ица	10 00 шт Ку б м	0. 4 0. 2 4	64 38 .4	48. 88	782 0.8
1 2	Монтаж лестничных маршей 07-01-047-03	12 шт	0, 36	155 42	5595, 12	430. 8	284,3 3	Маш инис т Мон тажн ик	6 4 3 2	1 2 1 1	Кран	82. 25	29, 61	Раствор	Ку б м	0. 6	0, 22	381 1	137 1,96
1 3	Установка кровли 12-01-001-02	10 0 кв	4, 57	802 5.54	1113 14,24	28.7	398,0 7	Кров ельщ ик	4 3	1 1	Кран	0.4 3	5,9 6	Масттика	Ку б м	3 8. 1	52 9, 14	265 .12	367 7,21

		М													5				
14	Устройство примыкание кровли к парапетам 12-01-004-02	100М	2,3	10935,84	25152,66	47,99	110,38	Кровельщик	4	1	Кран	5,09	11,71	Мастика	Кубм	252,61	580,99	327,32	752,84
15	Установка окон, дверей 09-04-010-02	100квм	11,84	3000	35500	339,6	40242,6	Машинист монтажник	643	111	Кран	48,54	5751,99	Пластик	Квм	100	1185	631,1	74785,35
16	Остекление 15-05-003-09	100квм	10,59	1228,93	13013,37	97,69	10345,37	Стекольщик	4	1	-	-	-	Стекло	Квм	100	1059	807,79	85544,96
17	Оштукатуривание 15-02-001-01	100квм	36,53	1787,24	65287,89	73,66	2690,79	Штукатур	4	5	-	-	-	Раствор	Кубм	224	81,83	686,8	25088,81
18	Окраска 15-04-012-01	100квм	33,67	2254,96	75924,51	14,51	488,55	Малляр	2	1	-	-	-	Краска	т	023	077	126,92	4273,39
19	Устройство полов 11-01-014-002	100квм	83,25	10896,5	907133,63	33,5	2788,88	Облицовщик Плиточник	43	11	-	-	-	Бетон	Квм	100	8325	450,62	

5 Экономика строительства.

					ВКР-2069059-08.03.01.-131141-17	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

5.1 Определение сметной стоимости объекта

Показатель сметной стоимости (цены) - один из важных, характеризующих экономичность проектного решения и определяющих сумму средств (инвестиций) на реализацию проекта. Цена строительства является предметом проведения подрядных торгов (тендеров), переговоров заказчика с подрядчиком, инвестиционных конкурсов, является основой при заключении контракта, финансировании, расчетах и т. д. Таким образом, достоверность определения сметной стоимости приобретает первостепенное значение для всех сторон, участвующих в строительстве.

Из состава сметной документации в данном дипломном проекте рассчитываются локальная смета на общестроительные работы, объектная смета и сводный сметный расчет стоимости строительства. Стоимостные показатели даны в базисных ценах на 01.01.2001г. для районов I зоны строительства (г. Пенза), при строительстве в других районах Пензенской области применять поправочные коэффициенты по сборнику ТСЦм-2001.

5.2 Локальная смета

Локальные сметы - это сметы на отдельные виды работ. Они составляются по ТЕРам-2001 года на основе ведомости подсчета объемов работ по каждому виду СМР и отдельным элементам зданий и сооружений. Из ТЕРов выбираются составляющие прямых затрат и группируются по следующим графам: всего прямые затраты, основная зарплата, эксплуатация машин и механизмов, в том числе зарплата машинистов и трудозатраты на единицу измерения. Умножением соответствующих граф на объем СМР получают соответствующие затраты на весь объем выполняемых работ. Далее осуществляют суммирование всех затрат и определение накладных расходов, сметной прибыли и сметной стоимости в ценах 2001 года. Перевод в текущие цены 2012 года осуществляется путем умножения на коэффициент удорожания $K=5,74$.

5.3 Сводный сметный расчет стоимости строительства

Главное внимание необходимо уделить определению затрат по главе 2 «Основные объекты строительства». Для этой цели используются данные титульного списка стройки и укрупненные нормативы сметной стоимости. Затраты по главе 3 «Объекты подсобного и обслуживающего назначения» определяются сметными расчетами в соответствии с проектными данными. Главы 4-6. Определение сметной стоимости здесь требует специального расчета. Определяется количество инженерных коммуникаций в натуральных показателях, а затем – сметная стоимость. Затраты по главе 7. «Благоустройство и озеленение территорий» рассчитываются аналогично главе 6 по нормативам. Главы 8, 9, 10 принимаются по нормативам. Главы 11 и 12 принимаются по нормативам.

В сводном сметном расчете показываются итоги по каждой главе и суммарно по главам 1-7, 1-8, 1-9, 1-12.

За итогом 12 глав начисляется резерв средств на непредвиденные работы и затраты. Величина резерва для объектов жилищно-гражданского назначения принимается в размере 2 % , производственных зданий – 3 % от итога по 12-м главам. Общая сумма выносится в титул сводного сметного расчета. После итога сметы указываются возвратные суммы от реализации или дальнейшего использования материалов, получаемых при разборке временных зданий и сооружений. Эта величина составляет 15% от суммы главы 8.

5.4. Годовые эксплуатационные расходы

Затраты по эксплуатации объектов представляют собой себестоимость годового объема продукции (работ, услуг), в том числе по содержанию непосредственного объекта [13].

Расчет текущих затрат ведется по номенклатуре статей технологической части проекта производственного объекта или по жилым и общественным зданиям. Однако в курсовом и дипломном проектировании рассчитывается не полная себестоимость продукции (работ, услуг), а

только те затраты, которые зависят от объемно-планировочных, конструктивных решений, затрат на содержание необходимого персонала, а также расходов на санитарно-гигиеническое обслуживание объектов. Это достаточный перечень при оценке проектных решений и сравнений вариантов.

1) Содержание и ремонт здания: $12,42 * \text{Собщ} * 12 = 12,42 * 11034 * 12 = 1644507,360$ руб/год

2) Отопление: $22,771 * \text{Собщ} * 6 = 22,771 * 11034 * 6 = 1544420,304$ руб/год

3) Холодное водоснабжение: $14,27 * Q * N * 12 = 14,27 * 1,0 * 400 * 12 = 68496,0$ руб/год

4) Горячее водоснабжение: $80,19 * Q * N * 12 = 80,19 * 0,3 * 400 * 12 = 115473,6$ руб/год

5) Водоотведение: $9,47 * Q * N * 12 = 9,47 * 1,3 * 400 * 12 = 59092,8$ руб/год

6) Электроснабжение: $2,2 * Q * N * 12 = 2,2 * 20 * 400 * 12 = 211200,0$ руб/год

7) Хоз. свет: $0,06 * \text{Собщ} * 12 = 0,06 * 11034 * 12 = 7944,48$ руб/год

8) Интернет, телефон: $600 * \text{Ноф} * 12 = 600 * 50 * 12 = 360000,0$ руб/год

9) Уборка территории $6000 * \text{Нраб} * 12 = 6000 * 10 * 12 = 720000,0$ руб/год

Общая сумма на эксплуатацию равна 4731134,544 руб/год

5.6. Техничко-экономические показатели объекта строительства

№ п/п	Наименования показателей	Ед.измерения	Кол-во	Примечание
-------	--------------------------	--------------	--------	------------

I) Показатели сметной стоимости строительства

№ п/п	Наименование показателей	Ед.измерения	Кол-во	Примечание
1	На 1 м ² общей площади: 537160,158/14809,4	Тыс.руб	36,27	См ст-ть /

				$S_{\text{общ}}$
2	На 1 m^2 офисной площади: 537160,158/11034	Тыс.руб	48,68	См ст-ть / $S_{\text{офис}}$
3	Затраты на инженерное оборудование и территории: 18587,090+22127,488	Тыс.руб	40714,578	Гл.6+7 ССР
4	На 1 m^2 общей площади: 40714,578/14809,4	Тыс.руб	2,749	
5	На 1 m^2 офисной площади: 40714,578/11034	Тыс.руб	3,690	

II) Показатели эксплуатационных (текущих) затрат

№ п/п	Наименование показателей	Ед.измерения	Кол-во	Примечание
1	Содержание и ремонт	руб/год	1644507,36	
2	Затраты на эксплуатацию систем инженерного оборудования зданий: -отопление -водоснабжение(х/в) -водоснабжение(г/в) -водоотведение -свет (Эл.снаб) -хоз.свет -интернет, телефон -уборка территории	руб/год	1544420,3 68496,0 115473,6 59092,8 211200,0 7944,48 360000,0 720000,0	
3	Всего текущих затрат (п. 1-2)	руб/год	4731134,544	

Объектная смета

на строительство

Сметная стоимость **425528,609** тыс.руб.

Средства на оплату труда **94500,528** тыс.руб

Расчетный измеритель единичной стоимости **25,796** тыс. руб/м²

Составлена в ценах на 2001 г.

№ п/п	Номера смет и расчетов	Работы и затраты	Сметная стоимость, тыс. руб.				Средства на оплату труда, тыс.руб.	Показатели единичной стоимости, тыс. руб.
			С М Р	оборудования, мебели, инвентаря	прочих затрат	Всего		
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Локальная смета №1	Общестроительные работы:	58404,545	7008,545	584,045	65997,135	19799,141	25,796
Санитарно-технические работы								
2	Укрупненный показатель	Отопление-6,2%:0,062*65997,135	4091,822	491,017	40,918	4623,757	1387,127	1,807
3		Вентиляция-7,1%:0,071*65997,135	4685,797	562,296	46,858	5294,951	1588,483	2,069
4		Внутренний водопровод-1,2%:0,012*65997,135	791,956	95,036	7,919	894,911	268,473	0,349
5		Канализация -1,35%:0,0135*65997,135	890,961	106,915	8,909	1006,786	302,036	0,391
6		Итого по сан-тех. работам	10460,536	1255,264	104,604	11814,425	3546,119	4,651
7		Накладные расходы: 128% от зар.платы:1,28*3546,119	4539,032	-	-	4539,032	-	-
8		Сметная прибыль-83%:0,83*9546,119	2943,279	-	-	2943,279	-	-

9		Всего по сан-тех. работам	17942,847	1255,264	104,604	19296,736	3546,119	4,651
1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	Укруп- ненный показатель	Электроосвещение здания-1,25 %: 0,0125*65997,135	824,961	98,996	8,249	932,207	279,662	0,364
11		Накладные расходы: 105% от зар.платы: 1,05*279,662	293,645	-	-	293,645	-	-
12		Сметная прибыль-60%: 0,6*279,662	167,797	-	-	167,797	-	-
13		Всего по электроосвещению	1286,403	98,996	8,249	1393,649	279,662	0,364
Слаботочные устройства								
14	Укруп- ненный показатель	Устройство телефонизации здания: 28,23 руб.*стр. V _{зд} *10 ⁻³	323,798	38,857	3,238	365,892	109,768	0,143
15		Устройство радификации здания: 22,86 руб.*стр. V _{зд} *10 ⁻³	262,204	31,465	2,662	296,291	88,887	0,116
16		Итого слаботочные устройства	586,002	70,332	5,86	662,183	198,655	0,259
17		Накладные расходы: 100% от зар.платы: 1*198,665	198,665	-	-	198,665	-	-
18		Сметная прибыль-65%: 0,65*198,655	129,126	-	-	129,126	-	-
19		Всего слаботочные устройства	913,783	70,332	5,86	989,364	198,665	0,259
ВСЕГО ПО ОБЪЕКТУ			20143,033	1424,952	118,713	21680,349	4024,446	5,272

Министерство, ведомство _____
 Главное управление _____
 Утвержден _____
 Сводный сметный расчет в сумме **28520,393** тыс.руб.
 В том числе возвратных сумм **52,726** тыс.руб.

(ссылка на документ об утверждении)

“ ___ ” _____ 2017 __ г.

Сводный сметный расчет стоимости строительства

Составлен в ценах 2001 г.

№ п/п	Номер смет и расчетов	Наименование глав, объектов, работ и затрат	Сметная стоимость, тыс.руб.			Общая сметная стоимость, тыс.руб
			СМР	Оборудования и приспособлений	Прочие затраты	
1	2	3	4	5	6	7
Глава 1. Подготовка территории строительства						
1	Сметный расчет №1	Отвод территории строительства(0,4%):209,448*0,004	-	-	8,378	8,378
2	Сметный расчет №2	Подготовка территории строительства (2%):*0,02	437,442	-	-	437,441
		Итого по главе 1	437,442	-	8,378	481,819
Глава 2. Основные объекты строительства						
3	Объектная смета №1	Здание банка «Кузнецкий»	20143,033	2417,164	201,431	22761,627
Глава 3. Объекты подсобного и обслуживающего назначения						
4	Сметный расчет №3	Объекты подсобного и обслуживающего назначения(4%):0,04*глава 2	805,721	96,687	8,057	910,465
		Итого по главам 2-3	20948,754	2513,851	209,448	23672,092
Глава 6. Наружные сети и сооружения водоснабжения, канализации и газоснабжения						
5	Сметный расчет №4	Наружные сети и сооружение водоснабжения, канализации и газоснабжения (4,2%):0,042*итого 2-3	879,848	105,582	8,798	994,228

Глава 7. Благоустройство и озеленение территории						
6	Сметный расчет №5	Благоустройство территории(5%):0,05*23672,092	1183,605	-	-	1183,605
		Итого по главам 1-7	23449,649	2619,443	226,624	26331,744
Глава 8. Временные здания и сооружения						
7	Сметный расчет №6	Временные здания и сооружения (1,5%):0,015*	351,745	-	-	351,745
		Итого по главам 1-8	23801,394	2619,443	226,624	26683,489
Глава 9. Прочие работы и затраты						
8	Сметный расчет №7	Дополнительные затраты на производство работ в зимнее время(2,5%):0,025*23801,339	595,033	-	-	595,033
	Итого 1-9	Итого по главам 1-9	24397,427	2619,443	226,624	27278,522
Глава 12. Проектные и изыскательские работы для типовых объектов						
9	Сметный расчет №8	Проектные и изыскательские работы:0,03*27278,522	-	-	818,356	818,356
		Итого по главам 1-12	24397,427		1044,980	28106,878
		Резерв средств на непредвиденные расходы(1,5%):0,015*итого1-12	365,941	43,915	3,659	413,515
		Итого по главам 1-12+резерв	24763,368	2663,358	1048,639	28520,393
		Возвратные суммы (15% от главы 8):0,15*6645,387 (временные здания и сооружения)	52,762	-	-	52,762

6 Вопросы экологии и безопасность жизнедеятельности.

					ВКР-2069059-08.03.01.-131141-17	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

6.1. Введение

До начала строительства объекта выполняются следующие общеплощадочные подготовительные работы:

1. ограждение территории стройплощадки;
2. размещение санитарно-бытовых помещений за пределами опасных зон;
3. устройство временных дорог и подъездных путей;
4. устройство освещения, электроснабжения и других инженерных коммуникаций;
5. устройство площадок складирования.

