

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

Н.Н. Ласков

подпись, инициалы, фамилия

«19» июня 2017 г.

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

Тема ВКР 12-этажной 100-квартирной панельной дом  
со ветрошаумным торгово-офисным помещением  
и подземным паркингом в г. Пензе

Автор ВКР Веригина Ольга Сергеевна

Обозначение ВКР-2069059-080301-130916-2017 Группа См 1-42

Руководитель ВКР Артюшин Дмитрий Викторович

Консультанты по разделам:

архитектурно-строительный Ю. М. Пусков

расчетно-конструктивный Д. В. Артюшин

основания и фундаменты В. С. Глузев

технологии и организации строительства Н. В. Агафонкина

экономики строительства А. Н. Сафьянов

вопросы экологии и безопасность

жизнедеятельности Т. П. Раздвинкина

НИР Д. В. Артюшин

Нормоконтроль Д. В. Артюшин

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 Вершинина Ольга Сергеевна

Группа Ст 1-42

Тема ВКР 12-этажный 10-квартирный жилой дом со ветроэнергетическим морско-офисным помещением и подземным паркингом в г. Пензе

Консультанты:

архитектурно-строительный раздел Русков Ю.М.

расчетно-конструктивный раздел Артюшин Д.В.

основания и фундаменты Глухов В.С.

технология и организация строительства Агафонкина Н.В.

экономика строительства Сафьянов А.Н.

вопросы экологии и безопасности жизнедеятельности Разживина Т.П.

НИР Артюшин Д.В.

#### I. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ВКР

1. Место строительства г. Пенза

2. Назначение здания. Степень новизны разрабатываемой работы. Реальность ВКР  
Жилой дом со ветроэнергетическим морско-офисным помещением

(указать отличие от типового или ранее разработанного проекта)

## II. СОСТАВ ВКР

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

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

2. Расчетно-конструктивная часть должна состоять из:

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

3. Раздел технологии и организации строительства включает в себя:

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

4. Раздел экономики строительства включает в себя:

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

5. Вопросы экологии и безопасность жизнедеятельности.

## III. ТРЕБОВАНИЯ К ВЫПОЛНЕНИЮ ВКР

Сроки выполнения ВКР устанавливаются с 24.05 по 20.06 2017 г.

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

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

Дата выдачи «24» 05 2017 года.

Руководитель ВКР \_\_\_\_\_

## Содержание

1. Архитектурно-строительный раздел
  - 1.1. Генеральный план и благоустройство участка
  - 1.2. Объемно-планировочное решение здания
  - 1.3. Конструктивные решения здания
  - 1.4. Теплотехнический расчет
2. Расчетно-конструктивный раздел
  - 2.1. Проектирование многопустотной плиты перекрытия
    - 2.1.1. Расчет пустотной плиты в стадии эксплуатации
    - 2.1.2. Расчет плиты по предельным состояниям первой группы
    - 2.1.3. Расчет плиты по предельным состояниям второй группы
    - 2.1.4. Проверка прочности плиты в стадии изготовления.
    - 2.1.5. Расчет монтажной петли
  - 2.2. Расчет сборного железобетонного марша
    - 2.2.1. Определение нагрузок и усилий
    - 2.2.2. Предварительное назначение размеров сечения марша
    - 2.2.3. Подбор сечения продольной арматуры
    - 2.2.4. Расчет наклонного сечения на поперечную силу
  - 2.3. Расчет железобетонной площадочной плиты
    - 2.3.1. Определение нагрузок
    - 2.3.2. Расчет полки плиты
    - 2.3.3. Расчет лобового ребра
    - 2.3.4. Расчет наклонного сечения лобового ребра на поперечную силу
    - 2.3.5. Расчет пристенного ребра
    - 2.3.6. Расчет наклонного сечения лобового ребра на поперечную силу
3. Научно-исследовательский раздел
4. Основания и фундаменты
  - 4.1. Общие положения
  - 4.2. Оценка параметров геологических условий строительства
  - 4.3. Сбор нагрузок на фундаменты
  - 4.4. Расчет ленточного фундамента на естественном основании
  - 4.5. Расчет и проектирование свайного фундамента
5. Технологии и организации строительства
  - 5.1. Методика проектирования строительного генерального плана
  - 5.2. Выбор монтажных механизмов
  - 5.3. Расчет опасных зон действия крана

- 5.4. Проектирование внутриплощадочных дорог
- 5.5. Проектирование складских помещений площадок
- 5.6. Расчет временных зданий и сооружений
- 5.7. Расчет потребности в электроэнергии
- 6. Экономика строительства
  - 6.1. Технический паспорт на объект
  - 6.2. Календарное планирование
  - 6.3. Объектная смета
  - 6.4. Сводный сметный расчет
  - 6.5. Эксплуатационные расходы
  - 6.6. План продаж
  - 6.7. Техничко-экономические показатели объекта
- 7. Экология и безопасность жизнедеятельности
  - 7.1. Охрана окружающей среды
  - 7.2. Организация безопасных условий труда

# **Раздел 1**

## **Архитектурно-строительный**

## **1.1. Генеральный план и благоустройство участка**

Многоквартирный жилой дом с размещением на первом и втором этажах нежилых помещений по адресу: г. Пенза, Железнодорожный район, ул. Кузнецкая, запроектирован на земельном участке площадью 3578 кв.м.

Предоставленный земельный участок располагается в центральной части города в квартале, ограниченном ул.Луначарского-Жемчужная-Пролетарская- Кузнецкая. Участок имеет планировочные ограничения. По участку проходят инженерные сети.

Въезды к зданию не создают помех для движения транспорта. Вокруг здания предусмотрены пожарные проезды. На пешеходной зоне перед зданием предусмотрено декоративное озеленение.

Покрытие автодорог, тротуаров и разворотных площадок - асфальтобетонное.

Согласно Градостроительному плану земельного участка проектируемая территории располагается в зоне Ц-2.

В соответствии с ПЗЗ г.Пензы:

Ц – 2. Зона обслуживания и деловой активности местного значения

Благоустройством территории предусматривается:

- организация автостоянки для временной парковки автомобилей с двухслойным асфальтобетонным покрытием,
- устройство тупикового проезда с разворотной площадкой со стороны дворовой части жилого дома с однослойным асфальтобетонным покрытием,
- устройство тротуаров и дорожек с асфальтобетонным покрытием,
- устройство площадок для игр детей, отдыха взрослых, площадок для занятия спортом и для хозяйственных целей,
- установка стационарного оборудования площадок и переносных изделий,
- озеленение территории.

## **1.2.Объемно-планировочное решение здания**

Проектируемое здание представляет собой соединение со сдвижкой в плане относительно друг друга 2-х секций, где каждая секция имеет форму «вытянутого» по горизонтали параллелепипеда.

Одна секция 27,0 м. х 12,70 м., другая секция также с габаритными размерами в осях по первому этажу: 27,0 м. х 15,70 м. Сдвигка между секциями в плане выше 1-го этажа составляет 3м. По первому этажу секции образуют единую линию застройки по главному фасаду.

Жилой дом в наземной части имеет сложную форму в плане с габаритными размерами в осях 54,00х17,59 м, общие габаритные размеры подземной части здания 54,00х35,46 м. Наземная часть здания состоит из двух жилых блок-секций. Входы в

жилую часть дома запроектированы с дворового фасада. Входы в нежилые помещения располагаются с главного фасада здания.

Подземная часть здания для паркинга встроено-пристроенная, имеет прямоугольную форму в плане. Въезд в паркинг со стороны главного фасада здания с улицы Кузнецкая.

Общее количество квартир 100. На первом этаже располагаются выставочный зал и магазин, на втором – офисные помещения, в подземном этаже здания запроектирован паркинг для легковых автомобилей на 25 маш/мест и технические помещения.

Ввиду того, что долевые фасады здания являются доминирующими, их внешний вид приведён в соответствии с архитектурными требованиями. Фасады здания конструктивно и зрительно разбиты на три горизонтальных уровня: цокольная часть с входами на первый этаж, основная масса жилых этажей и парапет. Общая сетка фасада образована сочетанием модулей, заданных габаритами высоты этажа и размерами ширины помещения. Конструктивно и планировочно основная масса поверхности стен разбита на сплошные ряды оконных проёмов, и, чтобы избежать монотонности восприятия, рисунок фасадов дополнен ритмичными рядами лоджий с выступающими пилонами, образующих вертикальные линии. Кроме того, размещение лоджий на фасадах конструктивно оправдано и обеспечивает дополнительный уровень комфортности проектируемых квартир. Наличие пилонов кроме конструктивной и планировочной необходимости, решает задачу архитектурно-эстетического восприятия тектоники фасадов здания и даёт дополнительную возможность обогащения их мелкой пластикой, а также усиления светотеневой динамики при освещении. Количество этажей определено проектом и, чтобы обосновать это композиционно, высотную структуру фасада «останавливает» наличие парапета, кроме того он имеет и функционально-конструктивное назначение. Ввиду того, что кровля плоская, общий парапет дома имеет вид горизонтальной линии. Также дополнительно силуэтность жилому объекту с плоской кровлей придают объёмы лифтовых шахт и выходов на кровлю, тем самым также композиционно ориентируя на входы в здание.

Планировочное решение жилых секций строится вокруг лифтового узла и лестницы, которые являются основным композиционным ядром, присоединяющим к себе коридором группу квартир. Планировка жилых квартир в секциях построена рационально. Помещения имеют правильные геометрические формы, компактны, пропорционально сбалансированы по габаритам для расстановки мебели. Каждая квартира снабжена лоджией. Планировки квартир соответствуют конструктивно-планировочным и санитарно-гигиеническим нормам. Их интерьеры решены в соответствии с требованиями к жилым помещениям.

Все вышеперечисленные композиционные приемы в решении архитектурных задач позволяют придать объекту индивидуальность, логическую целостность и завершенность.

Отделка помещений жилых квартир соответствует санитарно-гигиеническим требованиям и запроектирована из экологически чистых материалов: стены оклеиваются бумажными обоями, пол в жилых комнатах – линолеум, полы и часть стен помещений сан.узлов – керамическая плитка, стены кухонь – влагостойкие обои. потолки – вододисперсионная краска.

В помещениях технического назначения полы запроектированы бетонными, стены и потолки окрашиваются вододисперсионными красками, стены машинного помещения лифтов – масляная окраска, отделка чердака и помещения ИТП - известковая побелка.

Офисные помещения, помещения выставочного зала, комнаты персонала окрашиваются вододисперсионной краской, потолки – из гипсокартонных листов.

Защиту от шума в помещениях проектируемого здания обеспечивает остекление оконных проёмов пластиковыми стеклопакетами, снижающими уровень шума.

Таблица 1.1 Техничко-экономические показатели

Наименование	Ед. изм.	Количество
Количество этажей надземных, в том числе:	эт.	13
Количество этажей подземных	эт.	1
Количество квартир	шт.	100
в т.ч. 1-комнатных	шт.	60
2-комнатных	шт.	20
3-комнатных	шт.	20
Жилая площадь квартир	м <sup>2</sup>	2587,0
Общая площадь квартир	м <sup>2</sup>	5126,5
Полезная площадь нежилых помещений в том числе:	м <sup>2</sup>	3883,8
Полезная площадь подземного паркинга		1853,2
Площадь застройки (в т.ч. крыльца, приямки)	м <sup>2</sup>	1186.95
Объем строительный (вт.ч. подземной части)	м <sup>3</sup>	48020,6 7460,7
Общая площадь здания в том числе нежилой части	м <sup>2</sup>	11483,8 3883,8

Таблица 1.2. Экспликация помещений на отметке – 4,200

Номер помещения	Наименование	Площадь, м <sup>2</sup>	Категория помещения
1	2	3	4
1	Парковка на 25 машино-мест	1579,3	
2	Комната охраны	30,0	
3	Санузел	5,2	
4	ИТП	62,1	
5	Лестничная клетка	17,1	
6	Лестничная клетка	17,2	
7	Техническое помещение	16,8	
8	Техническое помещение	18,2	
9	Техническое помещение	46,5	
10	Техническое помещение	52,8	
11	Насосная пожарных насосов	18,8	
12	Коридор	19,5	
13	Тамбур	4,1	

Таблица 1.3. Экспликация помещений 1 этажа

Номер помещения	Наименование	Площадь, м <sup>2</sup>	Категория помещения
1	2	3	4
1	Выставочный зал	315,7	
2	Вестибюль	36,6	
3	Венткамера	16,8	Д
4	Тамбур	29,4	
5	Комната персонала	12,3	
6	Кладовая уборочного инвентаря	10,4	ВЗ

Продолжение табл. 1.3.

1	2	3	4
7	Кабинет администрации	18,2	
8	Подсобное помещение	6,7	
9	Универсальная кабина	4,8	
10	Санузел служебный	4,8	

Продолжение табл. 1.3.