Безопасность решений при строительстве объекта в ПОС и ППР обеспечивается за счет выполнения следующих условий:

- сокращения объемов работ, выполняемых в условиях действия опасных и вредных производственных факторов, за счет применения проектных решений, обеспечивающих возможность использования более безопасных методов выполнения работ;
- определения безопасной последовательности выполнения работ, а также необходимых условий для обеспечения безопасности при совмещении работ в пространстве и во времени;
- выбора и размещения машин и механизмов с учетом безопасности ведения работ;
- выбора безопасных методов и приемов выполнения работ;
- оснащения рабочих мест необходимой технологической и защитной оснасткой;
- разработки решений по охране труда при выполнении работ.

Учет требований безопасности производится в следующей документации в составе ПОС:

- в календарном плане определяются сроки и очередность производства работ;

- в стройгенплане, который включает в себя: размещение объекта, санитарно-бытовое обеспечение, определение опасных зон, пожарную безопасность и ряд других факторов;
- в технологической карте, определяющей последовательность безопасного выполнения работ;
- в пояснительной записке, содержащей все необходимые обоснования и расчеты для принятых решений.

6.2 Ограждение стройплощадки

Территорию строительной площадки выделить на местности защитноохранным ограждением. В ограждении предусмотрены ворота для проезда строительных и других машин и калитки для прохода людей.

Высота ограждения стройплощадки равна 2,5 метрам. Опасная зона также ограждается забором высотой 2,5 м из профилированных металлических листов с надписью «ОПАСНАЯ ЗОНА» через каждые 20 метров. Все опасные зоны внутри стройплощадки обозначаются соответствующими предупредительными знаками безопасности и надписями установленной формы.

6.3 Временные дороги

До начала работ на стройплощадке должны быть подготовлены подъездные пути и внутриплощадочные дороги, имеющие твердое покрытие и обеспечивающие свободный и безопасный доступ транспортных средств и строительных машин к строящемуся объекту, складским помещениям, к административным и санитарно-бытовым помещениям. Внутриплощадочные дороги запроектированы по кольцевой схеме.

На въезде на территорию стройплощадки, а также на участке строительства вывешиваются хорошо видимые и в темное время суток освещаемые предупредительные и указательные знаки безопасности и плакаты по технике безопасности.

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

Временные дороги имеют ширину 6 м и выполняются из сборных железобетонных плит, укладываемых на подстилающий слой, состоящий из песка и щебня. Скорость движения транспортных средств вблизи мест производства работ не должна превышать на прямых участках – 10 км/ч, на поворотах – 5 км/ч. Радиус закругления дороги не менее 12 м.

6.4 Опасные зоны

При организации строительной площадки, размещении участков работ, рабочих мест проездов строительных машин, транспортных средств, проходов для людей следует установить опасные для людей зоны, в пределах которых постоянно действуют или потенциально могут действовать опасные производственные факторы.

Зоны опасных производственных факторов во избежание доступа посторонних лиц должны быть выделены ограждениями (ГОСТ 23407–78).

При производстве строительно-монтажных работ в указанных опасных зонах осуществляются организационно-технические мероприятия, обеспечивающие безопасность работающих.

К зонам постоянно действующих опасных производственных факторов следует относить зоны:

- вблизи незаземленных токоведущих частей электроустановок;
- вблизи неогражденных перепадов по высоте на 0,3 м и более;

К зонам потенциально действующих опасных факторов относят:

– участки территории, где возможно падение груза при установке и закреплении элементов.

- зоны перемещения груза, подвешенного на крюке крана.

Опасная зона работы башенного крана определяется по формуле

$$R_{оп} = R_{max} + 0,5l_{max} + l_{сез}$$

где R_{max} – максимальный вылет стрелы крана, м, 40 м

l_{max} – длина наибольшего перемещаемого груза, м, $l=12,5$ м

$l_{без}$ – безопасное расстояние, устанавливаемое по СНиП, 7м

$$R_{on} = 63,25 \text{ м}$$

Зоны перемещения машин и оборудования, места, над которыми происходят перемещения грузов грузоподъемными кранами, участки территории вблизи стоящего здания ограждены сигнальными ограждениями. Опасная зона вокруг здания – 7 м.

6.5 Противопожарная безопасность

Противопожарная безопасность включает в себя комплекс мероприятий по предупреждению пожаров. Для обеспечения этих мероприятий строители обязаны строго соблюдать требования пожарной безопасности на всех стадиях строительства, начиная с подготовительных работ. В этих целях временные здания и сооружения, возводимые в подготовительный период, следует устанавливать строго по проектам организации строительства и производства работ, которые предварительно согласовывают с органами пожарной безопасности.

Расположение складских и вспомогательных зданий на территории стройплощадки должно соответствовать стройгенплану с учетом требований ППБ-01-03. Территория, занятая под открытые склады горючих материалов, должна быть очищена от сухой травы, буяна, щепы и др.

Предусмотренные проектом наружные пожарные лестницы и ограждения на крыше строящегося здания устанавливаются сразу же после устройства несущих конструкций. Все лестницы монтируются одновременно с устройством лестничных клеток. Все средства подмащивания, выполненные из древесины, должны быть пропитаны огнезащитным составом.

Сушка одежды и обуви должна производиться в специальных вагончиках с применением водяных калориферов.

Производство работ внутри здания с применением горючих веществ и материалов запрещено вблизи мест производства сварочных и других работ с применением открытого огня.

Во время работ, связанных с устройством гидро- и пароизоляции на кровле запрещаются все виды огневых работ в связи с возможной опасностью воспламенения горючих стройматериалов. Необходимо наличие первичных средств пожаротушения в местах производства огнеопасных работ из расчета 2 огнетушителя на 100 м².

Варка и разогрев битумных мастик производится в специальных котлах, расположенных на расстоянии не менее 10м от здания, рядом оборудуется пожарный пост. Запрещено подогревать битумные составы внутри помещения.

У прорабской устанавливается пожарный щит, бытовые помещения оснащаются огнетушителями.

6.6 Безопасность производства строительного-монтажных работ

Земляные работы

Основной причиной травматизма при выполнении земляных работ является обрушение грунта в процессе его разработки и при последующих работах нулевого цикла в котловане, которое может происходить вследствие превышения нормативной глубины разработки выемок без креплений; неправильного устройства или недостаточной устойчивости и прочности креплений стенок котлована; нарушения правил их разработки; разработки котлована с недостаточно устойчивыми откосами; возникновения неучтенных дополнительных нагрузок (статических и динамических) от строительных материалов, конструкций, механизмов; нарушения установленной технологии земляных работ; отсутствия водоотвода или его устройства без учета геологических условий строительной площадки.

До начала работ на площадке устанавливают знаки безопасности. Вблизи от действующих подземных коммуникаций земляные работы необходимо выполнять под наблюдением прораба или мастера, а в непосредственной близости от коммуникаций, кроме того, под наблюдением работника организации, ответственного за эксплуатацию этих коммуникаций. Разработка грунта механизированным способом в этих условиях разрешается на расстоянии не менее 2 м от боковой стенки и не менее 1 м над верхом трубы, кабеля, сооружения. Оставшийся грунт дорабатывают вручную, не допуская повреждения коммуникаций.

При рытье котлована в местах движения людей и транспорта вокруг места производства работ устанавливают сплошное ограждение высотой 1,2 м с системой освещения. В пределах призмы обрушения грунта при устройстве котлована без креплений запрещается складирование материалов и оборудования, установка и движение машин и механизмов, прокладка рельсовых путей, размещение лебедок, установка столбов для линий электропередачи или связи.

До начала разработки грунта необходимо выполнить все мероприятия по отводу поверхностных и грунтовых вод. Во избежание оползания грунта при появлении грунтовых вод на откосах выемок следует принять меры к отводу или понижению их уровня (устройство дренажей, лотков или откачка воды).

Для спуска в котлован устанавливают стремянки шириной 0,6 м с перилами или приставные лестницы.

При механизированной разработке грунта машины, используемые для разработки котлована, оборудуются звуковой сигнализацией, причем значение сигналов должны знать все работающие на данном участке. При установке, монтаже (демонтаже), ремонте и перемещении землеройных машин принимаются меры, предупреждающие их опрокидывание.

Перед началом работы экскаватор устанавливают на спланированной площадке, имеющей уклон не более того, что указан в паспорте. Чтобы избежать его самопроизвольного перемещения, под гусеницы подкладывают

инвентарные упоры (подкладки). Запрещается использовать для этой цели доски, бревна, кирпич, камни и другие предметы.

Расстояние между поворотной платформой экскаватора (при любом его положении) и выступающими частями зданий, сооружений, штабелями груза, стенкой забоя должно составлять не менее 1 м. При работе экскаватора запрещается производить какие-либо другие работы со стороны забоя и находиться людям в радиусе действия стрелы плюс 5 м. В нерабочем состоянии экскаватор находится от края выемки на расстоянии не менее 2 м с опущенным на землю ковшом. Запрещается изменять вылет стрелы при наполненном ковше, подтягивать с помощью стрелы груз, регулировать тормоза при поднятом ковше, работать с изношенными канатами или при наличии течи в гидросистеме.

Транспортные средства, предназначенные для погрузки грунта, находятся за пределами опасной зоны экскаватора. Подавать их под погрузку и отъезжать после ее окончания можно только по сигналу машиниста.

Монтаж конструкций и каменные работы

Основными причинами травматизма при производстве

монтажных работ, являются:

- опрокидывание крана с конструкцией весом, превышающим *max* грузоподъемность крана;
- износ тросов при работе;
- отсутствие подмостей с ограждениями;
- отсутствие средств безопасности;
- обрушение смонтированных конструкций из-за несоблюдения и недостаточного времени закрепления;

каменных работ:

- падение предметов с верхних монтажных горизонтов;
- отсутствие подмостей с перильными ограждениями;
- отсутствие защитных козырьков;
- отсутствие средств безопасности (каска, предохранительных поясов).

Приступая к выполнению монтажных работ на высоте, рабочий должен убедиться в прочности и устойчивости защитных и оградительных устройств, а также в удобстве и безопасности передвижения к рабочему месту и обратно. Лестницы испытываются статической нагрузкой 1200 Н и должны быть оборудованы для закрепления предохранительного пояса. Все монтажники снабжаются спецодеждой, защитными касками и предохранительными поясами.

При подъеме грузов перемещение их в горизонтальном направлении производить не менее чем на 0,5 м выше встречающихся на пути препятствий (элементов зданий, оборудования и т.п.). Запрещается находиться между поднятым грузом и частями здания. Не допускается поднимать заваленный груз или груз, находящийся в неустойчивом положении, а также подвешенный за одну петлю. В целях недопущения несчастного случая крановщику нельзя переносить конструкции над рабочими местами монтажников.

Руководитель работ должен следить за техникой безопасности при верхолазных работах и прекратить монтаж при сильном ветре и дожде.

Основной причиной травматизма при монтаже конструкций также является неудовлетворительное состояние стропов для монтажа элементов. Следовательно, руководителю работ необходимо следить за средствами строповки и не допускать к эксплуатации стропы и грузозахватные приспособления, не прошедшие периодических испытаний и несоответствующей грузоподъемности. При наличии дефектов стропы заменять.

Для строповки груза должны применяться стропы, соответствующие массе поднимаемого груза с учетом числа ветвей и угла их наклона. Использовать вместо стропов проволоку запрещается. Всякий груз для проверки строповки должен быть поднят предварительно на высоту 30 см.

Запрещается закреплять на крюк крана груз, масса которого превышает грузоподъемность машины, а также конструкции и изделия, которые не имеют маркировки с указанием массы.

Также причинами травматизма на монтажных работах являются:

- несоблюдение ППР и технологии монтажа;
- несовершенство или неисправность применяемых такелажных приспособлений и неисправная строповка элементов конструкций;
- отсутствие необходимых оградительных устройств и оборудования для безопасного производства монтажных работ;
- отсутствие или неправильное устройство подмостей, переходов, лестниц и отсутствие ограждений на них;
- нарушение правил техники безопасности при монтажных работах.

Для создания безопасных условий труда необходимо обеспечить монтажников рациональными такелажными приспособлениями, оградительными устройствами, связями, монтажной оснасткой, а также подмостями.

Все работы по монтажу конструкций должны вестись в строгом соответствии со СНиП 12-03-01 и 12-04-02 «Безопасность труда в строительстве».

Для предотвращения несчастных случаев при выполнении работ все рабочие, находящиеся на стройплощадке, обязаны носить защитные каски и монтажные пояса.

Бетонные и железобетонные работы

Основными причинами травматизма при производстве бетонных и железобетонных работ являются:

- падение рабочих с высоты;
- ранения при работе с арматурой;

- поражение электрическим током при уплотнении бетонной смеси электровибраторами.

Рабочие, задействованные на бетонных работах, должны пройти инструктаж на рабочем месте. Мотористы бетоносмесительных установок должны иметь удостоверения на право работы с механизмами. Занятые на выполнении бетонных работ рабочие обеспечиваются спецодеждой и обувью. При выходе бетонной смеси из вращающегося барабана бетоносмесителя запрещено ускорять выгрузку лопатами или другими приспособлениями.

Рукоятки вибраторов должны быть снабжены амортизаторами; провода, идущие от распределительного щита к вибраторам, заключают в резиновые рукава, а корпуса вибраторов заземляют. При работе с вибраторами бетонщики должны быть в резиновых сапогах и перчатках.

Для предотвращения несчастных случаев при выполнении бетонных и железобетонных работ предусмотрено ограждение траншей во избежание падения рабочих; при уплотнении бетонной смеси электровибраторами необходимо перемещать их за специальные ручки, а не за токоведущие шланги. В перерывах вибраторы отключаются.

Зимнее бетонирование:

Зимними считаются условия, когда среднесуточная температура наружного воздуха снижается до 5 °С и минимальная суточная температура ниже 0 °С. Приготовление бетонной смеси следует производить в обогреваемых бетоносмесительных установках, применяя подогретую воду, оттаянные или подогретые заполнители, обеспечивающие получение бетонной смеси с температурой не ниже требуемой по расчету. Допускается применение неотогретых сухих заполнителей, не содержащих наледи на зернах и смерзшихся комьев. При этом продолжительность перешивания бетонной смеси должна быть увеличена не менее чем на 25% по сравнению с летними условиями.

Способы и средства транспортирования должны обеспечивать предотвращение снижения температуры бетонной смеси ниже требуемой по расчету.

Состояние основания, на которое укладывается бетонная смесь, а также температура основания и способ укладки должны исключать возможность замерзания смеси в зоне контакта с основанием.

Перед укладкой бетонной смеси необходимо проверить состояние опалубки и арматуры, очистить наледь и снег. Применять для этой цели горячую воду и пар не следует.

При температуре воздуха ниже минус 10 °С бетонирование густоармированных конструкций с арматурой диаметром больше 24 мм, с крупными металлическими закладными частями следует выполнять с предварительным отогревом металла до положительной температуры горячим воздухом под легким полиэтиленовым укрытием или местным вибрированием смеси в приарматурной и опалубочной зонах, за исключением случаев укладки предварительно разогретых бетонных смесей (при температуре смеси выше 45 °С). Продолжительность вибрирования бетонной смеси должна быть увеличена не менее чем на 25% по сравнению с летними условиями.

Сварочные работы при температуре воздуха минус 30 °С проводить нельзя. Подготовленный к бетонированию участок опалубки на ночь следует закрывать брезентом или пленочными материалами.