1	2	3	4
11	Электрощитовая	6,4	Д
12	Коридор	8,5	
13	Коридор	4,6	
14	Лестничная клетка	17,2	
15	Тамбур	11,4	
16	Тамбур	5,1	
17	Торговый зал	89,2	
18	Комната персонала	9,2	
19	Санузел	4,0	
20	Кладовая уборочного инвентаря	1,8	В4
21	Лестничная клетка	17,2	
22	Тамбур	6,5	
23	Тамбур	5,3	
24	Тамбур	6,9	
25	Лестничная клетка	17,2	
26	Тамбур	4,0	
27	Лестничная клетка	17,2	
28	Тамбур	4,0	
29	ТСЖ	9,8	
30	Кладовая уборочного инвентаря	4,0	В4
31	Санузел	2,7	
32	Консьерж	5,4	
33	Лифтовый холл	31,4	
34	Электрощитовая	6,4	Д
35	Тамбур	3,9	
36	Лестничная клетка	13,2	
37	Лестничная клетка	13,2	
38	Лифтовый холл	21,3	
39	Консьерж	4,5	
40	Санузел	3,6	
41	Тамбур	3,9	
42	Коридор	3,0	

Таблица 1.4. Экспликация помещений 2 этажа

Номер помещения	Наименование	Площадь, м <sup>2</sup>	Категория помещения
1	2	3	4
1	Офис	57,5	
2	Офис	57,3	
3	Офис	57,3	
4	Офис	57,5	
5	Офис	51,1	
6	Офис	52,1	
7	Офис	52,0	
8	Офис	36,2	
9	Офис	19,9	
10	Офис	18,1	
11	Офис	18,5	
12	Санузел мужской	16,4	
13	Санузел женский	16,4	
14	Кладовая уборочного инвентаря	17,2	
15	Лестничная клетка	17,2	
16	Холл	69,5	
17	Коридор	101,3	
18	Коридор	27,7	
19	Световой карман	9,5	
20	Световой карман	9,5	
21	Световой карман	21,8	
22	Лестничная клетка	17,6	
23	Лестничная клетка	17,6	
24	Лоджия	7,4	
25	Лоджия	8,5	
26	Лоджия	7,4	
27	Лоджия	8,8	

Таблица 1.5. Экспликация помещений 3-12 этажей

Номер помещения	Наименование	Площадь, м <sup>2</sup>	Категория помещения
1	2	3	4
1-комнатная квартира			
1	Жилая комната	16,8	
2	Кухня прихожая	8,1	
3	Прихожая	4,6	
4	Совместный санузел	4,0	
5	Лоджия	6,5	
1-комнатная квартира			
6	Жилая комната	16,8	
7	Кухня прихожая	8,1	
8	Прихожая	4,6	
9	Совместный санузел	4,0	
10	Лоджия	6,5	
1-комнатная квартира			
11	Жилая комната	16,8	
12	Кухня прихожая	8,1	
13	Прихожая	4,6	
14	Совместный санузел	4,0	
15	Лоджия	7,6	
1-комнатная квартира			
16	Жилая комната	15,6	
17	Кухня прихожая	8,1	
18	Прихожая	4,6	
19	Совместный санузел	4,0	
20	Лоджия	6,3	
1-комнатная квартира			
21	Жилая комната	17,9	
22	Кухня прихожая	8,1	
23	Прихожая	4,6	
24	Совместный санузел	4,0	
25	Лоджия	6,8	
1-комнатная квартира			

Продолжение табл.1.5.

1	2	3	4
26	Жилая комната	16,8	
27	Кухня прихожая	8,1	
28	Прихожая	4,6	
29	Совместный санузел	4,0	
30	Лоджия	6,8	
2-комнатная квартира			
31	Жилая комната	17,5	
32	Жилая комната	13,7	
33	Кухня	8,2	
34	Прихожая	8,4	
35	Ванная	3,2	
36	Туалет	1,6	
37	Лоджия	7,4	
38	Лоджия	5,4	
2-комнатная квартира			
39	Жилая комната	16,9	
40	Жилая комната	12,2	
41	Кухня	8,2	
42	Прихожая	8,2	
43	Ванная	3,1	
44	Туалет	1,6	
45	Лоджия	7,4	
46	Лоджия	3,3	
3-комнатная квартира			
47	Жилая комната	18,2	
48	Жилая комната	18,7	
49	Жилая комната	11,3	
50	Кухня	9,4	
51	Прихожая	15,2	
52	Ванная	3,2	
53	Туалет	1,6	
54	Лоджия	8,5	
55	Лоджия	6,5	

Продолжение табл.1.5.

3-комнатная квартира			
56	Жилая комната	18,2	
57	Жилая комната	19,3	
58	Жилая комната	11,3	
59	Кухня	10,1	
60	Прихожая	16,2	
61	Ванная	3,1	
62	Туалет	1,6	
63	Лоджия	8,8	
64	Лоджия	8,5	
65	Лифтовый холл	9,5	
66	Лифтовый холл	9,5	
67	Коридор	20,2	
68	Коридор	28,4	
69	Лестничная клетка	13,2	
70	Лестничная клетка	13,2	
71	Тамбур	3,9	
72	Тамбур	3,9	
73	Переход через воздушную зону	8,6	
74	Переход через воздушную зону	8,8	

### 1.3. Конструктивные решения здания

Общая площадь здания- 11483,8 м<sup>2</sup>, квартир - 5126,5 м<sup>2</sup>.

Высота до верха парапета - 41,71 м.

Высота технического этажа - 2,52 м.

Размер площадки под застройку дома - 1162,95 м<sup>2</sup>.

- |  |     |
|--|-----|
| 1. Степень долговечности здания -                | II  |
| 2. Класс конструктивной пожарной опасности [8] - | С-1 |
| 3. Степень огнестойкости здания [8]-             | II  |
| 4. Уровень ответственности здания [4]-           | II  |

Проект жилого дома разработан с наружными и внутренними кирпичными стенами и железобетонными плитами перекрытий, опертymi по двум сторонам на несущие стены.

Наружные стены – кирпичные стены из силикатного полуторного кирпича по ГОСТ 379-95\*. Система утепления наружных стен - с помощью слоистой кладки и система "Тех-color" в лоджиях.

Облицовочный слой слоистой кладки выполнить из керамического кирпича марки М 100, F 25 , причем 3 нижних горизонтальных ряда кладки выполнить из полнотелого керамического кирпича F50.

В качестве утеплителя наружных стен применяется пенополистирол М 35 по ГОСТ 15558-86. Перекрытия и покрытие- сборные железобетонные пустотные плиты по серии 1.141-1 в.60, 63. Утеплитель над 12 этажом – жесткие минераловатные плиты с армированной цементно-песчаной стяжкой толщиной 50мм.

Лестничные марши и площадки сборные железобетонные.

Перегородки – армокирпичные толщиной 65мм.

Крыша – с холодным чердаком.

Кровля – рулонная, с внутренним водостоком.

Оконные блоки – профиль ПВХ, с двухкамерным и однокамерным стеклопакетом (в жилых, офисных помещениях, помещениях подвала и техэтажа соответственно).

Двери наружные индивидуальные и по ГОСТ24698-81, двери внутренние – деревянные по ГОСТ 6629-88.

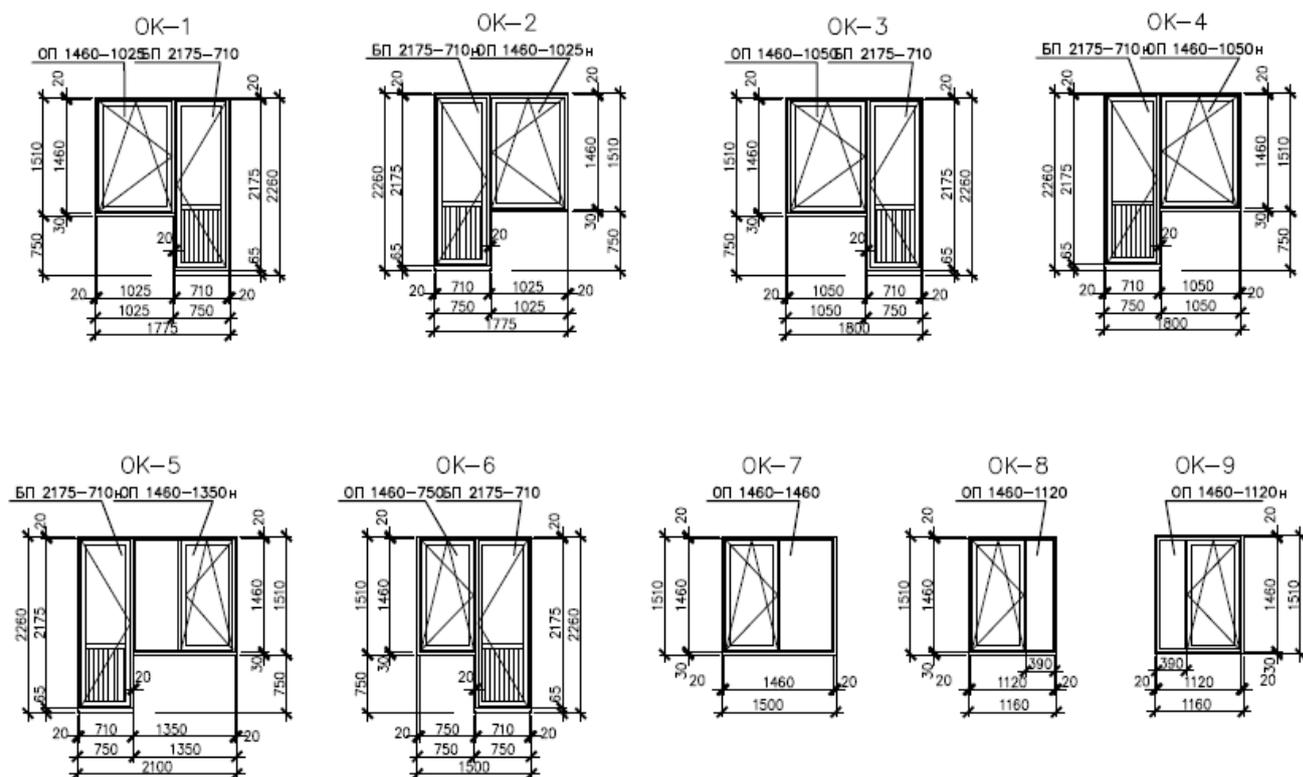


Рис.1.1. Схемы заполнения оконных проемов

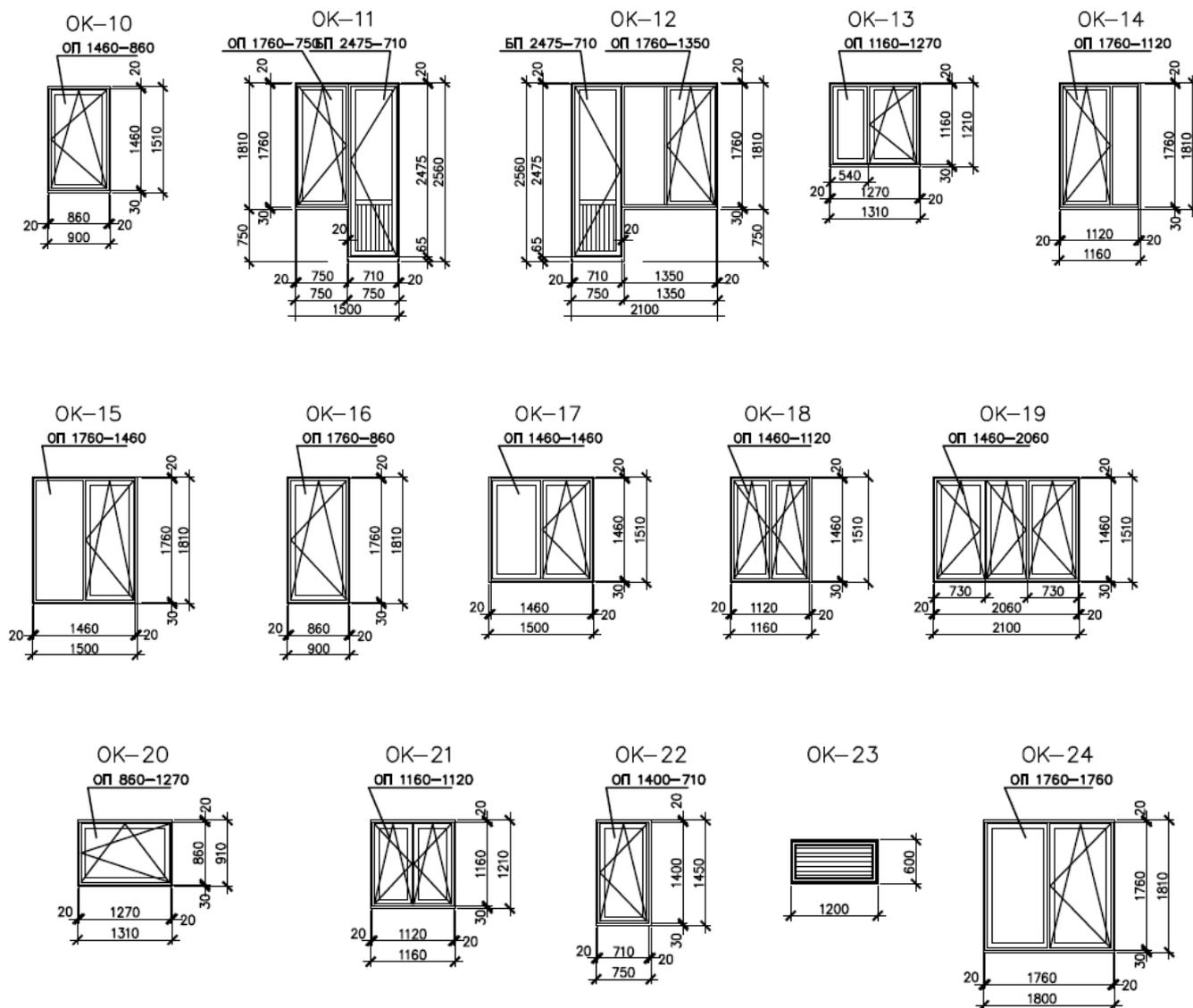


Рис.1.1. Схемы заполнения оконных проемов

Таблица 1.6. Спецификация элементов заполнения оконных проемов.

Поз.	Обозначение	Наименование	Количество
OK-1	Гост 30674-99	ОП 1460-1025	40
		БП 2175-710	40
OK-2	Гост 30674-99	ОП 1660-1025Н	30
		БП 2175-710Н	30
OK-3	Гост 30674-99	ОП 1460-1050	10
		БП 2175-710	10
OK-4	Гост 30674-99	ОП 1460-1050Н	20
		БП 2175-710Н	20
OK-5	Гост 30674-99	ОП 1460-1350Н	20
		БП 2175-710Н	20

Продолжение табл.1.6.

ОК-6	Гост 30674-99	ОП 1460-75	20
		БП 2175-710 <sub>н</sub>	20
ОК-7	Гост 30674-99	ОП 1460-1460	20
ОК-8	Гост 30674-99	ОП 1460-1120	60
ОК-9	Гост 30674-99	ОП 1460-1120 <sub>н</sub>	40
ОК-10	Гост 30674-99	ОП 1460-860	24
ОК-11	Гост 30674-99	ОП 1760-750	2
		БП 2475-710	2
ОК-12	Гост 30674-99	ОП 1760-1350	2
		БП 2475-710	2
ОК-13	Гост 30674-99	ОП 1160-1270	4
ОК-14	Гост 30674-99	ОП 1760-1120	2
ОК-15	Гост 30674-99	ОП 1760-1460	2
ОК-16	Гост 30674-99	ОП 1760-860	1
ОК-17	Гост 30674-99	ОП 1460-1460	2
ОК-18	Гост 30674-99	ОП 1460-1120	1
ОК-19	Гост 30674-99	ОП 1460-2060	2
ОК-20	Гост 30674-99	ОП 860-1270	2
ОК-21	Гост 30674-99	ОП 1160-1120	2
ОК-22	Гост 30674-99	ОП 1400-710	6
ОК-23	Гост 30674-99	ОП 1460-1460	1
ОК-24	Гост 30674-99	ОП 1760-1760	18

#### 1.4. Теплотехнический расчет

Исходные данные:

- назначение здания: 12-ти этажный жилой дом с подземной автостоянкой;
- место строительства: Пензенская область, г.Пенза, Железнодорожный район;
- влажностный режим помещения [14, Табл.3] - нормальный;
- условия эксплуатации ограждающих конструкций [14, Табл.6] - А;
- расчетная температура наружного воздуха, принимается значение средней температуры наиболее холодной пятидневки обеспеченностью 0,92 для г.Пензы [15, по табл. 1]  $t_{ext} = -27^{\circ}\text{C}$ ;
- расчетная температура внутреннего воздуха, принимаемая согласно [17]  $t_{int} = +20^{\circ}\text{C}$ ;

- расчетная температура воздуха подвала  $t_{ext}^o = +5^oC$ ;
- продолжительность отопительного периода  $z_{ht}$  принимается согласно [15, по табл. 1]  $z_{ht} = 200$  сут;
- средняя температура наружного воздуха за отопительный период, принимается согласно [15, по табл. 1]  $t_{ht} = -4,1^oC$ ;
- коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности ограждающих конструкций [16, Табл.7],  $\alpha_{int} = 8,7$  Вт/(м<sup>2</sup>·°C);
- коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности ограждающих конструкций [16, Табл.4],  $\alpha_{ext} = 23$  Вт/(м<sup>2</sup>·°C);

#### 1.4.1. Теплотехнический расчёт наружной стены

Таблица 1.7. Конструкция наружной стены

№	Название	Толщина, мм
1	Цементно-песчаный раствор, $\rho=1800$ кг/м <sup>3</sup>	20
2	Пенополистирол ПСБ-С-25, $\rho=25$ кг/м <sup>3</sup>	х
3	Кладка из силикатного кирпича обыкновенного (ГОСТ 530) на цементно-песчаном растворе, $\rho=1800$ кг/м <sup>3</sup>	510
4	Цементно-песчаный раствор, $\rho=1800$ кг/м <sup>3</sup>	10

Расчетный коэффициент теплопроводности цементно-песчаного раствора [13, Прил.Д]

$$\lambda_1 = \lambda_4 = 0,760 \text{ Вт/(м} \cdot \text{°C)};$$

расчетный коэффициент теплопроводности пенополистирола [13, Прил.Д]

$$\lambda_2 = 0,041 \text{ Вт/(м} \cdot \text{°C)};$$

расчетный коэффициент теплопроводности силикатного кирпича [13, Прил.Д]

$$\lambda_3 = 0,700 \text{ Вт/(м} \cdot \text{°C)};$$

Градусо-сутки отопительного периода:

$$\text{ГСОП (Dd)} = (t_{int} - t_{ht}) \cdot z_{ht} = (20 - (-4,1)) \cdot 200 = 4820 \text{ °C} \cdot \text{сут}$$

Нормируемое сопротивление теплопередаче ограждающей конструкции из условия энергосбережения:

$$R_{reg} = a \cdot D_d + b, \quad a = 0,00035; \quad b = 1,4;$$

Где  $a, b$ - коэффициенты, значения которых следует определять по [16, табл.4] для соответствующих групп зданий.

$$R_{reg} = 0,00035 \cdot 4820 + 1,4 = 3,09 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт};$$

Определяем толщину утеплителя, исходя из требуемого сопротивления теплопередаче ограждающей конструкции:

$$R_0 = R_{int} + \sum R_i + R_{ext} ;$$

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_{int}} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} + \frac{1}{\alpha_{ext}} ;$$

$$\delta_{ут} = \left[ R_{req} - \left( \frac{1}{\alpha_{int}} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} + \frac{1}{\alpha_{ext}} \right) \right] \cdot \lambda_{ут} =$$

$$= \left[ 3,09 - \left( \frac{1}{8,7} + \frac{0,02}{0,76} + \frac{0,51}{0,70} + \frac{0,01}{0,76} + \frac{1}{23} \right) \right] \cdot 0,041 = 0,09 \text{ м} ;$$

В соответствии с требованиями унификации принимаем толщину утеплителя  $\delta_{ут} = 0,1 \text{ м} = 100 \text{ мм}$

Определяем требуемое сопротивление теплопередаче:

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_{int}} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} + \frac{1}{\alpha_{ext}} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,02}{0,76} + \frac{0,1}{0,041} + \frac{0,51}{0,70} + \frac{0,01}{0,76} + \frac{1}{23} = 3,36 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт} ;$$

Таким образом, условие теплотехнического расчета выполнено, так как  $R_0 = 3,36 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт} > R_{req} = 3,09 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт}$ .

Проверяем второе условие тепловой защиты:

$$\Delta t_0 = \frac{n(t_{int} - t_{ext})}{R_0 \cdot \alpha_{int}} = \frac{1 \cdot (20 - (-27))}{3,32 \cdot 8,7} = 1,63 \text{ °C}$$

где  $n=l$  - коэффициент, учитывающий зависимость положения наружной поверхности ограждающих конструкций по отношению к наружному воздуху [16, табл. 6];

Таким образом,  $\Delta t_0 = 1,63 \text{ °C} < \Delta t_{н} = 4,0 \text{ °C}$ , условия тепловой защиты выполняются.

где  $\Delta t_{н} = 4,0 \text{ °C}$  - нормируемый температурный перепад между температурой внутреннего воздуха и температурой внутренней поверхности ограждающей конструкции, °C, [16, по табл. 5].

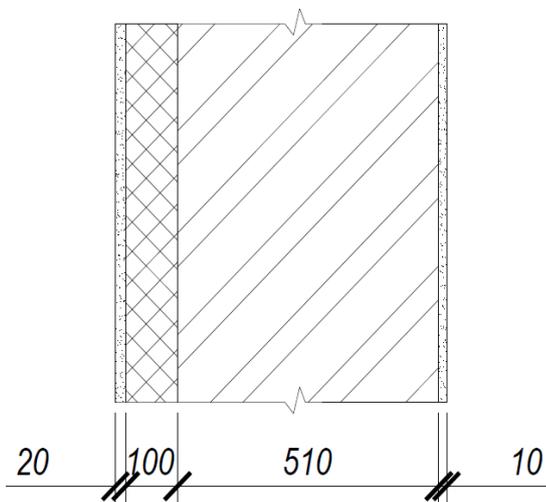


Рис. 1.2 Расчетная схема наружной стены

Вывод: Поскольку фактическое сопротивление теплопередаче больше требуемого ( $R_0 = 3,36 \text{ м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт} > R_{req} = 3,09 \text{ м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт}$ ) и расчетный температурный перепад меньше нормируемого ( $\Delta t_0 = 1,63 \text{ °C} < \Delta t_{н} = 4,0 \text{ °C}$ ) - конструкция удовлетворяет требованиям тепловой защиты здания.

#### 1.4.2. Теплотехнический расчёт перекрытия подвала

Расчетная температура внутреннего воздуха подвала  $t_{ext}^0 = +5 \text{ °C}$

Температура воздуха в помещениях верхнего этажа  $t_{int} = +18 \text{ °C}$

Таблица 1.8. Конструкция перекрытия:

№	Название	Толщина, мм
1	Линолуем, $\rho=1600 \text{ кг/м}^3$	5
2	Цементно-песчаный раствор, $\rho=1800 \text{ кг/м}^3$	40
3	Пенополистирол ПСБ-С-25, $\rho=25 \text{ кг/м}^3$	x
4	Цементно-песчаный раствор, $\rho=1800 \text{ кг/м}^3$	10
5	Железобетонная плита перекрытия, $\rho=2500 \text{ кг/м}^3$	220

Расчетный коэффициент теплопроводности линолеума на теплоизолирующей основе [13, Прил.Д]

$$\lambda_1 = 0,33 \text{ Вт}/(\text{м}\cdot\text{°C});$$

расчетный коэффициент теплопроводности цементно-песчаного раствора [13, Прил.Д]

$$\lambda_2 = \lambda_4 = 0,760 \text{ Вт}/(\text{м}\cdot\text{°C});$$

расчетный коэффициент теплопроводности пенополистирола [13, Прил.Д]

$$\lambda_3 = 0,041 \text{ Вт}/(\text{м}\cdot\text{°C});$$

расчетный коэффициент теплопроводности железобетона [13, Прил.Д]

$$\lambda_5 = 1,92 \text{ Вт}/(\text{м}\cdot\text{°C});$$

Градусо-сутки отопительного периода:

$$\text{ГСОП (Dd)} = (t_{int} - t_{ht}) \cdot z_{ht} = 18 - (-4,1) \cdot 200 = 4420 \text{ °C}\cdot\text{сут}$$

Нормируемое сопротивление теплопередаче ограждающей конструкции из условия энергосбережения:

$$R_{reg} = a \cdot D_d + b, \quad a = 0,00035; \quad b = 1,3;$$

Где  $a, b$ - коэффициенты, [6, табл.4] для соответствующих групп зданий.

$$R_{reg} = 0,00035 \cdot 4420 + 1,3 = 2,85 \text{ м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт};$$

Определяем толщину утеплителя, исходя из требуемого сопротивления теплопередаче ограждающей конструкции:

$$R_0 = R_{int} + \sum R_i + R_{ext} ;$$

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_{int}} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} + \frac{1}{\alpha_{ext}} ;$$

$$\delta_{yt} = \left[ R_{req} - \left( \frac{1}{\alpha_{int}} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} + \frac{\delta_5}{\lambda_5} + \frac{1}{\alpha_{ext}} \right) \right] \cdot \lambda_{yt} =$$

$$= \left[ 2,85 - \left( \frac{1}{8,7} + \frac{0,005}{0,33} + \frac{0,04}{0,76} + \frac{0,01}{0,76} + \frac{0,22}{1,92} + \frac{1}{23} \right) \right] \cdot 0,041 = 0,102 \text{ м};$$

В соответствии с требованиями унификации принимаем толщину утеплителя  $\delta_{yt} = 0,12 \text{ м} = 120 \text{ мм}$

Определяем требуемое сопротивление теплопередаче:

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_{int}} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} + \frac{\delta_5}{\lambda_5} + \frac{1}{\alpha_{ext}} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,005}{0,33} + \frac{0,04}{0,76} + \frac{0,12}{0,041} + \frac{0,01}{0,76} +$$

$$\frac{0,22}{1,92} + \frac{1}{23} = 3,28 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт};$$

Таким образом, условие теплотехнического расчета выполнено, так как  $R_0 = 3,28 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт} > R_{req} = 2,85 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт}$ .