Открытые поверхности забетонированных конструкций следует укрывать паро- и теплоизоляционными материалами непосредственно по окончании бетонирования.

Выпуски арматуры забетонированных конструкций должны быть укрыты или утеплены на высоту (длину) не менее чем 0,5 м.

Контроль прочности бетона следует осуществлять, как правило, испытанием образцов, изготовленных у места кладки бетонной смеси. Образцы, хранящиеся на морозе, перед испытанием надлежит выдерживать

2-4 ч при температуре 15-20°C. Допускается контроль прочности производить по температуре бетона в процессе его выдерживания.

При электропрогреве бетона монтаж и присоединение электрооборудования к питающей сети должны выполнять только электромонтеры, имеющие квалификационную группу по электробезопасности не ниже III.

В зоне электропрогрева необходимо применять изолированные гибкие кабели или провода в защитном шланге. Не допускается прокладывать провода непосредственно по грунту или по слою опилок, а также провода с нарушенной изоляцией.

Зона электропрогрева бетона должна находиться под круглосуточным наблюдением электромонтеров. В пределах зоны электропрогрева необходимо установить сигнальные лампы, загорающиеся при включении тока, вывесить плакаты и предупредительные надписи: «Опасно», «Ток включен», а также правила оказания первой помощи. Участки электропрогрева ограждаются и должны быть освещены в ночное время.

Пребывание работников и выполнение работ на этих участках не доускается, за исключением работ, выполняемых по наряду-допуску в соответствии с межотраслевыми правилами по охране труда при эксплуатации электроустановок.

Открытая арматура железобетонных конструкций, связанная с участком, находящимся под электропрогревом, подлежит заземлению.

После каждого перемещения электрооборудования, применяемого при прогреве бетона, на новое место следует измерять сопротивление изоляции.

Отделочные работы

Основными причинами травматизма при производстве отделочных работ являются:

- поражение электрическим током;
- неисправность средств подмащивания;
- превышение ПДК вредных веществ в помещении;

– падение с высоты.

Основными задачами охраны труда при выполнении этих работ является принятие необходимых мер предосторожности при работе на высоте, а также предохранения работающих от вредного воздействия применяемых материалов (гипса, цемента и т.д.).

Штукатурные работы внутри помещения и на фасадах здания производят с инвентарных лесов и подмостей, выбранных в ППР и проверенных на устойчивость и прочность.

Перед началом каждой смены руководитель работ должен проверять исправности растворонасосов, шлангов и другого оборудования, а также строго следить за хранением вредных материалов и растворов.

Малярные работы внутри помещения, начиная с высоты 1,1 м от перекрытия, выполняют с просто установленных инвентарных подмостей, передвижных столиков и лестниц-стремянков.

Чтобы не допустить ожогов, которые могут быть вызваны различными химикатами, руководитель должен следить, чтобы у рабочих было наличие соответствующей спецодежды и средств индивидуальной защиты.

Электропроводку в помещениях, где производят окраску водными составами, на время производства работ отключить от тока.

Необходимые меры предосторожности следует соблюдать при применении горючих и легковоспламеняющихся жидкостей, а также таких материалов, работа с которыми без принятия мер предосторожности может привести к поражению кожных покровов и органов дыхания.

Для предотвращения несчастных случаев при выполнении отделочных работ:

- рабочих снабжают приспособлениями (спец. ящики) для безопасной переноски стекла, во избежание порезов;
- обрезки стекла укладывают в ящики и систематически удаляют;

– предусмотрено систематическое проветривание помещений, где проводятся малярные работы.

Кровельные работы

Основными причинами травматизма при производстве кровельных работ являются:

- падение рабочих с высоты из-за отсутствия средств подмащивания;
- ожоги при работе с газовыми горелками;
- отсутствие средств индивидуальной защиты (резиновых рукавиц, защитных очков).

Для работающих на строительной площадке одновременно с кровельщиками опасность представляют упавшие с высоты кровельные материалы, инструменты и инвентарь кровельщика.

При производстве работ необходимо следить за правильностью складирования материалов, тары, инструментов, установкой инвентаря, оборудования. Они должны быть на горизонтальных подставках – площадках и должны закрепляться, чтобы они не были сдуты ветром. Во время густого тумана и ветра и т. д. производство кровельных работ запрещено.

6.7 Экологическая безопасность

В соответствии с законом «Об охране окружающей среды в РФ» основными мероприятиями при разработке данного проекта должны являться: охрана почвы, водного и воздушного бассейна, утилизация отходов.

Охрана почвы

До начала производства работ производятся работы по снятию верхнего растительного слоя грунта. Толщина слоя грунта составляет 2100 мм. Срезанный грунт складывается на территории строительной площадки в специально отведенных местах, а после окончания строительных работ используется для благоустройства территории.

Объем срезанного плодородного слоя почвы определяется по формуле:

Охрана водного бассейна

Водоснабжение объекта осуществляется от внутриквартальной городской системы водоснабжения диаметром 200 мм. Канализирование сточных вод осуществляется в городскую канализацию, поверхностные воды – по рельефу с перехватом ливневой канализации.

Утилизация бытовых отходов

Исходя из возможных источников образования отходов, их агрегатного состояния, условий образования и сбора, выделяют основные группы:

- бытовые отходы и мусор;
- уличный смет.

Количество бытовых отходов:

$$V_{\text{отх}}^{\text{быт}} = 150 \times 50 = 7500 \text{ кг/год}$$

В сутки:

$$V_{\text{отх}}^{\text{быт}} = \frac{7500}{365} = 20,54 \text{ кг/сутки}$$

Количество уличного смета при норме 10 кг/год с м² твердых покрытий составляет:

$$V_{\text{смет.год}} = S_{\text{тв.покр}} \cdot 10 + S_{\text{газ}} \cdot 5 = 2286 \cdot 10 + 8627,8 \cdot 5 = 65999 \text{ кг/год}$$

Суточный объем смета составит: $\frac{V_{\text{см.год}}}{365} = \frac{65999}{365} = 180,81 \text{ кг/сут}$

Суммарная масса отходов, образующихся за сутки 201,35 кг, для их вывоза необходимо 2 мусорных бака объемом 0,75 м³ и полным весом 150 кг.

В данной выпускной квалификационной работе представлена научно-исследовательская работа на тему «Напряжённо-деформированное состояние опорных зон узла сопряжения ригеля с колонной»

7 Научно-
исследовательская
работа.

					ВКР-2069059-08.03.01.-131141-17	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подпись	Дата		

7.1 Актуальность этой темы.

В последнее время в нашей стране существенно увеличился объём применения монолитно железобетона в гражданском строительстве. Широкое применение монолитных конструкций при возведении зданий с безригелином каркасом объясняется снижением трудозатрат, капитальных вложений и расхода стали. Возведение зданий из монолитного железобетона позволяет избежать монтажных стыков в несущих конструкциях и повысить их жёсткость. При проектировании и строительстве особое внимание необходимо уделять наиболее ответственным их узлам, к которым относятся стыки колонн с балками в железобетонных несущих конструкциях типа рам.

При проектировании узлов которые обеспечивают совместную работу несущих элементов каркаса 80% арматуры подбирается по конструктивным требованиям. Причиной этого является несовершенство методов расчёта. При этом густо расположенная арматура препятствует качественному бетонированию, возникает опасность разрушения узловых зон каркаса. Такое расположение снижает безопасность каркасов зданий и препятствует созданию развития несущих систем здания. Кроме того, неэффективное армирование является доказательством непродуктивного использования ресурсов.

Следует отметить что важнейшим резервом повышения эффективности стыковых соединений является применение высокопрочной напряжённой арматуры. Недостаточность исследований по данной проблеме, отсутствие принципиальных решений и практических установок с необходимым научным обоснованием сдерживает внедрение в практику таких конструктивных решений, позволяющих достигать значительной экономии материала.

Действующие нормы проектирования железобетонных конструкций, разработанные в основном много лет назад, насыщены условно принятыми, искусственно упрощёнными предпосылками и методами, не отражающие реальной картины напряжённо-деформированного состояния элемента под нагрузкой. Необходимо отметить, что принятые прямоугольные эпюры

напряжений в нормальном сечении железобетонного элемента, отказ от гипотезы плоских сечений, сведение нелинейных процессов к условно линейным и другие положения норм в значительной степени отклоняют расчётную модель конструкций от её фактического состояния.

Поэтому, особенно при использовании новых конструктивных решений, необходимо провести дополнительное исследование, связанные с уточненным расчётом напряжённо-деформированного состояния данного узла конструкций. По результатам расчёта возможна оценка эффективности различных типов конструкции стыка при конкретных типах нагрузки на конструкцию в целом.

7.2 Пример расчёта узлов сопряжения колонн и балок монолитного каркаса.

Статический расчёт монолитных каркасов определяет все виды усилий, которые действуют в узловых соединениях колонн и балок (ригелей). При действии вертикальных нагрузок в монолитных узлах действуют отрицательные моменты и поперечные силы в нормальных и наклонных сечениях, проходящие по грани колонн и в приопорных зонах балок. В центральной части колонн действуют продольные сжимающие усилия, приложенные к сечению с эксцентриситетом либо без него.

При современном действии вертикальных и горизонтальных сил в узлах монолитных каркасов действуют более сложный характер напряжённого состояния. Коротко особенности сопротивления узлов можно охарактеризовать как сопротивление при кососимметричном нагружении. Расчёт узлов в этом случае также производится по нормальным и наклонным сечениям балок в приопорной зоне. Нормативные методы расчёта центральной части узлов отсутствуют.

При проектировании используют приближённые методы расчёта. Рассмотрим наиболее распространённые методы оценки прочности центральной части узлов. Следует отметить что наклонные трещины в бетоне в центральной

части узлов образуются при относительно небольших усилиях. При этом происходит снижение прочности узлов.

Существует оценка прочности центральной части узлов по усилиям, которые образуют трещины диагонального характера. Расчётная зависимость имеет следующий вид:

$$\sigma_1 = R_{bt}$$

где σ_1 - главные растягивающие напряжения бетона центральной части узлов
Величину касательных напряжений определяется по формуле при упругой работе материала

$$\tau = \frac{1,5Q}{bh}$$

где b, h - ширина и высота сечения колонн

Q - поперечная сила в горизонтальном сечении колонн, которая рассчитывается по формуле

$$Q = Q_p^l + Q_p^n - 0,5(Q_k^B + Q_k^H)$$

здесь Q_k^B, Q_k^H - поперечные силы в опорных сечениях, примыкающие к узлу колонн;

Q_p^l, Q_p^n - поперечные силы в центральной части узлов при действии

изгибающих моментов M_p^l, M_p^n в опорных сечениях, которые определяются по формуле

$$Q_p^l = \frac{M_p^l}{z_p^l} \text{ и } Q_p^n = \frac{M_p^n}{z_p^n}.$$

В рассмотренном расчёте не допускается образование шарниров пластичности и образования трещин в монолитных узлах, поэтому при определении Q_p^l и Q_p^n в расчёт вводятся напряжения R_{sn} , которые учитываются в формулах:

$$Q_p^l = R_{sn} A_{s,p}^l \quad \text{и} \quad Q_p^n = R_{sn} + A_{s,p}^n$$

Также предположено рассчитывать центральную часть узлов по наклонной сжатой зоне бетона. Расчётная зависимость выглядит следующим образом;

$$N_{уз} \leq 0,8R_b * b * H * m_{уз} m_{кр}$$

где $N_{уз}$ -расчётное сжимающее усилие в наклонной бетонной призме центральной части узлов. Это усилие определяется как равнодействующая горизонтальных W_r , и вертикальных W_b внутренних усилий, действующих по опорным сечениям ригелей (балок).

H -расчётная высота сжатой призмы; $m_{уз}$ -коэффициент условия работы узла при длительном действии нагрузки равной 0,8; $m_{кр}$ -коэффициент, учитывающий кратковременный характер приложения нагрузки, равный 1,2; 0,8-коэффициент, учитывающий наличие наклонной трещины в сжатой зоне бетонной призмы перед разрушением.

Расчётная высота сжатой призмы определяется по формуле

$$H = 0,5\zeta \sqrt{Z_p^2 + Z_k^2}$$

где ζ - коэффициент принимаемый в зависимости от высоты сжатой зоны колонны.

В отечественных нормах проектирования, в зданиях с повышенной ответственностью не допускается образование трещин в узлах.

В рекомендациях по расчёту и конструированию железобетонных конструкций в тех случаях, когда в центральной зоне узлов не допускается наклонные трещины, касательные напряжения ограничиваются условием:

$$\tau \leq 20\tau_{Rd}$$

где τ_{Rd} -расчётное сопротивление сдвигу при растяжении, определяемое в зависимости от цилиндрической прочности R_u

$$\tau_{Rd} = (0,18 \div 0,5) R_u$$

Величина поперечной силы, действующей в центральной части узлов, рассчитывается по формуле:

$$Q = m_{кр} (A_{sp}^l + A_{sp}^n) R_s - Q_k$$

где Q_k -поперечная сила в колонне, которая находится по формуле:

$$Q_k = \frac{2\left(\frac{L_p^l}{L_p^l} M_p^l + \frac{L_p^n}{L_p^n} M_p^n\right)}{L_k^B + L_k^H}$$

В случае когда в центральной зоне узла допускается образование наклонной трещины, необходимо что бы выполнялось следующее условие

$$Q_b = (2\tau_{Rd} \sqrt{\sigma_b - 0,1R_{ц}}) * bh$$

где σ_b -среднее напряжение в сжатой зоне бетона колонны.

При конструктивном армировании центральной зоны узлов требуется постановка вертикальных хомутов с шагом не более 20 см.

Прочность центральных зон узлов сопряжения поперечных и продольных рам каркасов предлагается определять по прочности наклонной сжатой бетонной полосы при действии кососимметричных усилий в сечениях по границам центральной зоны. Сечение и армирование примыкающих к узлу колонн считаются известными. Прочность нормальных и наклонных сечений обеспечена. В центральной зоне узла действуют изгибающие моменты, продольные и поперечные силы в колонне и ригелях.

Определяем угол наклона θ сжатой наклонной полосы по формулам:

$$tg\theta = \frac{2h_p - (x_p^l + x_p^n)}{2h - (x_k^B + x_k^H)} \text{ для средних узлов}$$

$$tg\theta = \frac{2h_p - (x_p^n + 2a_p)}{2h_k - (x_k^B + x_k^H)} \text{ для крайних узлов}$$

Высота сжатой зоны определяется по формуле:

$$H = \frac{H_{уз}^B + H_{уз}^H}{2}$$

Равнодействующая вертикальных усилий для среднего и крайнего узла определяется по формулам:

$$W_b^B = N_{bk}^B + N_{sk}^H - Q_p^l$$

$$W_b^B = N_{bk}^B + N_{sk}^H$$

Расчётное сжимающее усилие в наклонной полосе определяется как проекция равнодействующей вертикальных усилий на ось наклонной полосы

$$N_{yз} = \frac{W_b^B}{\sin\theta}$$

Условие прочности центральной части узлов имеет следующий вид

$$N_{yз,n} \leq m_1 m_2 R_b H_{yз} b$$

При не выполнении этого условия, прочность центральной части узлов может быть увеличена путём учёта поперечной арматуры.