Проверяем второе условие тепловой защиты:

$$\Delta t_0 = \frac{n(t_{int} - t_{ext})}{R_0 \cdot \alpha_{int}} = \frac{0,9 \cdot (18 - 5)}{3,28 \cdot 8,7} = 0,41 \text{ °C}$$

где  $n=0,9$  - коэффициент, учитывающий зависимость положения наружной поверхности ограждающих конструкций по отношению к наружному воздуху [16, табл. 6];

Таким образом,  $\Delta t_0 = 0,41 \text{ °C} < \Delta t_n = 2,5 \text{ °C}$ , условия тепловой защиты выполняются. где  $\Delta t_n = 2,5 \text{ °C}$  - нормируемый температурный перепад между температурой внутреннего воздуха и температурой внутренней поверхности ограждающей конструкции, °C, [16, табл. 5].

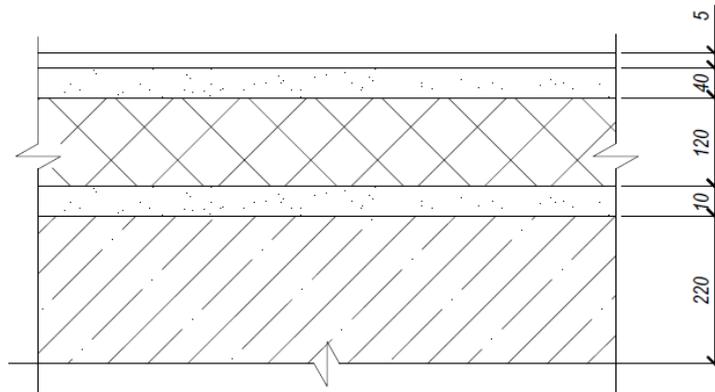


Рис. 1.3 Расчетная схема перекрытия подвала

Вывод: Поскольку фактическое сопротивление теплопередаче больше требуемого ( $R_0 = 3,28 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт} > R_{req} = 2,85 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт}$ ) и расчетный температурный перепад меньше нормируемого ( $\Delta t_0 = 0,41 \text{ °C} < \Delta t_n = 2,5 \text{ °C}$ ) - конструкция удовлетворяет требованиям тепловой защиты здания.

# **Раздел 2**

## **Расчетно-конструктивный**

## 2.1. Проектирование многопустотной плиты перекрытия

**Исходные данные.** Плиты перекрытий изготавливаются в заводских условиях из тяжелого бетона В30, подвергнутого термовлажностной обработке (ТВО). Передаточная прочность бетона определяется расчетом в соответствии с действующим СНиП. Распалубочная прочность бетона принимается равной передаточной прочности. Отпускная прочность бетона в изделии принимается не менее передаточной прочности и не менее 80% от проектной прочности. Арматурные сетки и каркасы сварные. Проектное положение арматуры обеспечивается пластмассовыми фиксаторами, установленными равномерно по площади изделия. Закладные детали фиксируются монтажной сваркой к каркасам или сеткам.

В качестве рабочей напрягаемой арматуры рассмотрена стержневая класса А800

Нормативное сопротивление арматуры А800, согласно табл.15[40],  $R_{sn}=800$  МПа; расчетное сопротивление  $R_s=695$  МПа; модуль упругости  $E_s=2,0 \cdot 10^5$  МПа.

Бетон тяжелый класса В30, согласно табл.2 [40],  $R_b=17$  МПа;  $R_{bt,n}=1,75$  МПа;  $R_{bt}=1,15$  МПа;  $E_b=32,5 \cdot 10^3$  МПа;

### 2.1.1. Расчет пустотной плиты в стадии эксплуатации

#### Установление размеров и расчетного пролета плиты

Высота сечения многопустотной предварительно напряженной плиты:

$$h \approx \frac{l_0}{30} = \frac{6,28}{30} \approx 0,21\text{м} \approx 21 \text{ см.}$$

Принимаем высоту плиты 22 см.

Рабочая высота сечения  $h_0=h-a=22-3=19$  см.

Плита имеет 7 круглых пустот диаметром 15,9 см. Толщина верхней и нижней полок  $(22-15,9)/2=3,05$  см.

В расчетах по предельным состояниям первой группы нужно учесть расчетную ширину сжатой полки. Толщина сжатой полки таврового сечения  $h'_f=3,05$  см. Отношение  $h'_f/h=3,05/22=0,14>0,1$ , при этих условиях в расчет вводится вся ширина полки  $b'_f=146$  см; расчетная ширина ребра  $b=b'_f-n \cdot d=146-7 \cdot 15,9=34,7$  см.

#### Сбор нагрузок и определение усилий в плите

Подсчет нагрузок на  $1\text{м}^2$  перекрытия производится согласно СНиП 2.01.07-85\* «Нагрузки и воздействия» и сводится в табл.2.1

Таблица 2.1 Сбор вертикальных нагрузок на  $1\text{ м}^2$  перекрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, $\text{кН/м}^2$	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, $\text{кН/м}^2$
Постоянная:			
Линолеум ПВХ $\delta = 5\text{ мм}, \rho = 17\text{ кН/м}^3$	0,085	1,2	0,102
Цементная песчаная стяжка $\delta = 30\text{ мм}, \rho = 18\text{ кН/м}^3$	0,540	1,3	0,702
Железобетонная пустотная плита $\delta = 220\text{ мм}, \rho = 25\text{ кН/м}^3$	3,000	1,1	3,300
Итого	3,625	-	4,104
Временная	1,500	1,2	1,800
в том числе:			
длительная	1,200	1,2	1,440
кратковременная	0,300	1,2	0,360
Полная	5,125	-	5,904
в том числе:			
постоянная и длительная	3,825	-	5,544
кратковременная	0,300	-	0,360

Расчетную нагрузку вычисляем на 1 м длины плиты с учетом коэффициента надежности по назначению здания  $\gamma_n = 1$  при ширине плиты 1,5 м.

Постоянная нагрузка  $g = 4,104 \cdot 1,5 = 6,156 \text{ кН/м}$

Полная  $q = 5,904 \cdot 1,5 = 8,856$

Нормативная нагрузка на 1 погонный метр плиты:

Постоянная  $g^n = 3,625 \cdot 1,5 = 5,437 \text{ кН/м}$

Постоянная и длительная  $3,825 \cdot 1,5 = 5,737 \text{ кН/м}$

Полная  $g^n + v^n = 5,125 \cdot 1,5 = 7,687 \text{ кН/м}$

Моменты и поперечные силы от расчетных и нормативных нагрузок вычисляются в соответствии с расчетной схемой (рис.2.1) и вычисленными нагрузками.

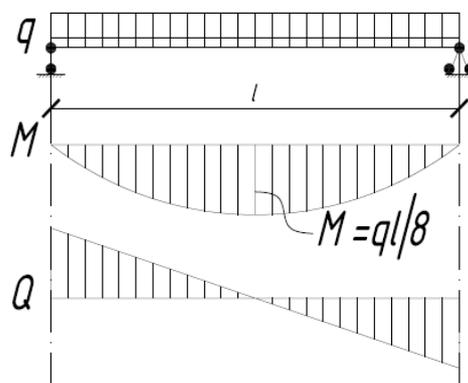


Рис. 2.1. Расчетная схема плиты при эксплуатации

Усилия по предельным состояниям первой группы от расчетных нагрузок:

$$M = \frac{ql_0^2}{8} = \frac{8,856 \cdot 6,28^2}{8} = 43,66 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q = \frac{ql_0}{2} = \frac{8,856 \cdot 6,28}{2} = 27,81 \text{ кН}$$

Усилия по предельным состояниям второй группы от полной нормативной нагрузки:

$$M_n = \frac{ql_0^2}{8} = \frac{7,687 \cdot 6,28^2}{8} = 37,90 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

От постоянной и длительно действующей части нормативной нагрузки:

$$M_{n,дл} = \frac{ql_0^2}{8} = \frac{5,737 \cdot 6,28^2}{8} = 28,28 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

## 2.1.2. Расчет плиты по предельным состояниям первой группы

### 2.1.2.1. Расчет прочности нормальных сечений плиты

При расчете по прочности расчетное поперечное сечение плиты принимаем тавровым с полкой в сжатой зоне (свесы полок в растянутой зоне не учитываются).

Изгибающий момент от полных нагрузок  $M=43,66 \text{ кН} \cdot \text{м}$

Размеры сечения:

$$h=220 \text{ мм}$$
$$h'_f=30,5 \text{ мм}$$
$$b'_f=1460 \text{ мм}$$

Минимальный защитный слой для конструкции, эксплуатируемой в закрытом помещении принимается не менее 20 мм,  $d_s \leq a_{3, \min} \geq 20 \text{ мм}$ .

Величина напряжений обжатия  $\sigma_{sp} = 0,755 \cdot R_s = 0,755 \cdot 695 = 525 \text{ МПа}$

Расчёт прочности выполняется в предположении, что по расчёту сжатой арматуры не требуется. Проверяем положение нейтральной оси:

$$R_b \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0,5h_f) \geq M$$

$$17 \cdot 10^3 \cdot 1,46 \cdot 0,035 \cdot (0,19 - 0,5 \cdot 0,0305) = 60,4 \text{ кН} \cdot \text{м} > 43,33 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Граница сжатой зоны проходит в полке, сечение рассчитываем как прямоугольное с размерами  $b'_f=1,46 \text{ м}$ ,  $h'_f=0,0305 \text{ м}$ ,  $h_0=19 \text{ см}$ .

Вычисляем табличный коэффициент  $\alpha_m$ :

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b'_f \cdot h_0^2} = \frac{43,66}{17 \cdot 10^3 \cdot 1,46 \cdot 0,19^2} = 0,05$$

Граничная высота сжатой зоны бетона  $\xi_R=0,44$  (табл. 6 [1])

$$\alpha_R = \xi_R \left(1 - \frac{\xi_R}{2}\right) = 0,44 \cdot \left(1 - \frac{0,44}{2}\right) = 0,343$$

Проверяем условие:

$\alpha_m = 0,05 \leq \alpha_R = 0,343$  - условие удовлетворяется, сжатой арматуры не требуется и сечение рассчитывается с одиночной арматурой.

Относительная высота сжатой зоны:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,05} = 0,051$$

$$\frac{\xi}{\xi_R} = \frac{0,051}{0,44} = 0,116$$

Так как  $\xi = 0,051 < \xi_R = 0,44$ , то расчетное сопротивление напрягаемой арматуры  $R_s$  увеличиваем путем умножения на коэффициент условий работы  $\gamma_{s3}$ , учитывающий увеличения сопротивления напрягаемой арматуры выше условного предела текучести

$$\gamma_{s3} = 1,25 - 0,25 \frac{\xi}{\xi_R} = 1,25 - 0,25 \cdot 0,116 = 1,22 > 1,1$$

Принимаем  $\gamma_{s3} = 1,1$

Требуемая площадь растянутой напрягаемой арматуры:

$$A_{sp} = \frac{\xi \cdot R_b \cdot b'f \cdot h_0}{\gamma_{s3} \cdot R_s} = \frac{0,051 \cdot 17 \cdot 10^3 \cdot 1,46 \cdot 0,19}{1,1 \cdot 695 \cdot 10^3} = 0,000315 \text{ м}^2 = 3,15 \text{ см}^2$$

Принимаем  $5\phi 10 \text{ A800}$  с  $A_{sp} = 3,93 \text{ см}^2$

Располагаем арматуру по одному стержню, при этом наибольшее расстояние между осями стержней должно быть не более  $2h = 2 \cdot 220 = 440 \text{ мм}$  и  $400 \text{ мм}$ .

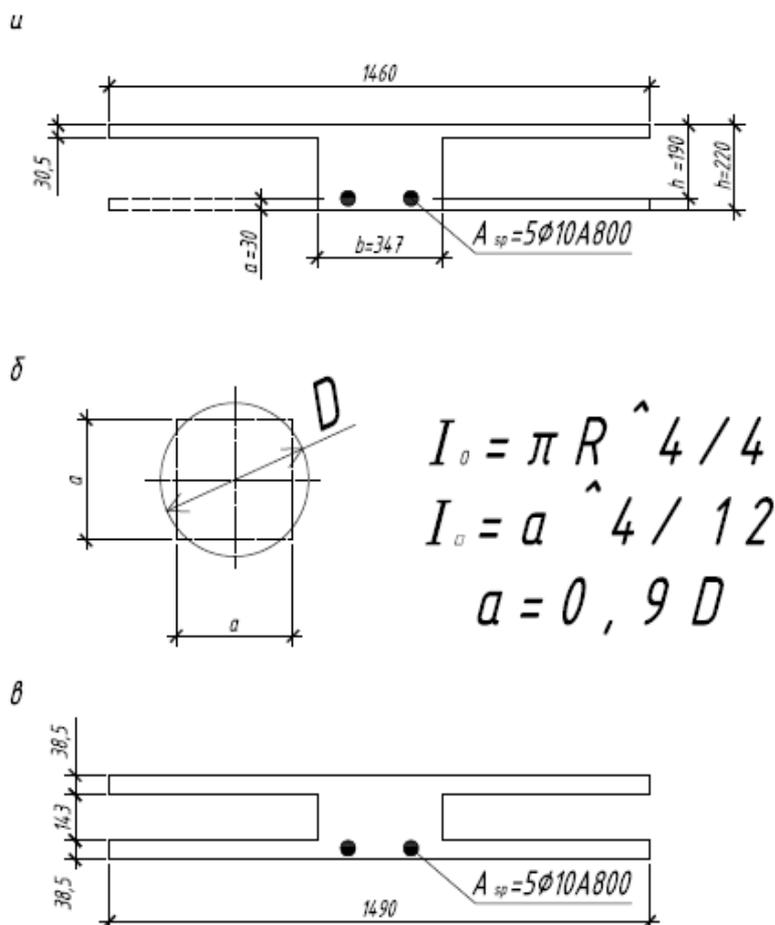


Рис.2.2. К расчету плиты перекрытия:

а- расчетное сечение для расчетов по первой группе предельных состояний; б- к определению расчетного сечения для второй группы предельных состояний; в- расчетное сечение для расчетов по второй группе предельных состояний.

### 2.1.2.2. Расчет прочности наклонных сечений плиты

Исходные данные.

Расчетная поперечная сила  $Q=27,81$  кН; расчетная полная нагрузка  $q=8,856$  кН/м; временная часть нагрузки  $q_v=2,7$  кН/м.

Рабочая продольная и поперечная арматура каркасов - проволока класса В500 диаметром 4мм,  $R_{sw}=300$  МПа,  $A_s=0,126$  см<sup>2</sup>.

Уровень предварительных напряжений в арматуре  $\sigma_{sp} = 525$  МПа

Расчет производится из условия прочности наклонного сечения

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}$$

$Q$  - поперечная расчетная сила в рассматриваемом сечении;

$Q_b$  - поперечная сила, воспринимаемая бетоном;

$Q_{sw}$  - поперечная сила, воспринимаемая хомутами.

**Вычисляем поперечную силу, воспринимаемую бетоном  $Q_b$**

$$Q_b = M_b / c$$

$$M_b = 1,5 \cdot \varphi_n \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 1,5 \cdot 1,22 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 0,347 \cdot 0,19^2 = 26,36 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Предварительно назначаем усилие преднапряжения с учетом всех потерь:  $P = \sigma_{sp} \cdot$

$$A_{sp} = 525 \cdot 10^3 \cdot 3,93 \cdot 10^{-4} = 206,33 \text{ кН}$$

Вычислим коэффициент, который учитывает влияние предварительного напряжения на прочность наклонного сечения:

$$\varphi_n = 1 + 1,6 \cdot \left( \frac{P}{R_b \cdot A_1} \right) - 1,16 \cdot \left( \frac{P}{R_b \cdot A_1} \right)^2 = 1 + 1,6 \cdot 0,16 - 1,16 \cdot 0,16^2 = 1,22$$

где  $A_1$  - площадь бетонного сечения без учета свесов сжатой полки

$$A_1 = b \cdot h = 0,347 \cdot 0,22 = 0,076 \text{ м}^2$$

$$P/R_b A_1 = 206,33 / (17 \cdot 10^3 \cdot 0,076) = 0,160$$

Проекция наклонного сечения:

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{26,36}{7,506}} = 1,87 \text{ м}$$

Нагрузке приводив к эквивалентной равномерно распределенной и определяется :

$$q_1 = q - 0,5 \cdot q_v = 8,856 - 0,5 \cdot 2,7 = 7,506 \text{ кН/м}$$

$$h_0 \leq c \leq 3h_0$$

$$h_0 = 19 \text{ см} \leq c = 187 \text{ см} \geq 3h_0 = 3 \cdot 19 = 57 \text{ см}$$

Условие не выполняется, принимаем  $c=0,57$  м и вычисляем  $Q_b$

$$Q_b = M_b / c = 26,36 / 0,57 = 46,25 \text{ кН}$$

$$Q_{b,max} \geq Q_b \geq Q_{b,min}$$

$$Q_{b,min} = 0,5 \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0,5 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 0,347 \cdot 0,19 = 37,91 \text{ кН}$$

$$Q_{b,max}=2,5 \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 2,5 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 0,347 \cdot 0,19 = 189,54 \text{ кН}$$

$$Q_{b,max} = 189,54 \text{ кН} \geq Q_b = 46,25 \text{ кН} \geq Q_{b,min} = 37,91 \text{ кН}$$

Условия выполняются, для дальнейших расчетов принимаем  $Q_b = 46,25 \text{ кН}$

### Вычисляем поперечную силу, воспринимаемую хомутами $Q_{sw}$

Усилие  $Q_{sw}$  определяется по формуле  $Q_{sw} = 0,75 \cdot q_{sw} \cdot C_0$  в зависимости от величины:

$$Q_{b1} = 2 \cdot \sqrt{M_b \cdot q_1} = 2 \cdot \sqrt{26,36 \cdot 7,506} = 28,13 \text{ МПа}$$

Проверяем условие:

$$Q_{b1} = 28,13 \text{ кН} \leq \varphi_n \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 1,22 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 0,347 \cdot 0,19 = 92,5 \text{ кН} - \text{условие}$$

выполняется

Требуемая интенсивность хомутов:

$$q_{sw} = \frac{Q_{b,max} - Q_{b,min} - 3 \cdot h_0 \cdot q_1}{1,5 \cdot h_0} = \frac{27,81 - 37,91 - 3 \cdot 0,19 \cdot 7,506}{1,5 \cdot 0,19} = -50,45 \text{ кН/м}$$

Так как значение получилось отрицательным, поперечную арматуру устанавливаем по конструктивным требованиям. В пространстве между пустотами, где располагаются продольные стержни, нужно установить конструктивную поперечную арматуру в виде отдельных каркасов длиной  $l/4$  пролета плиты из проволоки В500 диаметром 4мм с шагом 100 мм.

### 2.1.3. Расчет плиты по предельным состояниям второй группы

#### 2.1.3.1. Определение геометрических характеристик

Для расчетов плиты по предельным состояниям второй группы необходимо вычислять геометрические характеристики расчетного сечения.

Площадь поперечного сечения бетона

$$A = b_f \cdot h - \frac{n \cdot \pi \cdot d^2}{4} = 146 \cdot 22 - \frac{7 \cdot 3,14 \cdot 15,9^2}{4} = 1823 \text{ см}^2 = 0,1823 \text{ м}^2$$

Коэффициент приведения:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 \cdot 10^5}{32,5 \cdot 10^5} = 6,2$$

Круглое очертание пустот заменяем квадратным с равным моментом инерции (рис.2.2).

Сторона квадрата:  $a \approx 0,9D \approx 0,9 \cdot 15,9 = 14,31 \text{ см}$

Толщина полков расчетного эквивалентного сечения:

$$h'_f = f_f = (22 - 14,31) / 2 = 3,85 \text{ см}$$

Ширина ребра  $b = 146 - 7 \cdot 14,31 = 45,83 \text{ см}$

Ширина пустот  $146 - 45,83 = 100,17 \text{ см}$

Площадь приведенного сечения:

$$A_{red} = 146 \cdot 22 - 100,17 \cdot 14,31 = 1778 \text{ см}^2 = 0,1778 \text{ м}^2$$

Расстояние от нижней грани до центра тяжести приведения сечения:

$$y_0 = h/2 = 22/2 = 11 \text{ см}$$

Момент инерции сечения (симметричного)

$$J_{red} = \frac{146 - 22^3}{12} - \frac{100,17 \cdot 14,31^3}{12} = 105090 \text{ см}^4$$

Моменты сопротивления сечения по нижней и верхней зоне:

$$W_{red} = W'_{red} = J_{red}/y_0 = 105090/11 = 9554 \text{ см}^3$$

Упругопластический момент по растянутой зоне для расчетов стадии эксплуатации  $W_{pl} = \gamma \cdot W_{red} = 1,3 \cdot 9554 = 12420,2 \text{ см}^3$ .

Коэффициент  $\gamma$  определяется для двутаврового симметричного сечения при  $2 < b'/b = 146/45,83 = 3,2 < 6$ . По таблице 11 [40]  $\gamma = 1,25$ .

Для расчетов в стадии изготовления  $W'_{pl} = \gamma \cdot W'_{red} = 1,25 \cdot 9554 = 11942,5 \text{ см}^3$ .

Основные геометрические характеристики сечения представлены на рис 2.2.

### 2.1.3.2. Установление уровня предварительного натяжения арматуры

Уровень предварительного напряжения для горячекатаной и термомеханически упрочнённой арматуры назначается так, чтобы соблюдались условия:

$$0,3R_{s,ser} \leq \sigma_{sp} \leq 0,9R_{s,ser}$$

Предварительно назначим уровень преднапряжения 80% от  $R_{sn}$  арматуры А800

$$\sigma_{sp} = 0,8R_{sn} = 0,8 \cdot 800 = 640 \text{ МПа}$$

### 2.1.3.3. Определение потерь предварительного напряжения арматуры.

#### Первые потери.

$\Delta\sigma_1$ -потери от релаксации напряжений в стержневой арматуре при электротермическом способе натяжения

$$\Delta\sigma_1 = 0,03 \cdot \sigma_{sp} = 0,03 \cdot 640 = 19,2 \text{ МПа}$$

$\Delta\sigma_2$ -потери от температурного перепада между натянутой арматурой и упорами равны нулю, т.к форма пропаривается в пропарочной камере вместе с изделием,  $\Delta\sigma_2 = 0$ .

$\Delta\sigma_3$ -потери от деформации формы в расчетах не учитываются, т.к учтены в расчете удлинений арматуры,  $\Delta\sigma_3 = 0$ .

$\Delta\sigma_4$ -потери от деформации анкеров при электротермическом способе натяжения арматуры учтены в расчете полных удлинений стержней и потому равны нулю,  $\Delta\sigma_4 = 0$ .

Суммарные первые потери преднапряжения:

$$\Delta\sigma_{sp(1)} = \Delta\sigma_{sp1} + \Delta\sigma_{sp2} + \Delta\sigma_{sp3} + \Delta\sigma_{sp4} = 19,2 + 0 + 0 + 0 = 19,2 \text{ МПа}$$

Начальное усилие обжатия с учетом первых потерь

$$P_1 = A_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)}) = 3,93 \cdot 10^{-4} \cdot (640 - 19,2) \cdot 10^3 = 244 \text{ кН}$$

#### Вторые потери

$\Delta\sigma_5$ -потери от усадки бетона, подвергнутого ТВО. Для бетонов В35 и ниже относительная деформация усадки бетона  $\varepsilon_{b,sh} = 0,0002$ .

$$\Delta\sigma_{sp5} = \varepsilon_{b,sh} \cdot E_s = 0,002 \cdot 2 \cdot 10^5 = 40 \text{ МПа.}$$

Для определения потерь от ползучести бетона необходимо предварительно вычислить напряжения в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры с учётом разгружающего момента от собственного веса плиты в стадии обжатия.