7.3 Анализ результатов исследования узлов сопряжения колонн и балок.

Рассмотренный вопрос армирования узловых соединений показывает новые виды армирования узловых соединений, анкеровки рабочей растянутой арматуры для предотвращения образования различных видов трещин в узлах сопряжения ригелей с колонной.

Наиболее неизученными являются сопротивление колонн в зоне узловых напряжений при внецентренном нагружении колонн, а также влияние напряжённо-деформированного состояния узловой зоны на сопротивление узлов в целом. Другим актуальным для настоящего времени является влияние высокопрочного бетона на прочность узлов каркасов монолитных многоэтажных зданий.

Наиболее рассмотренными являются узлы сопряжения среднего ряда колонн. Следовательно, узлы крайнего ряда колонн являются малоизученными. Наиболее опасным для узлов среднего ряда является кососимметричное воздействие на узел изгибающих моментов и поперечных сил. Крайние узлы находятся в наиболее опасной зоне воздействия усилий независимо от вида нагрузки. Анкерование продольной арматуры ригелей оказывает существенное влияние на характер сопротивления центральной части крайних узлов.

В наклонных направлениях при отгибах продольной арматуры формируются зоны, в пределах которых концентрируются главные напряжения. При анкерровке продольных стержней ригелей с помощью шйб происходит растяжение арматуры с передачей реакции на горизонтальную зону бетона,

окружающую растянутую арматуру. Однако оценка напряжённого состояния центральной зоны узлов, особенно крайнего ряда, является теоретически сложной. Следовательно, развитие теории сопротивления узлов является актуальным сегодняшний день.

Список литературы

- 1 Свод правил СП 118.13330.2012* «Общественные здания и сооружения» Актуализированная редакция СНиП 31-06-2009
- 2 СП 48.13330.2011 «Организация строительства». Актуализированная редакция СНиП 12-01-2004
- 3 СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции». Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003
- 4 СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия». Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85
- 5 СП 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений». Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83
- 6 СП 82.13330.2016 «Благоустройство территорий»
- 7 СП 50.13330.2012 «Тепловая защита зданий». Актуализированная редакция СНиП 23-02-2003
- 8 СП 131.13330.2012 «Строительная климатология». Актуализированная редакция СНиП 23-01-99*
- 9 ГЭСН 81-02-01-2017 Сборник 1. «Земляные работы»
- 10 ГЭСН 81-02-06-2017 Сборник 6. «Бетонные и железобетонные конструкции монолитные»
- 11 ГЭСН 81-02-07-2017 Сборник 7. «Бетонные и железобетонные конструкции сборные»
- 12 ГЭСН 81-02-08-2017 Сборник 8. «Конструкции из кирпича и блоков»
- 13 ГЭСН 81-02-11-2017 Сборник 11. «Полы»
- 14 ГЭСН 81-02-12-2017 Сборник 12. «Кровли»
- 15 ГЭСН 81-02-15-2017 Сборник 15. «Отделочные работы»
- 16 ГЭСН 81-02-26-2017 Сборник 26. «Теплоизоляционные работы»
- 17 ТЕР-1 Часть 1. «Земляные работы»

- 18 ТЕР-6 Часть 6. «Бетонные и железобетонные конструкции монолитные»
- 19 ТЕР-8 Часть 8. «Конструкции из кирпича и блоков»
- 20 ТЕР-11 Часть 11. «Полы»
- 21 ТЕР-12 Часть 12. «Кровля»
- 22 ТЕР-13 Часть 13. «Защита строительных конструкций и оборудования от коррозии»
- 23 ТЕР-15 Часть 15. «Отделочные работы»
- 24 ТССЦ-1 Часть 1. «Материалы для общестроительных работ»
- 25 ТССЦ-2 Часть 2. «Строительные конструкции и изделия»
- 26 ТССЦ-3 Часть 3. «Материалы и изделия для санитарно-технических работ»
- 27 ТССЦ-4 Часть 4. «Бетонные, железобетонные и керамические изделия. Нерудные материалы. Товарные бетоны и растворы»
- 28 ТССЦ-5 Часть 5. «Материалы, изделия и конструкции для монтажных и специальных строительных работ»
- 29 М.У.Н Bangash «Structural Details in Concrete» 1992
- 30 Jose Calavera «Manual for Detailing Reinforced Concrete Structures to EC2» 2012.
- 31 Standard Method of Detailing Structural Concrete (A manual for best practice) Third edition 2006.
- 32 ACI Detail Manual – 2004 (Details and Detailing of Concrete Reinforcement (ACI 315-99))

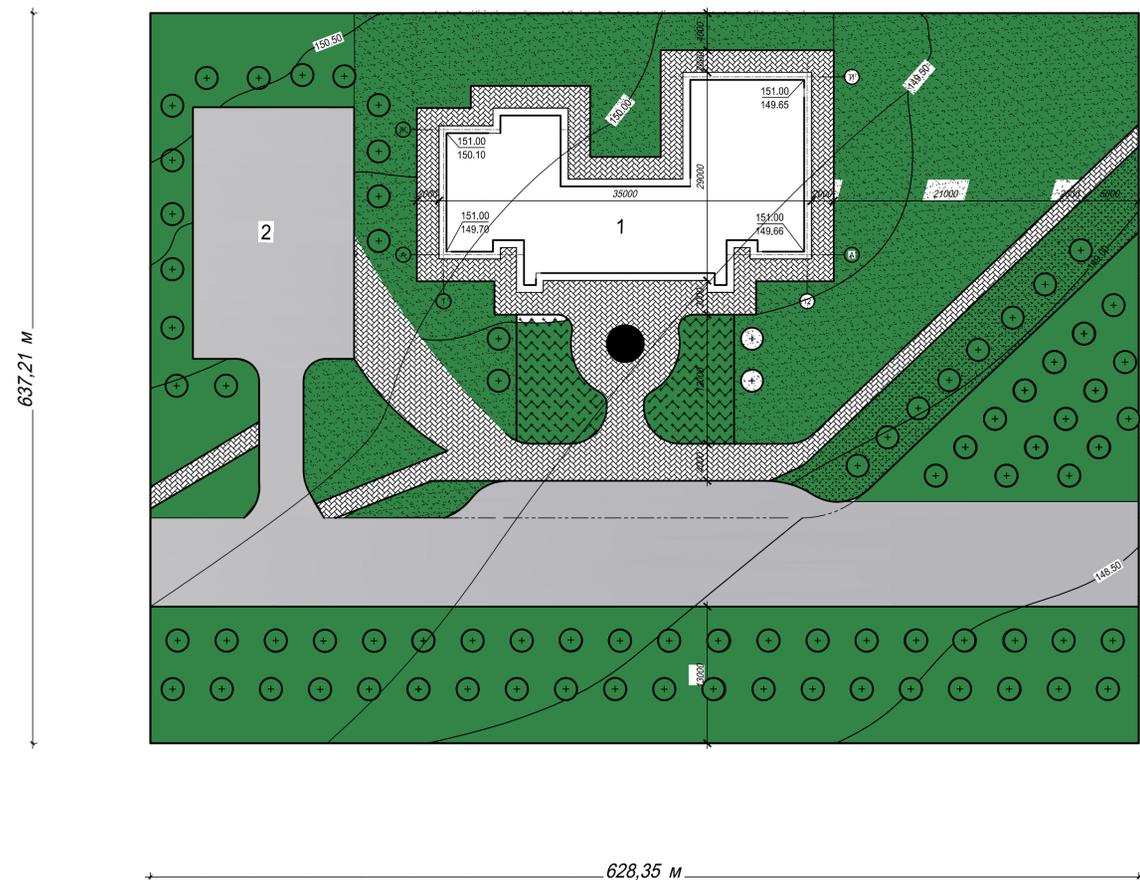
ФАСАД 1-12



ФАСАД И-А



Генеральный план



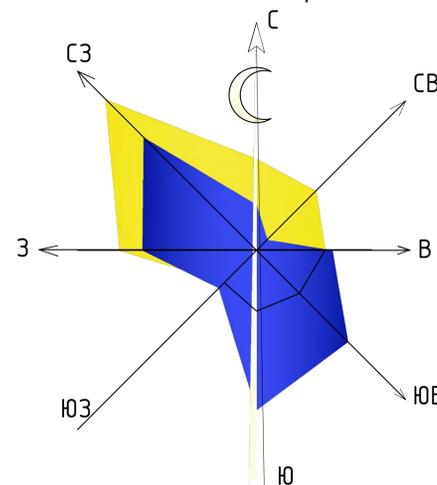
Условные обозначения:

- возводимое здание
- газон
- деревья
- кустарник
- дорожки и площадки
- автостоянка
- автодорога

ТЭП Генплана

N п. п.	Наименование показателя	Ед. изм.	Кол-во
1	Площадь участка	м ²	12727,71
2	Площадь застройки	м ²	426,4
3	Площадь озеленения	м ²	8399,76
4	Площадь твердого покрытия	м ²	3902,35
4	Плотность застройки	м ²	0,33

Роза ветров

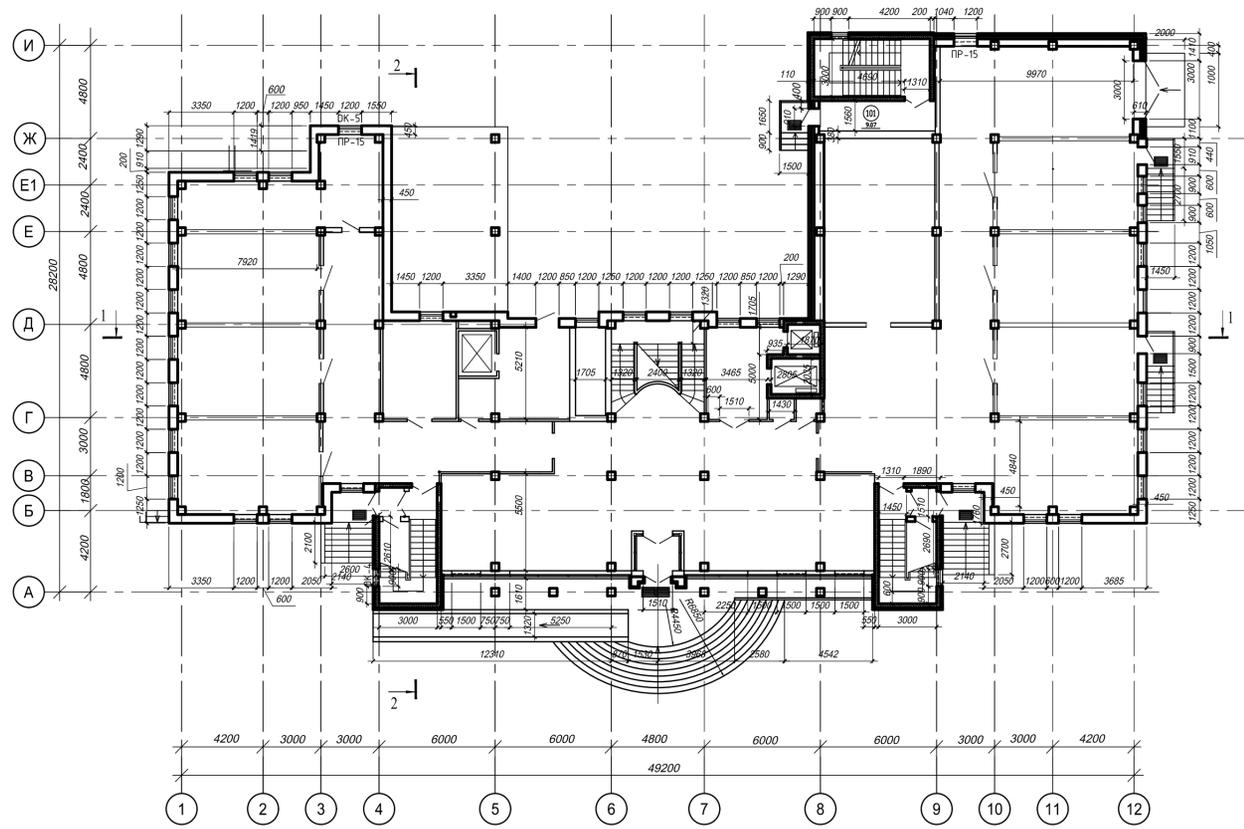


Экспликация

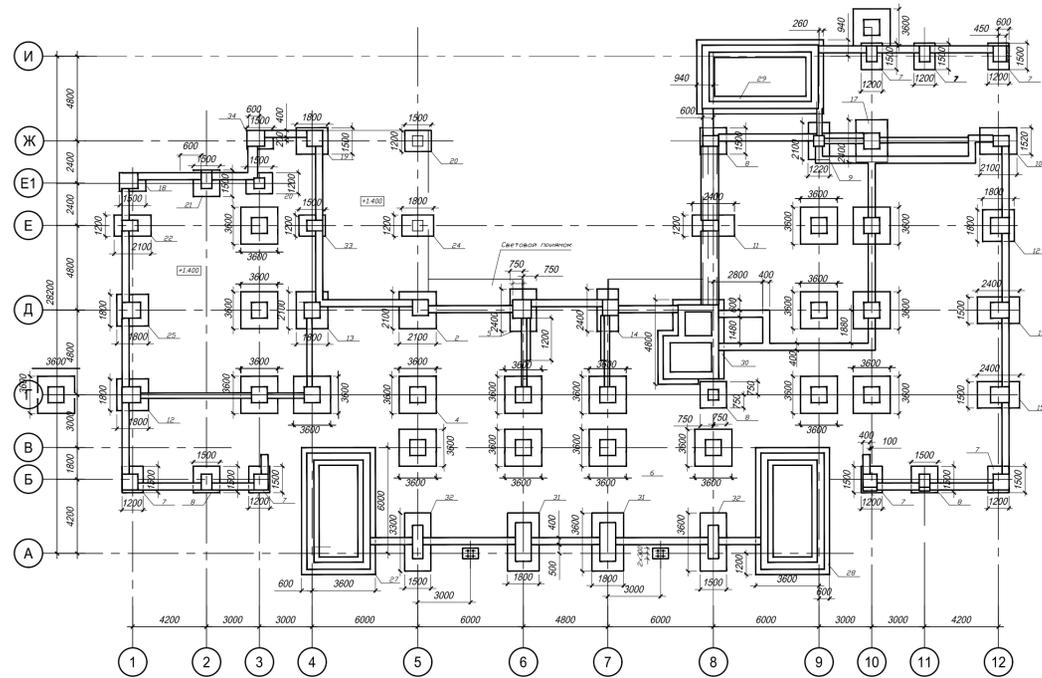
N п. п.	Наименование объекта
1	Здание банка Кузнецкий
2	Автостоянка
3	Дорожное полотно

Вед. кафедр.	Ласьков Н.Н.			ВКР-2069059-08.03.01.-131141-17					
Руководит.	Ласьков Н.Н.				Здание банка "Кузнецкий" в г. Пензе площадью 426,4 м ²				
Архитект.	Бережова А.М.					Здание банка для г. Пенза	Страницы	Лист	Листов
Конструкц.	Ласьков Н.Н.						ВКР	1	8
Осн. и фунда.	Кузнецов А.А.								
ТОСП	Карпова О.В.								
Экономика	Сарынов А.Н.								
ЭБЖД	Резникова Г.В.								
НИР	Ласьков Н.Н.								
Студент	Щетинкин А.М.								
Норм. контр.	Ласьков Н.Н.								