Максимальное сжимающее напряжение в бетоне при обжатии силой  $P_1$  на уровне крайнего нижнего волокна  $y=0,11\text{м}$ , без учета влияния собственного веса плиты:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 \cdot e_{op} \cdot y_0}{J_{red}} = \frac{244 \cdot 10^3}{1778 \cdot 10^{-4}} + \frac{244 \cdot 10^3 \cdot 0,08 \cdot 0,11}{105090 \cdot 10^{-8}} = 3,42 \text{ МПа}$$

Согласно [14] передаточная прочность бетона назначается не менее 15 МПа и не менее 50% прочности от класса бетона. Принимаем  $R_{bp}=15 \text{ МПа}$ . Сжимающие напряжения от силы  $P_1$  в стадии предварительного обжатия не должны превышать 90% от передаточной прочности.

$$\sigma_{bp} = 3,43 \text{ МПа} \leq 0,9R_{bp} = 0,9 \cdot 15 = 13,5 \text{ МПа}$$

Требование выполняется.

Определим напряжения в бетоне с учетом разгружающих напряжений от веса плиты на уровне центра тяжести продольной арматуры при  $e = 0,08\text{м}$ . Из таблицы 2.1 нагрузка от веса  $1 \text{ м}^2$  плиты принята 3000 Н. Изгибающий момент от собственного веса плиты вычислен при пролете  $l=6,3 \text{ м}$

$$M_{cb} = \frac{3 \cdot 1,46 \cdot 6,3^2}{8} = 21,73 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{(P_1 \cdot e_{op} - M_{cb}) \cdot e_{op}}{J_{red}} =$$

$$= \frac{244 \cdot 10^3}{1778 \cdot 10^{-4}} + \frac{(244 \cdot 10^3 \cdot 0,08 - 21,73 \cdot 10^3) \cdot 0,08}{105090 \cdot 10^{-8}} = 1,2 \text{ МПа}$$

$\Delta\sigma_{sp6}$ -потери от ползучести арматуры

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0,8 \cdot \alpha \cdot \varphi_{b,cr} \cdot \sigma_{bp}}{1 + \alpha\mu_{sp} \cdot \left(1 + \frac{y_{sp}^2 \cdot A_{red}}{I_{red}}\right) \cdot (1 + 0,8 \cdot \varphi_{b,cr})} =$$

$$= \frac{0,8 \cdot 6,2 \cdot 2,3 \cdot 1,2 \cdot 10^3}{1 + 6,2 \cdot 0,00215 \cdot \left(1 + \frac{0,11^2 \cdot 1778 \cdot 10^{-4}}{105090 \cdot 10^{-8}}\right) \cdot (1 + 0,8 \cdot 2,3)} = 12,27 \text{ МПа}$$

где коэффициент  $\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 \cdot 10^5}{32,5 \cdot 10^5} = 6,2$ , эксцентриситет  $e_{op}=y_0-a=11-3=8 \text{ см}=0,08\text{м}$ .

Коэффициент армирования сечения (без учета ненапрягаемых стержней):  $\mu_{sp} = A_{sp}/A = 3,93/1823 = 0,0215$

Коэффициент ползучести бетона  $\varphi_{b,cr} = 2,3$  находится по таблице 10 [40]

Суммарные вторые потери:

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6} = 40 + 12,27 = 52,27 \text{ МПа}$$

Полные потери:

$$\Delta\sigma_{sp} = \Delta\sigma_{sp(1)} + \Delta\sigma_{sp(2)} = 19,2 + 52,27 = 71,47 \text{ МПа} < 100 \text{ МПа}$$

Принимаем полные потери  $\Delta\sigma_{sp} = 100 \text{ МПа}$ .

Напряжения в напрягаемой арматуре после проявления всех потерь:

$$\Delta\sigma_{sp2} = 640 - 100 = 540 \text{ МПа.}$$

Усилия обжатия с учетом полных потерь:

$$P_2 = 3,93 \cdot 10^{-4} \cdot 540 \cdot 10^3 = 212,22 \text{ кН.}$$

#### 2.1.3.4. Расчет трещиностойкости плиты

Условие необразования трещин в стадии эксплуатации:

$$M_n \leq M_{cr}$$

$M_n$ -расчетный момент от полной нормативной нагрузки

Момент, соответствующий образованию трещин  $M_{cr}$ , определяется по приближенному способу ядерных моментов

$$M_{cr} = R_{bt,ser} W_{pl} + M_{гр}$$

где  $M_{гр} = P_2(e_{0p} + r) = 212,22(0,08 + 0,054) = 28,44 \text{ кН}\cdot\text{м}$

$$R_{bt,ser} \cdot W_{pl} = 1,75 \cdot 10^3 \cdot 0,011942 = 20,9 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$M_{cr} = 20,9 + 28,44 = 49,34 > M_n = 37,9 \text{ кН}$$

Условие выполняется, трещины в растянутой зоне не образуются.

Проверим образование начальных трещин в верхней зоне плиты при ее обжатии при значении коэффициента точности натяжения  $\gamma_{sp} = 1,1$ . Момент от веса плиты не учитывается. Расчетное условие:

$$\gamma_{sp} P_1 (e_{0p} - r) \leq R_{bt,ser} W'_{pl}$$

$1,1 \cdot 244 \cdot (0,08 - 0,054) = 6,98 < 1,1 \cdot 10^3 \cdot 11942 \cdot 10^{-6} = 13,14$  - условие выполняется, начальные трещины не образуются.

#### 2.1.3.5. Расчет прогибов плиты

Расчет по прогибам производит из условия:

$$f \leq f_{ult}$$

$f$ -прогиб от внешней нагрузки,  $f_{ult}$ -предельно допустимый прогиб.

Для элементов постоянного сечения, работающих как свободно опертые или консольные балки, прогиб определяется по формуле:

$$f = Sl_0^2 \left( \frac{1}{\rho} \right)$$

где  $\left( \frac{1}{\rho} \right)$ - полная кривизна в сечении с наибольшим моментом.

Для участков без трещин в растянутой зоне:

$$\left( \frac{1}{\rho} \right) = \left( \frac{1}{\rho} \right)_1 + \left( \frac{1}{\rho} \right)_2$$

$\left(\frac{1}{\rho}\right)_1$  – кривизна от непродолжительного действия кратковременных нагрузок

$\left(\frac{1}{\rho}\right)_2$  – кривизна от непродолжительного действия постоянных

и длительных нагрузок

### Кривизна от непродолжительного действия кратковременных нагрузок

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_1 = \frac{M}{\varphi_c \cdot b \cdot h_0^3 \cdot E_{b,red}}$$

Нагрузка на погонный метр  $q=0,3 \cdot 1,5=0,45$  кН/м

Расчетный изгибающий момент

$$M = \frac{ql_0^2}{8} = \frac{0,45 \cdot 6,28^2}{8} = 2,22 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Вспомогательные коэффициенты:

$$E_{b,red} = R_{b,ser}/\varepsilon_{b,red} = 22 \cdot 10^3 / 15 \cdot 10^{-4} = 1,467 \cdot 10^7 \text{ кН/м}^2$$

$$\alpha_{s2} = \alpha_{s1} = E_s/E_{b,red} = 20 \cdot 10^7 / 1,47 \cdot 10^7 = 13,6$$

$$\mu = A_{sp}/bh_0 = 3,93 \cdot 10^{-4} / (34,7 \cdot 19) = 0,006.$$

$$\mu\alpha_{s2} = 0,006 \cdot 13,6 = 0,0816$$

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f}{h_0 \cdot b} = \frac{(146 - 34,7) \cdot 3,05}{19 \cdot 34,7} = 0,515$$

$$e_s = M/P_2 = 2,22/212,22 = 0,01$$

$$e_s/h_0 = 0,01/0,19 = 0,053$$

По таблице 21 [40] определяем  $\varphi_c=0,57$  и вычисляем кривизну

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_1 = \frac{M}{\varphi_c \cdot b \cdot h_0^3 \cdot E_{b,red}} = \frac{2,22}{0,57 \cdot 0,347 \cdot 0,19^3 \cdot 1,467 \cdot 10^7} = 0,00011 \text{ м}^{-1}$$

### Кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_2 = \frac{M}{\varphi_c \cdot b \cdot h_0^3 \cdot E_{b,red}}$$

Расчетный изгибающий момент

$$M = 28,28 \text{ кН} \cdot \text{м (см. п. 2.1.2)}$$

Вспомогательные коэффициенты:

$$E_{b,red} = R_{b,ser}/\varepsilon_{b,red} = 22 \cdot 10^3 / 15 \cdot 10^{-4} = 1,467 \cdot 10^7 \text{ кН/м}^2$$

$$\alpha_{s2} = \alpha_{s1} = E_s/E_{b,red} = 20 \cdot 10^7 / 1,47 \cdot 10^7 = 13,6$$

$$\mu = A_{sp}/bh_0 = 3,93 \cdot 10^{-4} / (34,7 \cdot 19) = 0,006.$$

$$\mu\alpha_{s2} = 0,006 \cdot 13,6 = 0,0816$$

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f}{h_0 \cdot b} = \frac{(146 - 34,7) \cdot 3,05}{19 \cdot 34,7} = 0,515$$

$$e_s = M/P_2 = 28,28/212,22 = 0,133$$

$$e_s/h_0 = 0,133/0,19 = 0,7$$

По таблице 21 [40] определяем  $\varphi_c=0,57$  и вычисляем кривизну

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_2 = \frac{M}{\varphi_c \cdot b \cdot h_0^3 \cdot E_{b,red}} = \frac{28,28}{0,57 \cdot 0,347 \cdot 0,19^3 \cdot 1,467 \cdot 10^7} = 0,00142 \text{ м}^{-1}$$

**Полная кривизна**

$$\left(\frac{1}{\rho}\right) = \left(\frac{1}{\rho}\right)_1 + \left(\frac{1}{\rho}\right)_2 = 0,00011 + 0,00142 = 0,00153 \text{ м}^{-1}$$

**Прогиб плиты**

$$f = Sl_0^2 \left(\frac{1}{\rho}\right) = \frac{5}{48} \cdot 6,28^2 \cdot 0,00153 = 0,63 \text{ см}$$

Предельный нормативный прогиб:

$$f_{ult} = l/200 = 6,28/200 = 0,0314 \text{ м} = 3,14 \text{ см}$$

$$f = 0,63 \text{ см} < f_{ult} = 3,14 \text{ см}$$

Условие удовлетворяется.

#### 2.1.4. Проверка прочности плиты в стадии изготовления.

Усилие преднапряжения с учетом первых потерь  $P_1=244$  кН, коэффициент точности натяжения  $\gamma_{sp} = 1,1$ , расчетная призменная прочность бетона, соответствующая классу бетона В15 (передаточная прочность)  $R_b = 8,5 \text{ МПа}$ . Расстояние до монтажной петли 0,35 м.

Момент от собственного веса над опорой (петлей), находящейся на расстоянии 0,35 м от торцов плиты, при ширине плиты 1,5 м и расчетном весе  $1 \text{ м}^2$  3,3 кН/м<sup>2</sup> (см. табл.2.1)

$$M_2 = \frac{3,3 \cdot 0,95 \cdot 0,35^2 \cdot 1,5}{2} = 0,288 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Момент от собственного веса плиты при ее извлечении из формы:

$$M_{cb} = \frac{3,3 \cdot 0,95 \cdot 1,5(6,3 - 0,7)^2}{8} - 0,288 = 18,15 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Условие прочности плиты в стадии изготовления:

$$\sigma_{sp} \leq R_b = 8,5 \text{ МПа}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{sp} &= \frac{\gamma_{sp} \cdot P_1}{A_{red}} + \frac{(\gamma_{sp} \cdot P_1 \cdot e_{op} - M_{cb}) \cdot e_{op}}{I_{red}} = \\ &= \frac{1,1 \cdot 244}{1778 \cdot 10^{-4}} \cdot \frac{(1,1 \cdot 244 \cdot 0,08 - 18,15) \cdot 0,08}{105090 \cdot 10^{-8}} = 1,76 \text{ МПа} < R_b = 8,5 \text{ МПа} \end{aligned}$$

Условие выполняется, прочность в стадии изготовления обеспечена.

#### 2.1.5. Расчет монтажной петли

Вес плиты при её подъёме может быть передан на три петли. Нагрузка на одну петлю с учётом максимально допустимого по нормам угла развода строп 90 градусов.

$$N = G \cdot 1,4/3 = 3,0 \cdot 1,46 \cdot 6,28 \cdot 1,4/3 = 13,2 \text{ кН}$$

Учитывая коэффициент динамичности при подъеме, равный 1,4, и что усилие воспринимается одной ветвью петли, найдем ее сечение.

$$A_s = 1,4 \cdot 13,2 / (215 \cdot 10^3) = 0,86 \text{ см}^2$$

Принимаем монтажные петли из арматуры  $\varnothing 12$  А240 с  $A_\phi = 1,13 \text{ см}^2$ , сталь марки ВСтЗспб.

Базовая длина заделки петли из условия ее надежного заанкеривания при прочности бетона в момент первого подъема ( $R_b = 8,5 \text{ МПа}$ .)

$$l_{an} = \frac{R_s \cdot A_s}{R_{bond} \cdot u_s} = \frac{215 \cdot 10^3 \cdot 1,13 \cdot 10^{-4}}{875 \cdot 0,038} = 0,344 \text{ м}$$

$$R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{bt} = 2,5 \cdot 1,0 \cdot 0,75 \cdot 10^3 = 1875 \text{ кН/м}^2$$

Фактическая длина заделки:

$$l_{an,\phi} \cdot A_s / A_\phi = 0,344 \cdot 0,86 / 1,13 = 0,262 \text{ м}$$

Окончательная длина анкеровки принята 280 мм с глубиной заделки 190 мм.

## 2.2. Расчет сборного железобетонного марша

Исходные данные. Требуется рассчитать и сконструировать железобетонный марш шириной 1,2 м для лестниц жилого дома, высота этажа 2,8 м. Угол наклона марша  $\alpha = 27^\circ$ . Ступени размером 150x300 мм. Бетон класса В25, арматура каркасов класса А400, сеток - класса В500.

Расчетные данные для бетона и арматуры:

Нормативное сопротивление арматуры А400, согласно табл.15[40],  $R_{sn} = 400 \text{ МПа}$ ;  
расчетное сопротивление  $R_s = 355 \text{ МПа}$ ; модуль упругости  $E_s = 2,0 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ .

Бетон тяжелый класса В25, согласно табл.2 [40],  $R_b = 14,5 \text{ МПа}$ ;  $R_{bt,n} = 1,65 \text{ МПа}$ ;  
 $R_{bt} = 1,05 \text{ МПа}$ ;  $E_b = 30 \cdot 10^3 \text{ МПа}$ ;

### 2.2.1. Определение нагрузок и усилий

Вес железобетонного лестничного марша, согласно проекту:  $P = 1520 \text{ кг} \approx 15,2 \text{ Н}$

Площадь горизонтальной проекции лестничного марша:  $S = 2,4 \cdot 1,2 = 2,88 \text{ м}^2$

Собственный вес железобетонного лестничного марша на  $1 \text{ м}^2$  горизонтальной проекции составляет:

$$g_n = P/S = 15,2 / 2,88 = 5,28 \text{ кН/м}^2$$

Временная нормативная нагрузка согласно [4] для лестниц жилого здания  $p^n = 3 \text{ кН/м}^2$ , коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1,2$ , длительная временная расчетная нагрузка  $p_{ld}^2 = 1 \text{ кН/м}^2$ .

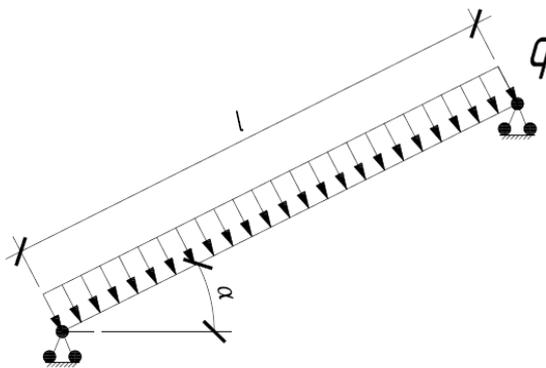


Рис.2.3. Расчетная схема лестничного марша

Расчетная нагрузка на 1 м длины марша:

$$q = (g^n \gamma_f + p^n \gamma_f) \cdot a = (5,28 \cdot 1,1 + 3 \cdot 1,2) \cdot 1,3 = 12,2 \text{ кН/м}$$

Расчетный изгибающий момент в середине пролета марша:

$$M = \frac{q l_0^2}{8 \cdot \cos \alpha} = \frac{12,2 \cdot 2,4^2}{8 \cdot 0,891} = 9,85 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Поперечная сила на опоре:

$$Q = \frac{q l_0}{2 \cdot \cos \alpha} = \frac{12,2 \cdot 2,4}{2 \cdot 0,891} = 16,43 \text{ кН}$$

### 2.2.2. Предварительное назначение размеров сечения марша

Применительно к типовым заводским формам назначаем толщину плиты (по сечению между ступенями)  $h'_f = 30$  мм, высоту ребер (косоуров)  $h = 170$  мм, толщину ребер  $b_r = 80$  мм (рис.2.4).

Действительное сечение марша заменяем на расчетное тавровое с полкой в сжатой зоне (рис.2.5)

:  $b = 2 b_r = 2 \cdot 80 = 160$  мм. Ширину полки  $b'_f$  при отсутствии ребер, принимаем не более  $b'_f = 2(l/6) + b = 2 \cdot (2400/6) + 160 = 960$  мм или  $b'_f = 12 h'_f + b = 12 \cdot 30 + 160 = 520$  мм.

Принимаем за расчетное меньшее значение  $b'_f = 520$  мм.

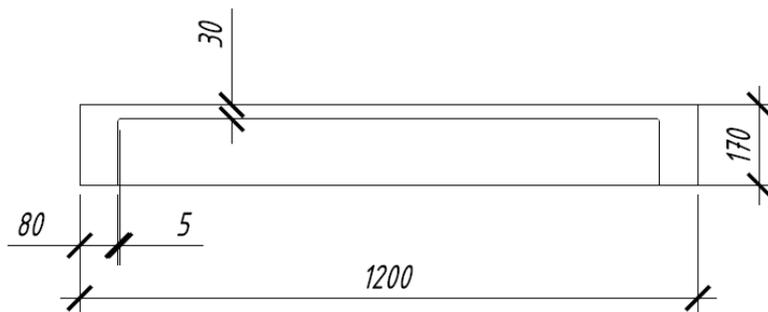


Рис.2.4. Фактическое поперечное сечение лестничного марша

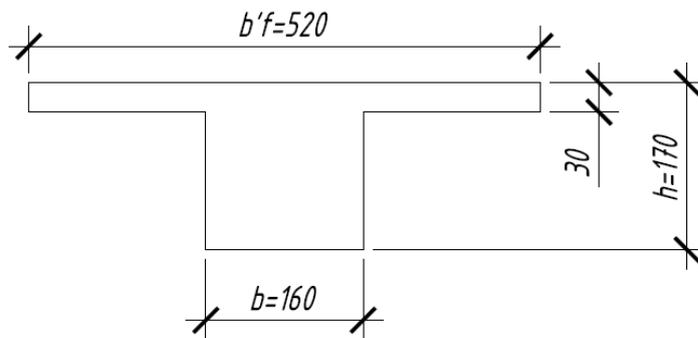


Рис.2.5. Приведенное поперечное сечение лестничного марша

### 2.2.3. Подбор сечения продольной арматуры

По условию устанавливаем расчетный случай для таврового сечения (при  $x=h'_f$ ): при  $M \leq R_b \cdot b_f \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) + R_{sc}A'_s(h_0 - h'_f)$  нейтральная ось проходит в полке:  $M=9,85 \text{ кН}\cdot\text{м} \leq 14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,520 \cdot 0,030 \cdot (0,145 - 0,5 \cdot 0,030) + 26,47 \text{ кН}\cdot\text{м}$ . Условие удовлетворяется, нейтральная ось проходит в полке.

Вычисляем табличный коэффициент  $\alpha_m$ :

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b'_f \cdot h_0^2} = \frac{9,85}{14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,52 \cdot 0,145^2} = 0,062$$

Требуемая площадь арматуры:

$$A_s = \frac{R_b \cdot b'_f \cdot h_0 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m})}{R_s} = \frac{14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,52 \cdot 0,145 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,062})}{355 \cdot 10^3} = 0,000270 \text{ м}^2 = 2,7 \text{ см}^2$$

Принимаем  $2\emptyset 14 \text{ A400}$  с  $A_s=3,08 \text{ см}^2$ . В каждом ребре устанавливаем по одному плоскому каркасу.

### 2.2.4. Расчет наклонного сечения на поперечную силу

Проверяем условие:

$$Q \leq 0,3 \cdot R_b \cdot b \cdot h_0$$

$$16,43 \text{ кН} < 0,3 \cdot 14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,160 \cdot 0,145 = 100,92 \text{ кН}$$

Условие удовлетворяется, принятые сечения ребер достаточные.

Проверяем следующее условие:

$$Q \leq k_1 \cdot R_b \cdot b \cdot h_0$$

$$16,43 \text{ кН} > 0,6 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,160 \cdot 0,145 = 14,62 \text{ кН}$$

Условие не выполняется, следовательно, требуется расчет поперечной арматуры.

По расчету проектируем поперечную арматуру в  $1/4$  пролета от опоры, т.к поперечная сила в сечении марша на расстоянии  $1/4$  пролета от опоры равна:  $Q_I = Q - ql/4 = 16,43 - 12,2 \cdot 2,4/4 = 9,11 \text{ кН} < 14,62 \text{ кН}$

В средней части ребер поперечную арматуру располагаем конструктивно с шагом 200 мм.

В 1/4 пролета назначаем из конструктивных соображений поперечные стержни  $\varnothing 6$  мм А240 шагом 80 мм ( не более  $h/2=170/2=85$  мм)  $A_s=28,3 \text{ мм}^2$ ,  $R_{sw}=175 \text{ МПа}$ , для двух каркасов  $A_s=28,3 \cdot 2=56,6 \text{ мм}^2$

Принятый шаг 80 мм также удовлетворяет условию,

$$S_{\max}=R_b \cdot b \cdot h_0^2/Q=1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,16 \cdot 0,145^2/16,43 \cdot 10^3=193 \text{ мм.}$$

Вычисляем значение усилия, воспринимаемыми поперечными стержнями на единицу длины ребер марша, по формуле:

$$q = \frac{R_{sw} \cdot A_s}{S} = \frac{170 \cdot 56,6}{200} = 48,11 \text{ кН/м}$$

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном и поперечными стержнями:

$$Q_b = 2 \cdot \sqrt{k \cdot b \cdot h_0^2 \cdot R_s \cdot q} = \\ = 2 \cdot \sqrt{2 \cdot 0,16 \cdot 0,145^2 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 48,11} = 96,83 \text{ кН} > 16,43 \text{ кН}$$

Условие удовлетворяется, прочность марша по наклонному сечению обеспечена.

### 2.3. Расчет железобетонной площадочной плиты

Исходные данные. Требуется рассчитать ребристую плиту лестничной площадки двух маршевой лестницы.

Ширина плиты 1300 мм, толщина плиты 60 мм. Временная нормативная нагрузка 3 кН/м<sup>3</sup>. Коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1$ . Марки материала приняты те же, что и для лестничного марша.

#### 2.3.1. Определение нагрузок

Собственный вес плиты при  $h_f=60$  мм,  $q^n=0,06 \cdot 25=1,5 \text{ кН/м}^2$

Расчетный вес плиты:  $g_1=1,5 \cdot 1,1=1,65 \text{ кН/м}^2$

Расчетный вес лобового ребра (за вычетом веса плиты):

$$g_2=(0,26 \cdot 0,11+0,07 \cdot 0,07) \cdot 1 \cdot 25 \cdot 1,1=0,92 \text{ кН/м}^2$$

Расчетный вес крайнего пристенного ребра:

$$g_3=0,16 \cdot 0,09 \cdot 1 \cdot 25 \cdot 1,1=0,48 \text{ кН/м}^2$$

Временная расчетная нагрузка:  $p=3 \cdot 1,2=3,6 \text{ кН}$

При расчете площадочной плиты рассчитывают полку, заделанную в ребрах, на которые опираются марши и пристенное ребро, воспринимающее нагрузку от половины пролета полки плиты.

#### 2.3.2. Расчет полки плиты

Полку плиты при отсутствии поперечных ребер рассчитывают как балочный элемент с частичным защемлением на опорах.

Расчетный пролет равен расстоянию между ребрами и равен 0,97 м.

При учете образования пластического шарнира изгибающий момент в пролете и на опоре определяют по формуле, учитывающей выравнивание моментов.

$$M_{\text{оп}} = \frac{ql_0^2}{16} = \frac{5,25 \cdot 0,97^2}{16} = 0,31 \text{ кН}$$

где  $q = (g_1 + p) \cdot b = (1,65 + 3,6) \cdot 1 = 5,25 \text{ кН/м}$

При  $b = 1 \text{ м} = 1000 \text{ мм}$  и  $h_0 = h - a = 60 - 20 = 40 \text{ мм}$ , вычисляем:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{0,31}{14,5 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 0,04^2} = 0,013$$

Требуемая площадь арматуры:

$$A_s = \frac{R_b \cdot b \cdot h_0 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m})}{R_s} =$$

$$= \frac{14,5 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 0,04 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,013})}{415 \cdot 10^3} = 0,000225 \text{ м}^2 = 2,25 \text{ см}^2$$

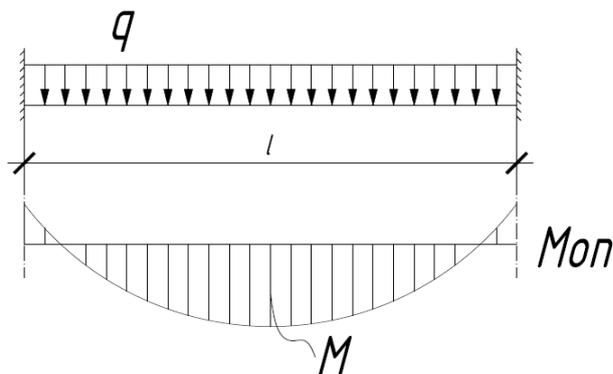


Рис.2.6. Расчетная схема плиты лестничной площадки

Укладываем сетку С2 из арматуры  $\varnothing 3 \text{ мм}$  В500 .