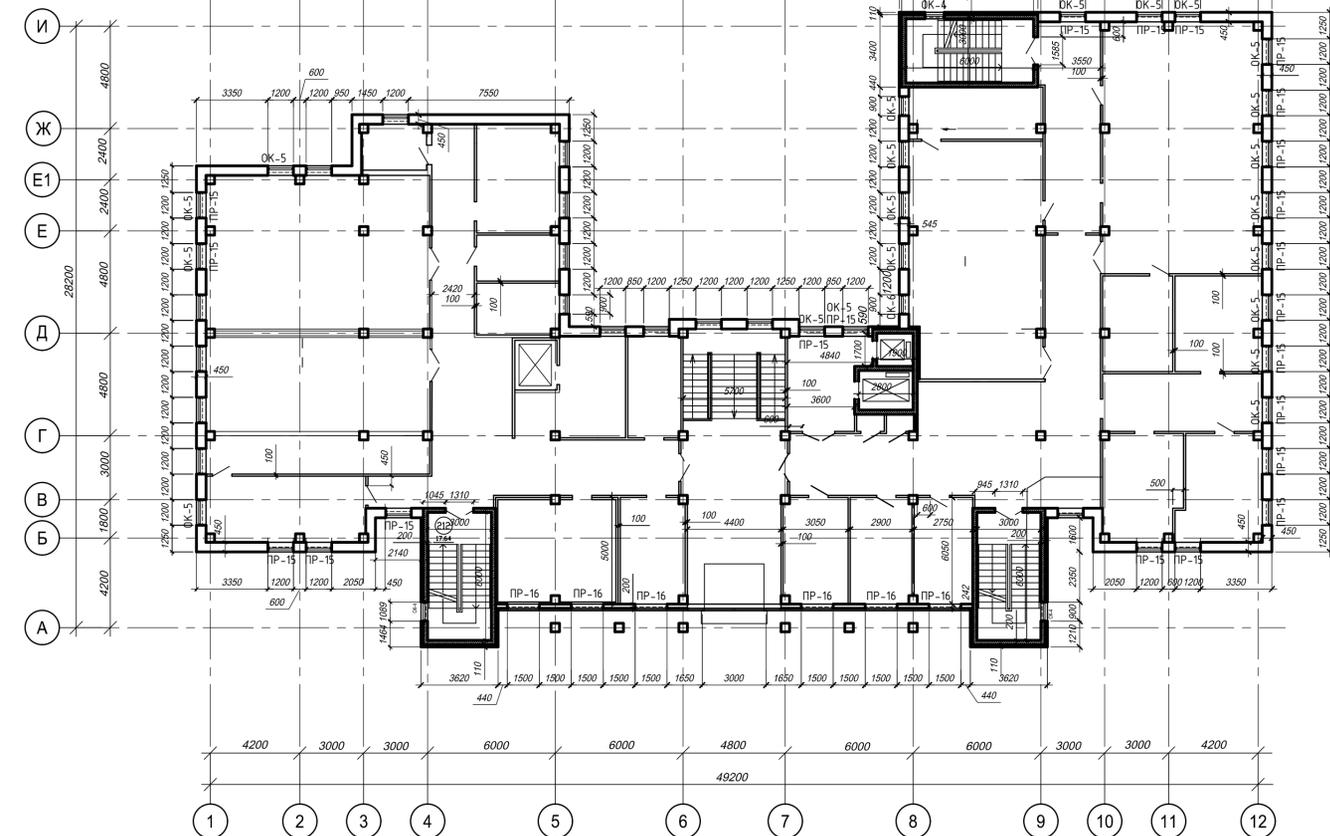
ПЛАН НА ОТМ. 0.000



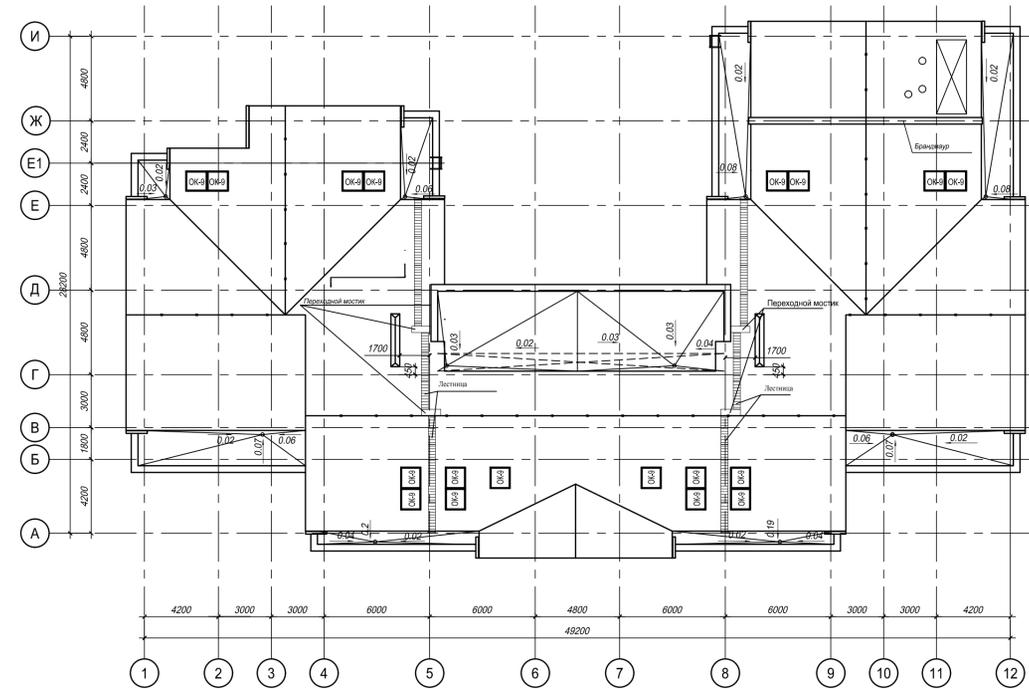
План фундаментов



ПЛАН НА ОТМ. +3.300



ПЛАН КРОВЛИ



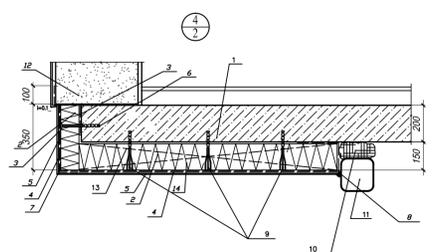
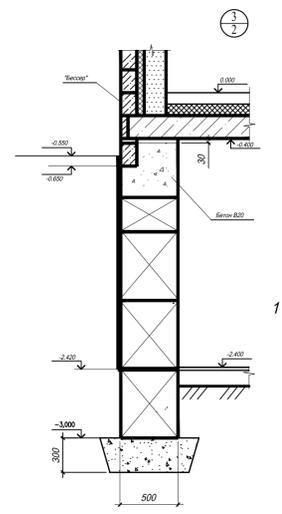
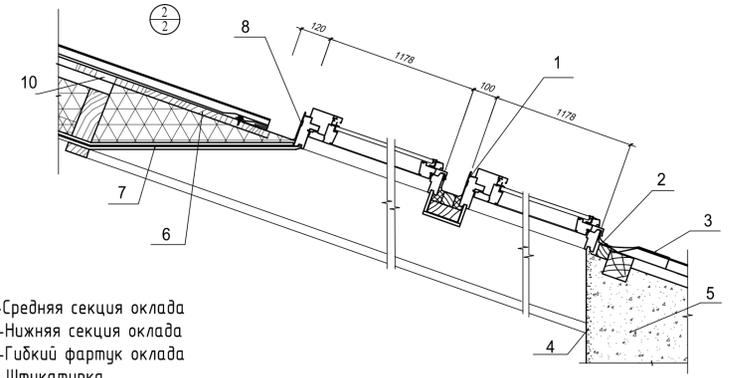
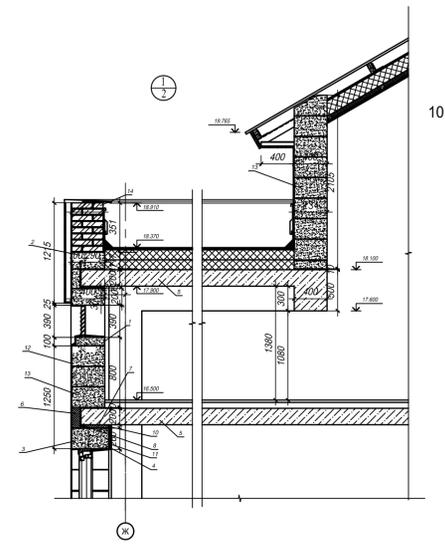
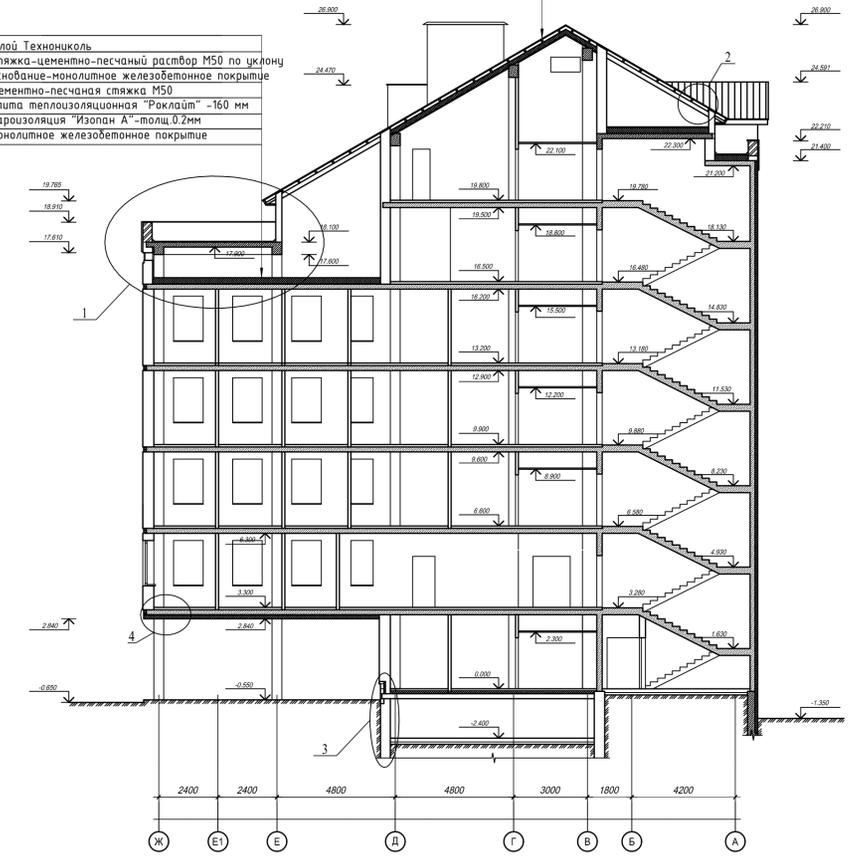
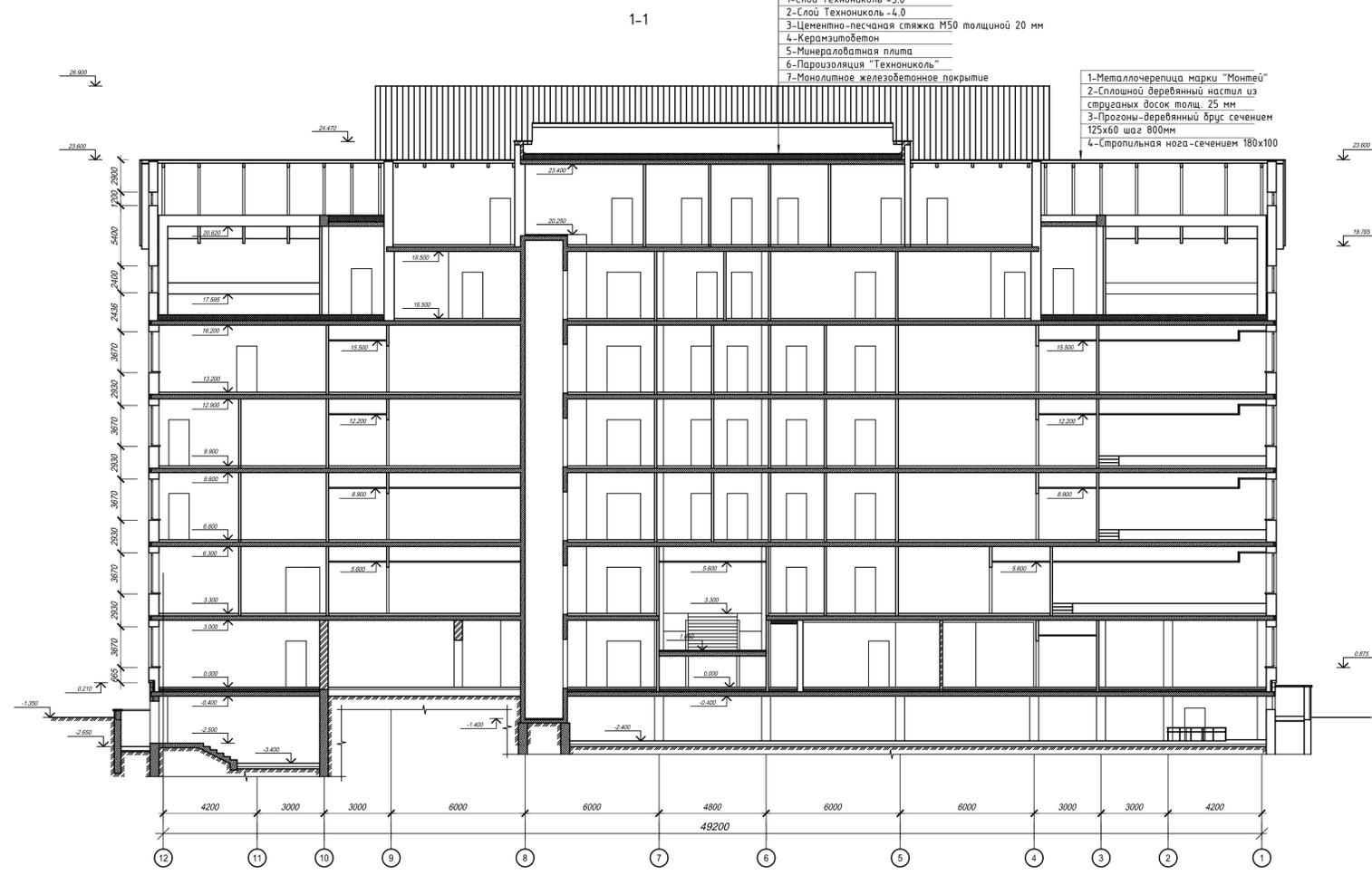
Зад. кафедр.	Ласков Н.Н.	ВКР-2069059-08.03.01.-131141-17	Здание банка "Кузнецкий" в г. Пензе площадью 426,4 м ²	Страница	Лист	Листов
Руководит.	Ласков Н.Н.					
Архитект.	Бережова А.М.					
Конструктор.	Ласков Н.Н.					
Осн. и фонд.	Кузнецов А.А.	Здание банка для г. Пенза	Пенза	ВКР	2	8
ГОСП	Карпова О.В.					
Экономика	Сарынов А.Н.					
ЭБЖД	Резникова Г.В.					
НИР	Ласков Н.Н.	План на отметке +0,000, план на отметке +3,300, план фундаментов, план кровли	ПГУАС	кафедра СК	ар. СП-44	
Студент	Щеткин А.А.					
Норм. контр.	Ласков Н.Н.					

- 1-Слой Техноколь -5.0
- 2-Слой Техноколь -4.0
- 3-Цементно-песчаная стяжка М50 толщиной 20 мм
- 4-Керамзитобетон
- 5-Минераловатная плита
- 6-Пароизоляция "Техноколь"
- 7-Монолитное железобетонное покрытие

- 1-Металлочерепица марки "Монтей"
- 2-Сплошной деревянный настил из строганных досок толщ. 25 мм
- 3-Прозонный-деревянный брус сечением 125x60 шаг 800мм
- 4-Стропильная нога-сечением 180x100

- Металлочерепица марки "Монтей"
- Сплошной деревянный настил из строганных досок толщ. 25 мм
- Прозонный-деревянный брус сечением 125x60 шаг 800 мм
- Стропильная нога-сечением 180x100мм
- Межстропильное пространство-утеплитель-150 мм
- Пароизоляция-слой дублированного полиэтилена
- Обрешетка- брус 50x50
- Утеплитель-минераловатные плиты марки URSA XPS N-III-L-50 мм
- Обшивка 2 слоя гипсокартонных плит марки ГКЛВ-25 мм

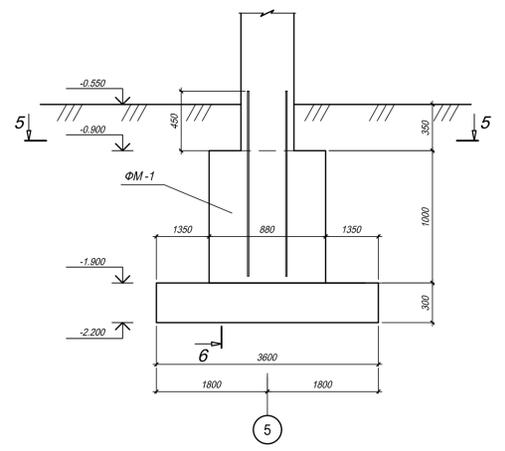
- 1- Слой Техноколь
- 2-Стяжка-цементно-песчаный раствор М50 по уклону
- 3-Основание-монолитное железобетонное покрытие
- 4-Цементно-песчаная стяжка М50
- 5-Плита теплоизоляционная "Роклайт" -160 мм
- 6-Пароизоляция "Изопан А" -толщ.0.2мм
- 7-Монолитное железобетонное покрытие



- 1-Средняя секция оклада
- 2-Нижняя секция оклада
- 3-Гибкий фартук оклада
- 4-Штукатурка
- 5-Газосиликат
- 6-Обрешетка
- 7-Пароизоляция
- 8-Верхняя секция оклада
- 10-Поперечная вентиляция

- Монолитное перекрытие
- 2 - Плиты утеплителя (минераловатные фасадные плиты)
- 3 - Клеящий состав САРМАЛЕП
- 4 - Армирующая сетка
- 5 - Штукатурный состав САРМАЛИТ
- 6 - Дюбель для крепления плит утеплителя
- 7 - Алюминиевый уголок 25x25 с перфорированной стенкой
- 8 - Силиконовая мастика
- 9 - Анкерное устройство шаг 350мм
- 10 - Пенополиуритановая пена
- 11 - Витраж
- 12 - Газосиликат
- 13 - Деревянный брус 150x50 l=1400мм, шаг 550мм
- 14 - Утеплитель

- 1 - газосиликатный блок ХХХV-2,0-700-35-2 СТБ1117-78
- 2 - блок из ячеистого бетона ХХV-2,0-450-35-2 СТБ1117-98
- 3 - брусковая армированная перемычка ПБ 150.20-18Я
- 4 - брусковая армированная перемычка ПБ 150.25-18Я
- 5 - монолитное железобетонное перекрытие
- 6 - плита "FAZROCK" фирмы "ROCKWOL" толщиной 100 мм
- 7 - минеральная вата
- 8 - герметичный шнур "Vilatert"
- 10 - пароизоляция - акриловый герметик толщиной 4 мм
- 11 - штукатурка
- 12 - паропропускаемая штукатурка /два грунтовочных слоя из штукатурной смеси, накрывочный
- 13 - блок из ячеистого бетона ХХХ-2,0-450-35-2 СТБ1117-98
- 14 - кирпич керамический одинарный К-200/35/ГОСТ 530-95 на растворе М-75



Зад. кафедр.	Ласьков Н.Н.	ВКР-2069059-08.03.01.-131141-17	Здание банка "Кузнецкий" в г. Пензе площадью 426,4 м ²	Страницы	Лист	Листов
Руководит.	Ласьков Н.Н.					
Архитект.	Бережова А.М.					
Конструкц.	Ласьков Н.Н.					
Осн. и фунда.	Кузнецов А.А.	Здание банка для г. Пенза	ВКР	3	8	
ТОСП	Карпова О.В.					
Экономика	Сарынов А.Н.					
ЭБЖД	Резникова Г.П.					
НИИР	Ласьков Н.Н.	Разрез 1-1, разрез 2-2, узлы	ПГУАС	кафедра СК	ар. СП-44	
Студент	Щетинкин А.И.					
Норм. контр.	Ласьков Н.Н.					

Схема расположения верхней арматуры монолитной плиты

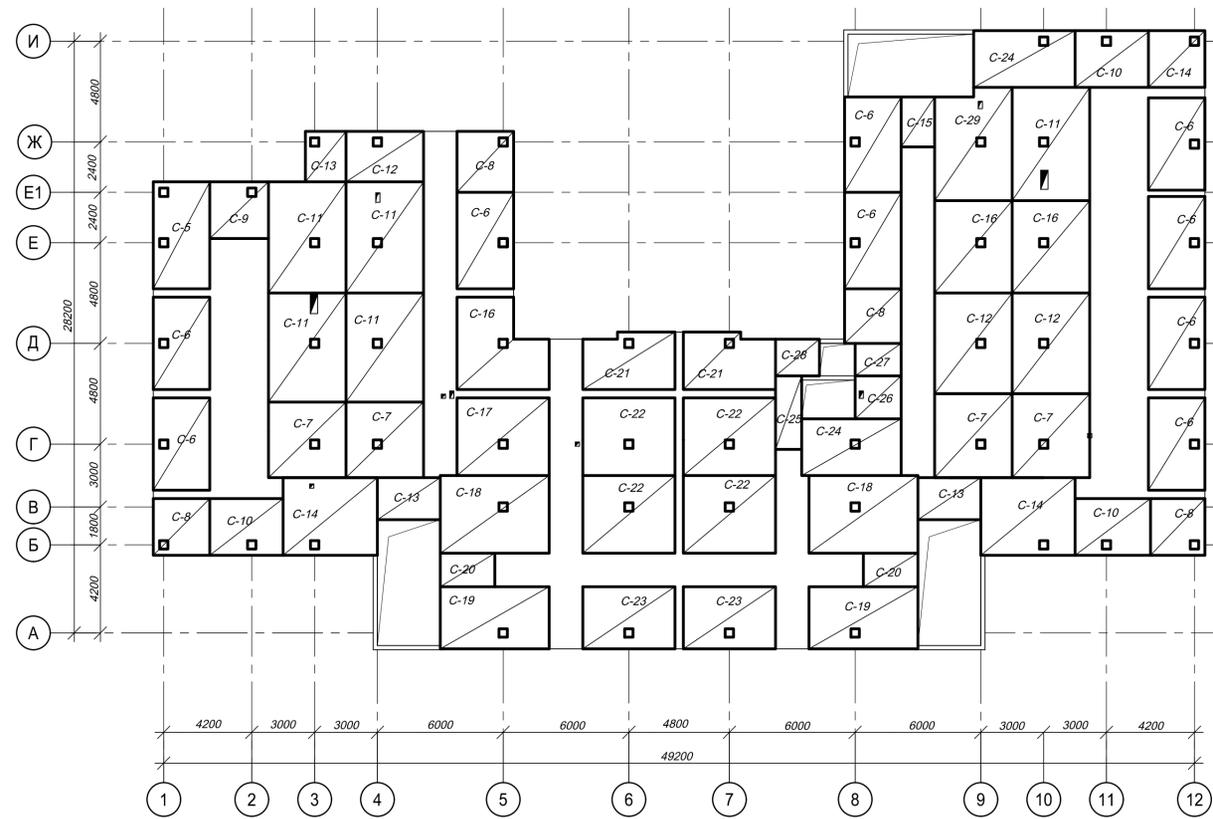
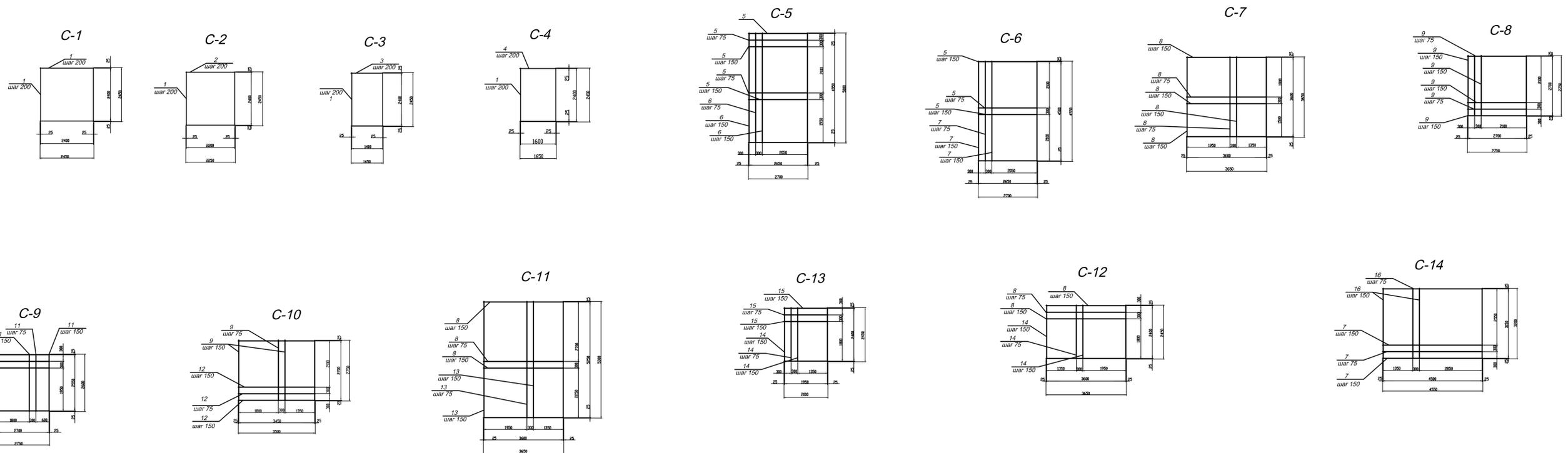
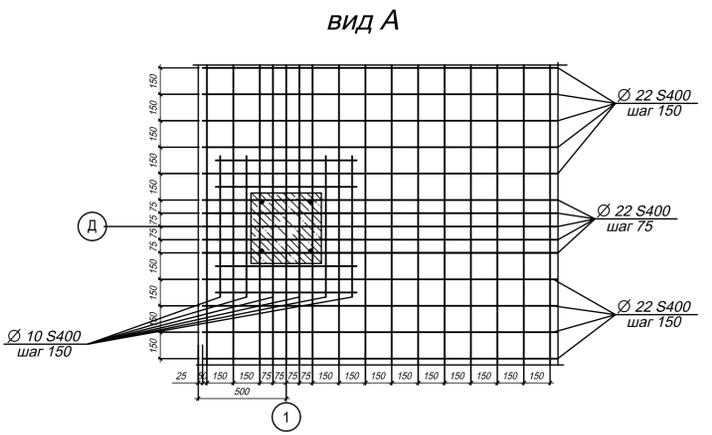
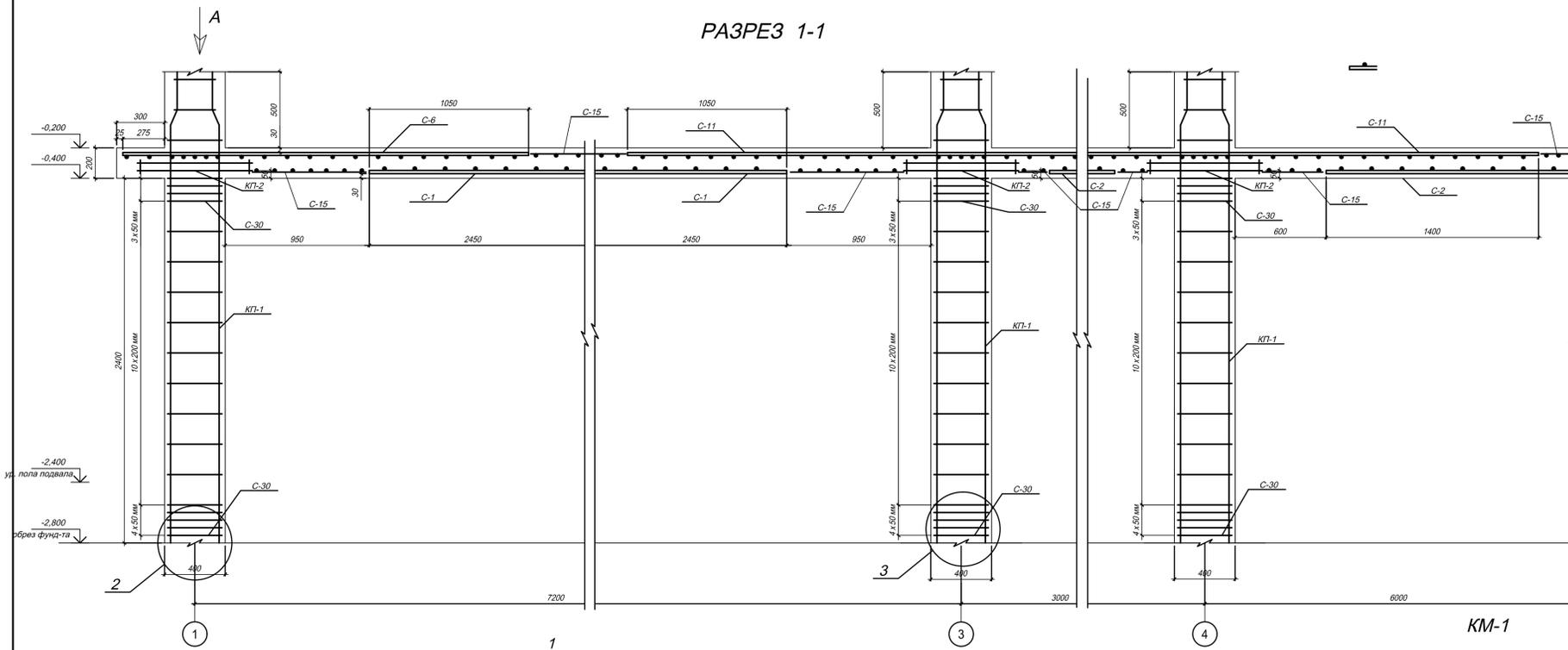


Схема расположения нижней арматуры монолитной плиты

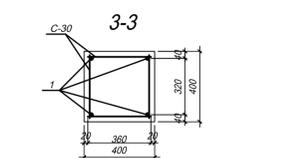
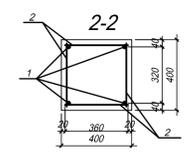
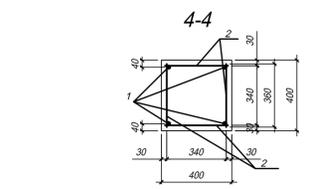
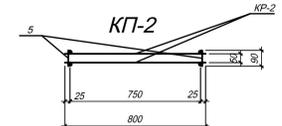
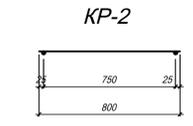
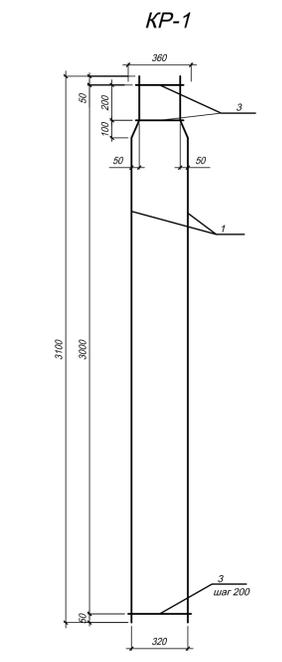
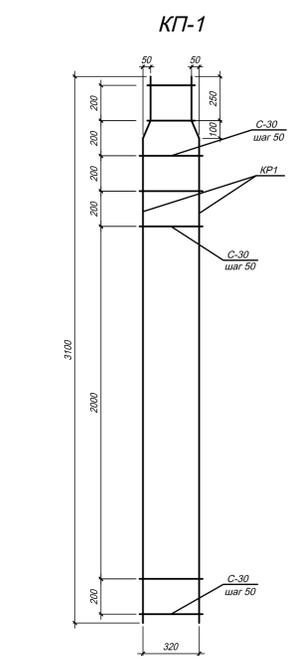
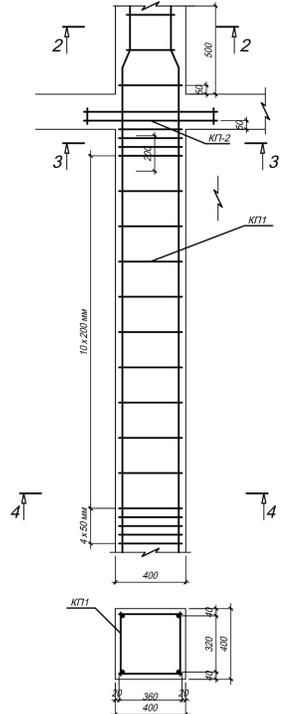
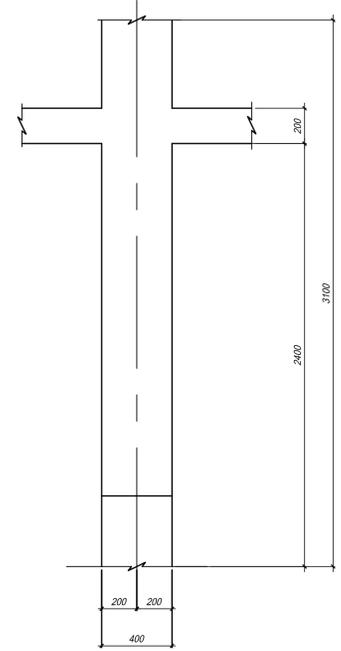
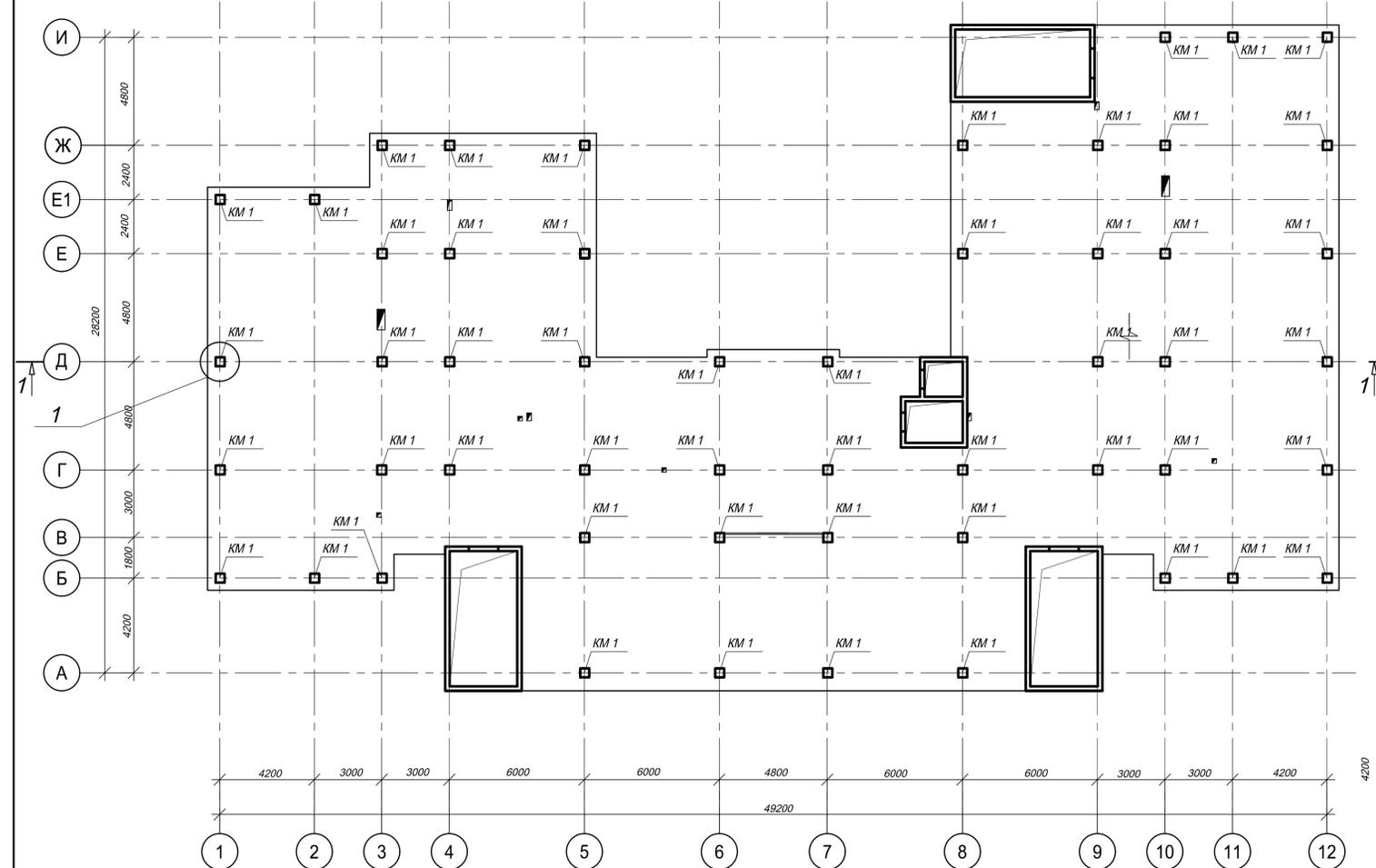


Зад. кафедр.	Ласьков Н.Н.	ВКР-2069059-08.03.01.-131141-17	Здание банка "Кузнецкий" в г. Пензе площадью 426,4 м ²	Страницы	Лист	Листов
Руководит.	Ласьков Н.Н.					
Архитект.	Бережово А.М.	Здание банка для г. Пенза	ВКР	4	8	ПГУАС кафедра СК ар. СП-44
Конструкц.	Ласьков Н.Н.					
Осн. и фунда.	Кузнецов А.А.	Схема расположения верхней и нижней арматуры монолитной плиты, сетки армирования				
ТОСП	Карпова О.В.					
Экономика	Сарынов А.Н.					
ЭБЖД	Резникова Г.В.					
НИИР	Ласьков Н.Н.					
Студент	Щеткин А.А.					
Норм. контр.	Ласьков Н.Н.					

РАЗРЕЗ 1-1

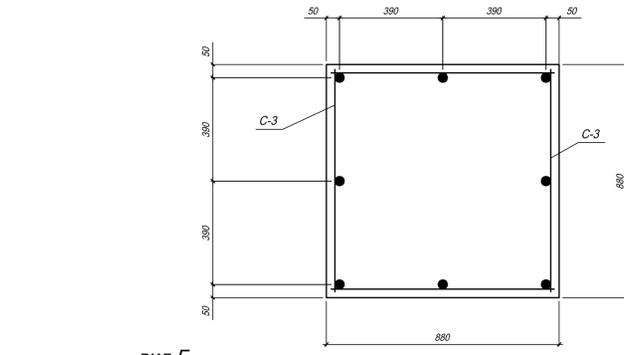
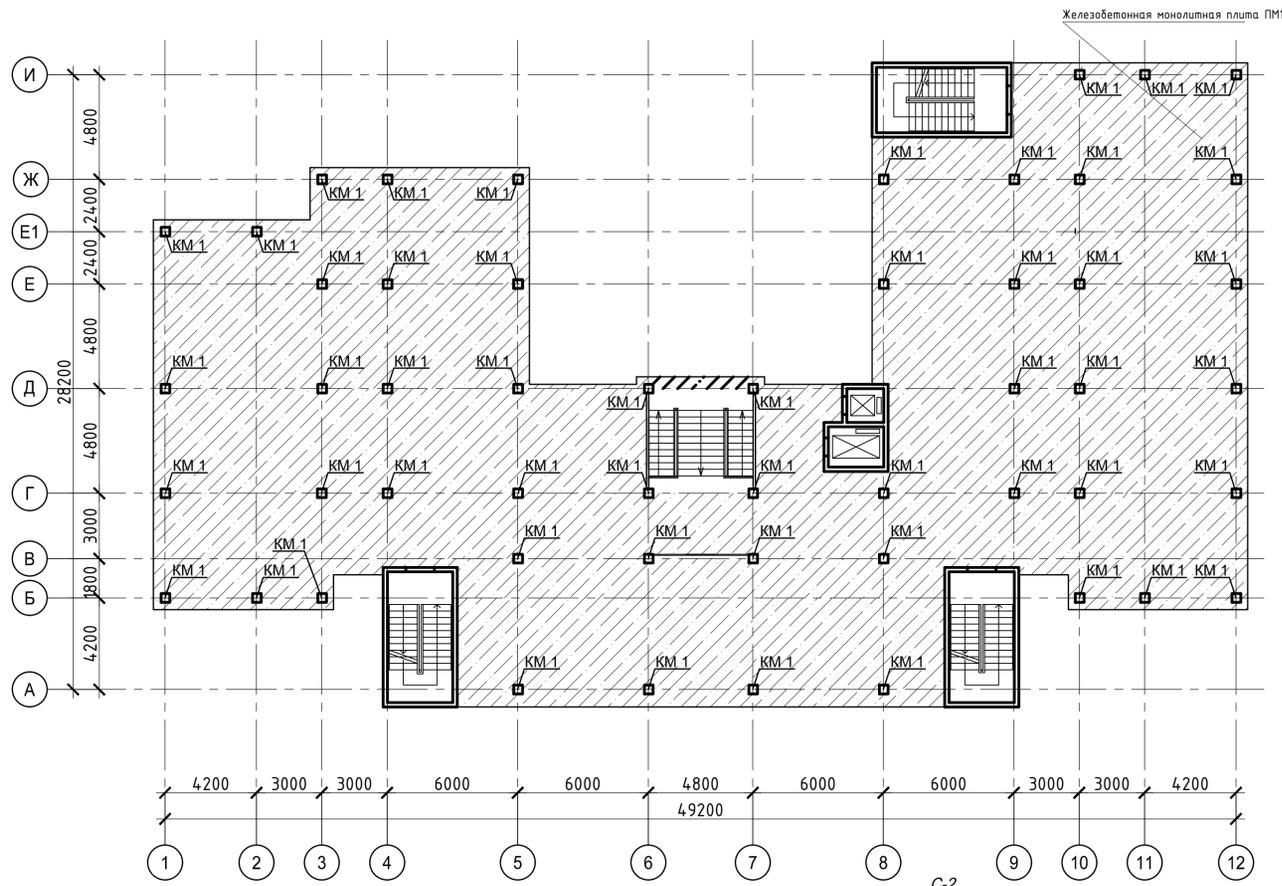


маркировочная схема колонн

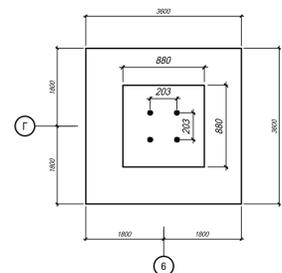


Вед. кафедр.	Ласьков Н.Н.	ВКР-2069059-08.03.01.-131141-17	Страница	Лист	Листов
Руководит.	Ласьков Н.Н.	Здание банка "Кузнецкий" в г. Пензе площадью 426,4 м ²	ВКР	5	8
Архитект.	Бережкова А.М.				
Конструкц.	Ласьков Н.Н.	Здание банка для г. Пенза	ВКР	5	8
Осн. и фунда.	Кузнецов А.А.				
Экономика	Сарынов А.Н.	Разрезы 1-1; 2-2; 3-3; 4-4, вид А, маркировочная схема колонн КТ-1, КР-1, КТ-2, КР-2	ВКР	5	8
ТОСП	Карпова О.В.				
ЭБЖД	Резникова Г.В.	ПГУАС	кафедра СК	5	8
НИИР	Ласьков Н.Н.				
Студент	Щетинкин А.А.	г.р. СП1-44			
Норм. контр.	Ласьков Н.Н.				

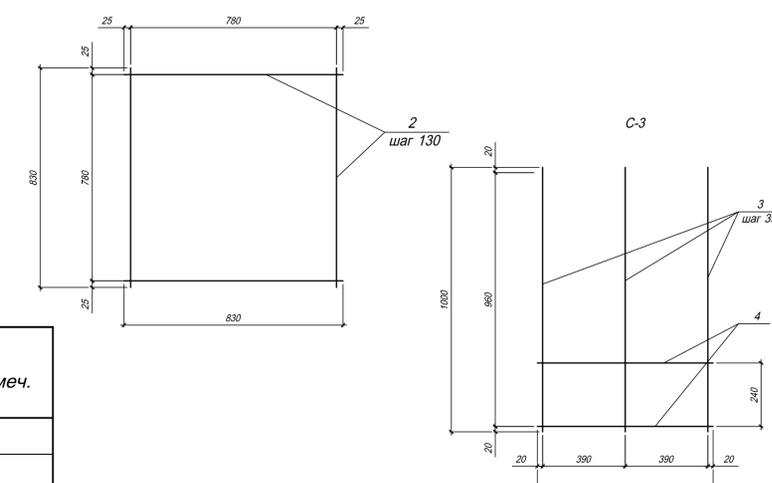
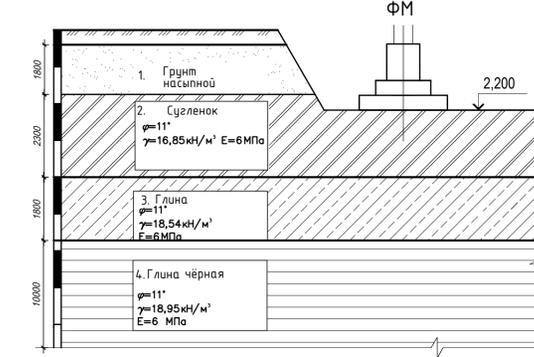
(монолитное перекрытие, монолитные колонны)



вид Б



Инженерно-геологический разрез

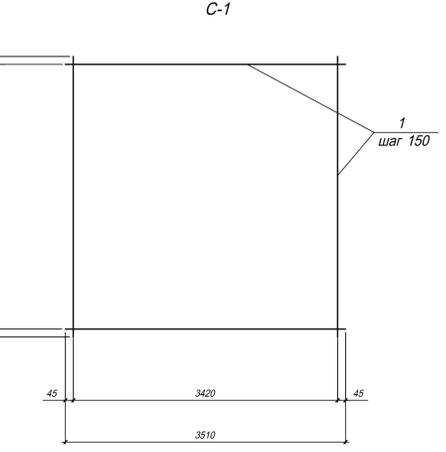
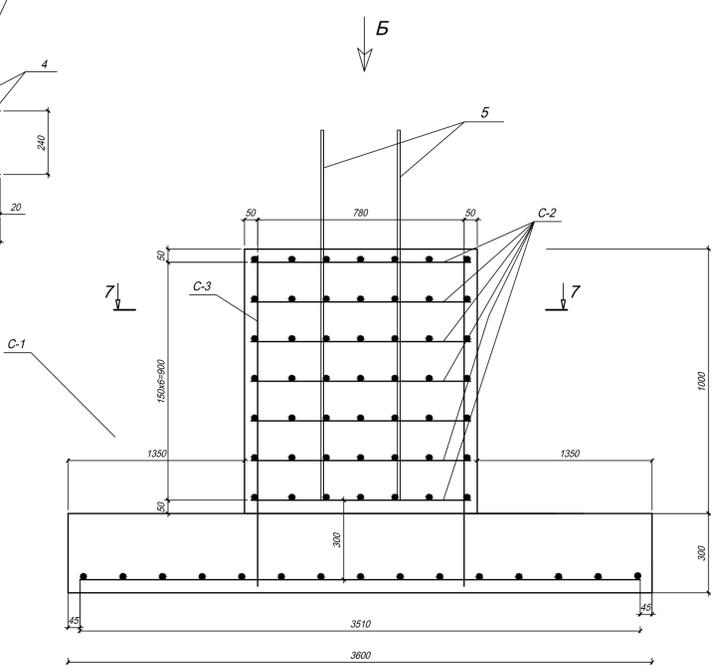


Спецификация на фундамент

Поз. дет.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса 1 дет. кг	Примеч.
см. данный лист		Фундамент ФМ-1			
см. данный лист		С-1	1		
1		Ø10 А500 СТБ 1704-2006 L=3510	22	1,59	34,98
см. данный лист		С-2	7		
2		Ø8 А240 СТБ 1704-2006 L=830	14	0,83	81,34
см. данный лист		С-3	2		
3		Ø14 А500 СТБ 1704-2006 L=1250	3	1,25	7,5
4		Ø14А500 СТБ 1704-2006 L=1250	2	1,25	2,5
		Анкерные выпуски			
5		Ø10А400 СТБ 1704-2006 L=1400	4	0,23	0,92
		Материалы			
		бетон В20	1,621		м³

Спецификация на колонну

Поз. дет.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса 1 дет. кг	Примеч.
см. лист 5		Колонна КМ-1			
см. лист 5		КП-1	1		
см. лист 5		КР-1	2		
1		Ø18 А400 СТБ 1704-2006 L=3100	2	6,19	24,78
2		Ø10 А240 СТБ 1704-2006 L=360	14	0,23	7,36
		Ø10 А240 СТБ 1704-2006 L=270	2	0,173	0,345
см. лист 5		КП-2	1		
см. лист 5		КР-2	2		
4		Ø10 А400 СТБ 1704-2006 L=800	4	0,494	3,95
5		Ø10 А240 СТБ 1704-2006 L=90	12	0,06	1,34
см. лист 5		С 30	9		
3		Ø10А240 СТБ 1704-2006 L=360	6	0,23	12,42
		Анкерные выпуски			
6		Ø10А400 СТБ 1704-2006 L=1400	4	0,23	0,92
		Материалы			
		бетон В 20	0,496		м³



Спецификация на плиту перекрытия

Поз. дет.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса 1 дет. кг	Примеч.
см. лист 4		Плита ПМ-1			
см. лист 4		Нижняя арматура			
1		С 1	23		
1		Ø20 А400 СТБ 1704-2006 L=2450	26	6,042	3612,94
см. лист 4		С 2	8		
1		Ø20 А400 СТБ 1704-2006 L=2450	12	6,042	580,0
2		Ø20 А400 СТБ 1704-2006 L=2250	13	5,55	577,05
см. лист 4		С 3	2		
1		Ø20 А400 СТБ 1704-2006 L=2450	8	6,042	96,67
3		Ø20 А400 СТБ 1704-2006 L=1450	13	3,58	92,97
см. лист 4		С 4	3		
1		Ø20 А400 СТБ 1704-2006 L=2450	9	6,042	163,14
4		Ø20 А400 СТБ 1704-2006 L=1650	13	4,069	158,69
см. лист 4		Верхняя арматура			
см. лист 4		С 5	1		
5		Ø22 А400 СТБ 1704-2006 L=2700	38	8,06	306,16
6		Ø22 А400 СТБ 1704-2006 L=5000	21	14,92	313,32
см. лист 4		С 6	3		
5		Ø22 А400 СТБ 1704-2006 L=2700	34	8,06	821,79
7		Ø22 А400 СТБ 1704-2006 L=4550	20	13,58	814,63
см. лист 4		С 7	2		
8		Ø22 А400 СТБ 1704-2006 L=3650	54	10,89	1176,30
см. лист 4		С 8	2		
9		Ø22 А400 СТБ 1704-2006 L=2750	40	8,21	656,48
см. лист 4		С 9	1		
10		Ø22 А400 СТБ 1704-2006 L=2750	20	8,21	164,2
11		Ø22 А400 СТБ 1704-2006 L=2600	21	7,76	162,93
см. лист 4		С 10	1		
9		Ø22 А400 СТБ 1704-2006 L=2750	26	8,21	213,46
12		Ø22 А400 СТБ 1704-2006 L=3500	21	10,44	219,24
см. лист 4		С 11	4		
8		Ø22 А400 СТБ 1704-2006 L=3650	38	10,89	1655,52
13		Ø22 А400 СТБ 1704-2006 L=5300	27	15,81	1708,04
см. лист 4		С 12	1		
8		Ø22 А400 СТБ 1704-2006 L=3650	19	10,89	206,94
14		Ø22 А400 СТБ 1704-2006 L=2450	27	7,31	197,39
см. лист 4		С 13	2		
14		Ø22 А400 СТБ 1704-2006 L=2450	17	7,31	248,57
15		Ø22 А400 СТБ 1704-2006 L=2000	18	5,97	214,85
см. лист 4		С 14	1		
7		Ø22 А400 СТБ 1704-2006 L=4550	24	13,58	325,85
16		Ø22 А400 СТБ 1704-2006 L=3200	33	9,55	315,11
		Материалы			
		бетон В 20	177,14		м³

Здание банка "Кузнецкий" в г. Пензе площадью 426,4 м²

ВКР-2069059-08.03.01.-131141-17

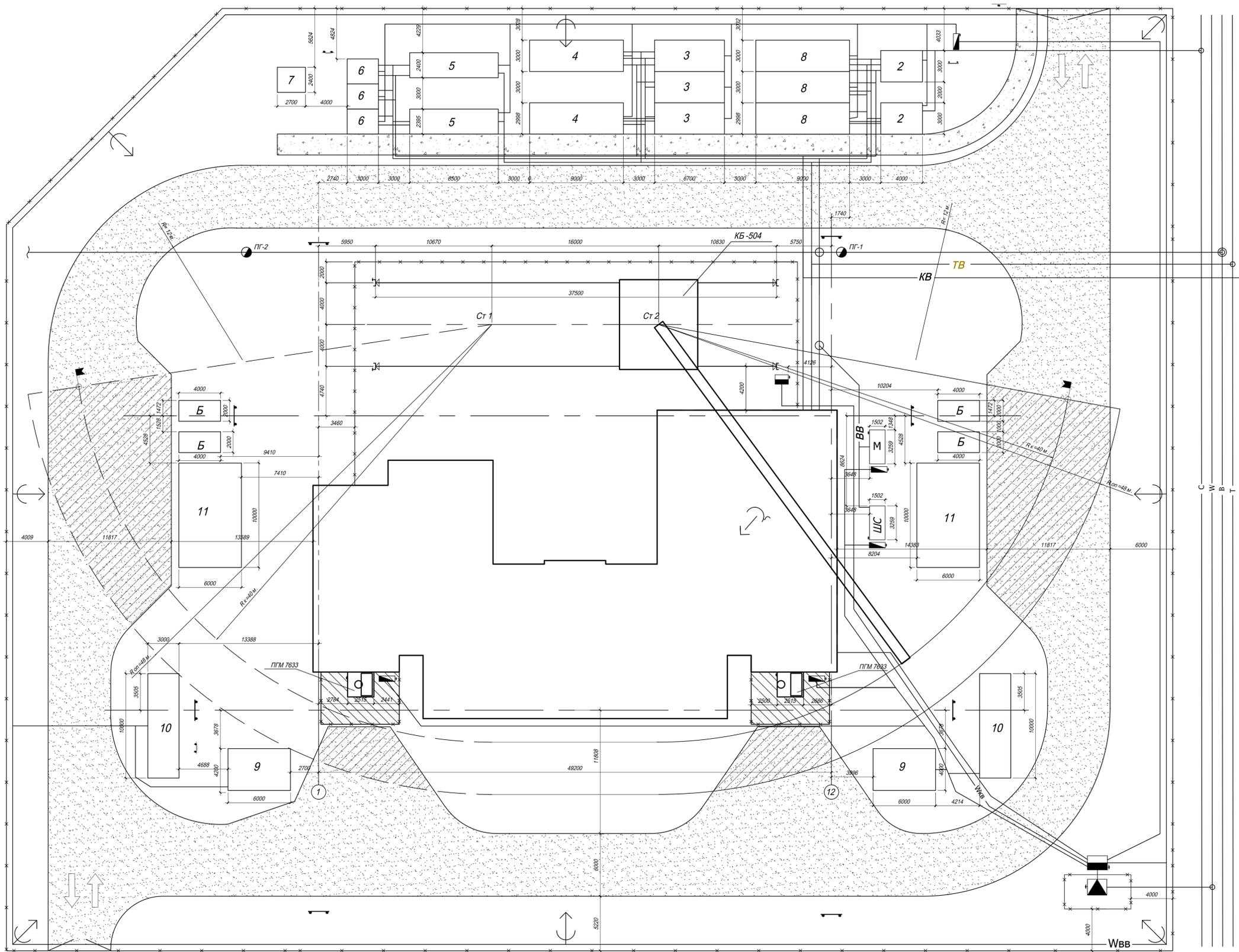
Здание банка для г. Пенза

Монолитное перекрытие, монолитные колонны, спецификация, схема армирования фундаментов, инженерно-геологический разрез

Лист 6 из 8

ПГУАС кафедра СК гр. СП-44

СТРОЙГЕНПЛАН



ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИЕ ПОКАЗАТЕЛИ

1	Площадь территории строительной площадки: 9354,86 м ²	5	Протяженность временной электросети: 629 пог.м.
2	Площадь временных зданий: 387,2 м ²	6	Протяженность временной водопроводной сети: 257 пог.м.
3	Склады: 168,0 м ²	7	Протяженность ограждения: 298,1 м. пог.
4	Протяженность временных автодорог: 358,3 пог.м.	8	Коэффициент использования территории: 0,384

ЭКСПЛИКАЦИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

N	Наименование	Кол.	Размеры в плане
1	Строящееся здание	1	49,2x28,2 м
2	Контора	2	4x3 м
3	Гардеробная с сушилкой	4	6,7x3 м
4	Медпункт, столовая	2	3x9 м
5	Душевая	2	3,1x8,5 м
6	Уборная	3	2,4x3 м
7	Место для курения	1	2,4x2,7 м
8	Красный уголок	3	9x3 м
9	Навес	2	6x4 м
10	Закрытый склад	2	3x10 м
11	Открытая складская площадка	2	6x10 м

УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

	Строящееся здание
	Временные здания
	Площадка складирования
	Башенный кран
	Места складирования раствора и бетона
	Малая станция
	Штукатурная станция
	Ограждение временное
	Проезд во временном ограждении
	Постоянная автодорога
	Опасная зона дорог
	Временная автодорога
	Направление движения автотранспорта
	Противопожарный щит
	Ограничение угла поворота
	Подъёмник
	Щит схемы участка при въезде
	Щит по охране труда
	Трансформатор
	Электросиловой распределительный щит
	Прожектор стационарный/подвижной
	Постоянная водопроводная сеть
	Временная водопроводная сеть
	Рубильник
	Пожарный гидрант
	Постоянная канализационная сеть
	Временная канализационная сеть
	Постоянная сеть теплофикации
	Временная сеть теплофикации
	Постоянная телефонная сеть
	Временная телефонная сеть
	Высоковольтная ЛЭП
	Временная кабельная сеть
	Временная воздушная сеть

Зав. кафедр.	Ласков Н.Н.	ВКР-2069059-08.03.01.-131141-17	Здание банка "Кузнецкий" в г. Пензе площадью 426,4 м ²	Страницы	Лист	Листов
Руководит.	Ласков Н.Н.					
Архитект.	Бережова А.М.					
Конструкц.	Ласков Н.Н.					
Осн. и фундам.	Кузнецов А.А.	Здание банка для г. Пенза	ВКР	7	8	
ТОСП	Карпова О.В.					
Экономика	Сарынов А.Н.					
ЭБЖД	Резникова Г.В.					
НИИР	Ласков Н.Н.	Строительная экспликация зданий и сооружений, условные обозначения, технико-экономические показатели	ПГУАС	кафедра СК	ар. СП-44	
Студент	Щетинкин А.А.					
Норм. контр.	Ласков Н.Н.					