### 2.3.3 Расчет лобового ребра

На лобовое ребро действуют следующие нагрузки:

- постоянная и временная , равномерно распределенные от половины пролета полки, и от собственного веса:

$$q = (g_1 + g_2 + p) \cdot b/2 + 1 = (1,65 + 0,92 + 3,6) \cdot 1,3/2 + 1 = 5,00 \text{ кН/м}$$

- равномерно распределенная нагрузка от опорной реакции маршей, приложенная на выступ лобового ребра и вызывающая его изгиб:

$$q_1 = Q/b = 16,43/1,3 = 12,64 \text{ кН/м}$$

Изгибающий момент на выступе от нагрузки  $q$  на 1 м:

$$M = \frac{q_1(0,11 + 0,07)}{2} = \frac{12,64 \cdot 0,18}{2} = 1,14 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Расчетный изгибающий момент в середине пролета ребра:

$$M = \frac{(q + q_1) \cdot l}{8} = \frac{(5,00 + 12,64) \cdot 2,64^2}{8} = 15,37 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Поперечная сила:

$$Q = \frac{(q + q_1) \cdot l}{2} = \frac{(5,00 + 12,64) \cdot 2,64}{2} = 23,3 \text{ кН}$$

Расчетное сечение лобового ребра является тавровым с полкой в сжатой зоне, шириной  $b'_f = 6 h'_f + b = 6 \cdot 60 + 140 = 500 \text{ мм}$ . Так как ребро монолитно связано с полкой, способствующей восприятию момента от консольного выступа, то расчет лобового ребра можно выполнить на действие только изгибающего момента  $M = 15,37 \text{ кН} \cdot \text{м}$ .

Определяем расположение нейтральной оси при  $x = h'_f$ :

$$M = 15,37 \text{ кН} \cdot \text{м} < R_b \cdot b'_f \cdot h'_f (h_0 - 0,5 \cdot h'_f) = 14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,5 \cdot 0,06(0,295 - 0,5 \cdot 0,06) = 115,275 \text{ кН} \cdot \text{м} - \text{условие соблюдается, нейтральная ось проходит в полке.}$$

Вычисляем табличный коэффициент  $\alpha_m$ :

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b'_f \cdot h_0^2} = \frac{15,37}{14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,5 \cdot 0,295^2} = 0,024$$

Требуемая площадь арматуры:

$$A_s = \frac{R_b \cdot b'_f \cdot h_0 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m})}{R_s} = \frac{14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,5 \cdot 0,295 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,024})}{355 \cdot 10^3} = 0,000127 \text{ м}^2 \approx 1,3 \text{ см}^2$$

Принимаем 2Ø10 А400 с  $A_s = 1,57 \text{ см}^2$ .

Процент армирования

$$\mu = \frac{A_s}{bh} = \frac{1,57}{14 \cdot 29,5} = 0,4\% < \mu_{min} = 0,5\%$$

Принимаем 2Ø12 А400 с  $A_s = 2,26 \text{ см}^2$ .

$$\mu = \frac{A_s}{bh} = \frac{2,26}{14 \cdot 31,5} = 0,55\% > \mu_{min} = 0,5\%$$

Условие выполняется. Окончательно принимаем арматуру 2Ø12 А400. Монтажную продольную арматуру принимаем 2Ø12 А240.

### 2.3.4. Расчет наклонного сечения лобового ребра на поперечную силу

$$Q = 23,3 \text{ кН}$$

Проверяем условия:  $0,3 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 \leq Q \leq R_{bt} \cdot b \cdot h_0$

$$0,3 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,14 \cdot 0,295 = 13,01 \text{ кН} \leq 23,3 \text{ кН} \leq 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,14 \cdot 0,295 = 43,36 \text{ кН}$$

Условия выполняются и по расчету поперечная арматура не требуется. Из конструктивных соображений принимаем закрытые хомуты из арматуры Ø6мм А240 с шагом 150 мм.

### 2.3.5 Расчет пристенного ребра

На пристенное ребро действуют следующие нагрузки:

- постоянная и временная, равномерно распределенные от половины пролета полки, и от собственного веса:

$$q = (g_1 + g_2 + p) \cdot b / 2 + 1 = (1,65 + 0,48 + 3,6) \cdot 1,3 / 2 + 1 = 4,72 \text{ кН/м}$$

Расчетный изгибающий момент в середине пролета ребра:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{4,72 \cdot 2,64^2}{8} = 4,11 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Поперечная сила:

$$Q = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{4,72 \cdot 2,64}{2} = 6,23 \text{ кН}$$

Расчетное сечение пристенного ребра является тавровым с полкой в сжатой зоне, шириной  $b'_f = 6 h'_f + b = 6 \cdot 60 + 120 = 480 \text{ мм}$ .

Определяем расположение нейтральной оси при  $x = h'_f$ :

$$M = 4,11 \text{ кН} \cdot \text{м} < R_b \cdot b'_f \cdot h'_f (h_0 - 0,5 \cdot h'_f) = 14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,48 \cdot 0,06 (0,195 - 0,5 \cdot 0,06) = 68,90 \text{ кН} \cdot \text{м} - \text{условие соблюдается, нейтральная ось проходит в полке.}$$

Вычисляем табличный коэффициент  $\alpha_m$ :

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b'_f \cdot h_0^2} = \frac{4,11}{14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,48 \cdot 0,195^2} = 0,016$$

Требуемая площадь арматуры:

$$A_s = \frac{R_b \cdot b'_f \cdot h_0 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m})}{R_s} = \frac{14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,48 \cdot 0,195 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,016})}{355 \cdot 10^3} = 0,0000616 \text{ м}^2 \approx 0,616 \text{ см}^2$$

Принимаем 1Ø10 А400 с  $A_s = 0,785 \text{ см}^2$ .

$$\text{Процент армирования: } \mu = \frac{A_s}{bh} = \frac{0,785}{12 \cdot 19,5} = 0,34\% < \mu_{min} = 0,5\%$$

Принимаем 1Ø14 А400 с  $A_s = 1,539 \text{ см}^2$ .

$$\mu = \frac{A_s}{bh} = \frac{1,539}{12 \cdot 19,5} = 0,66\% > \mu_{min} = 0,5\%$$

Условие выполняется. Окончательно принимаем арматуру 1Ø14 А400. Монтажную арматуру принимаем 1Ø12 А240.

### 2.3.6. Расчет наклонного сечения пристенного ребра на поперечную силу

$$Q = 6,23 \text{ кН}$$

Проверяем условия:

$$0,3 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 \leq Q \leq R_{bt} \cdot b \cdot h_0$$

$$0,3 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,12 \cdot 0,195 = 6,17 \text{ кН} \leq 6,23 \text{ кН} \leq 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,13 \cdot 0,315 = 39,7 \text{ кН}$$

Условия выполняются и по расчету поперечная арматура не требуется. Из конструктивных соображений принимаем закрытые хомуты из арматуры Ø6 мм А240 с шагом 150 мм.

**Раздел 3**  
**Научно-исследовательский**

### 3. Проектирование многопустотной плиты перекрытия

#### Исходные данные.

В качестве рабочей напрягаемой арматуры плиты рассмотрены 2 варианта:

1 - стержневая класса А800

2 - проволочная класса Вр1500

Ниже приведены сравнительные результаты расчетов двух вариантов армирования.

Нормативное сопротивление арматуры А800, согласно табл.15[40],  $R_{sn}=800$  МПа; расчетное сопротивление  $R_s=695$  МПа; модуль упругости  $E_s=2,0 \cdot 10^5$  МПа.

Нормативное сопротивление арматуры Вр1500, согласно табл.15[40],  $R_{sn}=1500$  МПа; расчетное сопротивление  $R_s=1250$  МПа; модуль упругости  $E_s=2,0 \cdot 10^5$  МПа.

Бетон тяжелый класса В30, согласно табл.2 [40],  $R_b=17$  МПа;  $R_{bt,n}=1,75$  МПа;  $R_{bt}=1,15$  МПа;  $E_b=32,5 \cdot 10^3$  МПа;

#### 1. Первый вариант

Рассмотрим первый вариант армирования железобетонной многопустотной плиты стержневой арматурой класса А800.

См. расчет в разделе 2, п.2.1.

#### 1. Второй вариант

Рассмотрим второй вариант армирования железобетонной многопустотной плиты проволочной арматурой класса Вр1500.

#### 3.1. Расчет пустотной плиты в стадии эксплуатации

См. п.2.1.1.

#### 3.2. Расчет плиты по предельным состояниям первой группы

##### 3.2.1. Расчет прочности нормальных сечений плиты

При расчете по прочности расчетное поперечное сечение плиты принимается тавровым с полкой в сжатой зоне (свесы полок в растянутой зоне не учитываются).

Изгибающий момент от полных нагрузок  $M=43,66$  кН·м

Размеры сечения:  $h=220$  мм

$$h'_f=30,5 \text{ мм}$$

$$b'_f=1460 \text{ мм}$$

Минимальный защитный слой для конструкции, эксплуатируемой в закрытом помещении принимается не менее 20 мм,  $d_s \leq a_{3,\min} \geq 20$  мм.

Величина напряжений обжатия  $\sigma_{sp} = 0,85 \cdot R_s = 0,85 \cdot 1500 = 1250$  МПа

Расчёт прочности выполняем в предположении, что по расчёту сжатой арматуры не требуется. Проверяем положение нейтральной оси:

$$R_b \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0,5h_f) \geq M$$

$$17 \cdot 10^3 \cdot 1,46 \cdot 0,035 \cdot (0,19 - 0,5 \cdot 0,0305) = 60,4 \text{ кН}\cdot\text{м} > 43,66 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Граница сжатой зоны проходит в полке, сечение рассчитывается как прямоугольное с размерами  $b'_f=1,46$  м,  $h'_f=0,0305$  м,  $h_0=19$  см.

Вычисляем табличный коэффициент  $\alpha_m$ :

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b'_f \cdot h_0^2} = \frac{43,66}{17 \cdot 10^3 \cdot 1,46 \cdot 0,19^2} = 0,05$$

Граничная высота сжатой зоны бетона  $\xi_R=0,46$  (табл. 6 [6])

$$\alpha_R = \xi_R \left(1 - \frac{\xi_R}{2}\right) = 0,46 \cdot \left(1 - \frac{0,46}{2}\right) = 0,354$$

Проверяем условие:

$\alpha_m = 0,05 \leq \alpha_R = 0,354$  - условие удовлетворяется, сжатой арматуры не требуется и сечение рассчитывается с одиночной арматурой.

Относительная высота сжатой зоны:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,05} = 0,051$$

$$\frac{\xi}{\xi_R} = \frac{0,051}{0,46} = 0,111$$

Так как  $\xi = 0,051 < \xi_R = 0,46$ , то расчетное сопротивление напрягаемой арматуры  $R_s$  увеличиваем путем умножения на коэффициент условий работы  $\gamma_{s3}$ , учитывающий увеличения сопротивления напрягаемой арматуры выше условного предела текучести

$$\gamma_{s3} = 1,25 - 0,25 \frac{\xi}{\xi_R} = 1,25 - 0,25 \cdot 0,111 = 1,25 > 1,1$$

Принимаем  $\gamma_{s3} = 1,1$

Требуемая площадь растянутой напрягаемой арматуры:

$$A_{sp} = \frac{\xi \cdot R_b \cdot b'_f \cdot h_0}{\gamma_{s3} \cdot R_s} = \frac{0,051 \cdot 17 \cdot 10^3 \cdot 1,46 \cdot 0,19}{1,1 \cdot 1250 \cdot 10^3} = 0,000175 \text{ м}^2 = 1,75 \text{ см}^2$$

Принимаем 5Ø8 Вр1500 с  $A_{sp}=2,51 \text{ см}^2$

Располагаем арматуру по одному стержню, при этом наибольшее расстояние между осями стержней должно быть не более  $2h=2 \cdot 220=440$  мм и 400 мм.

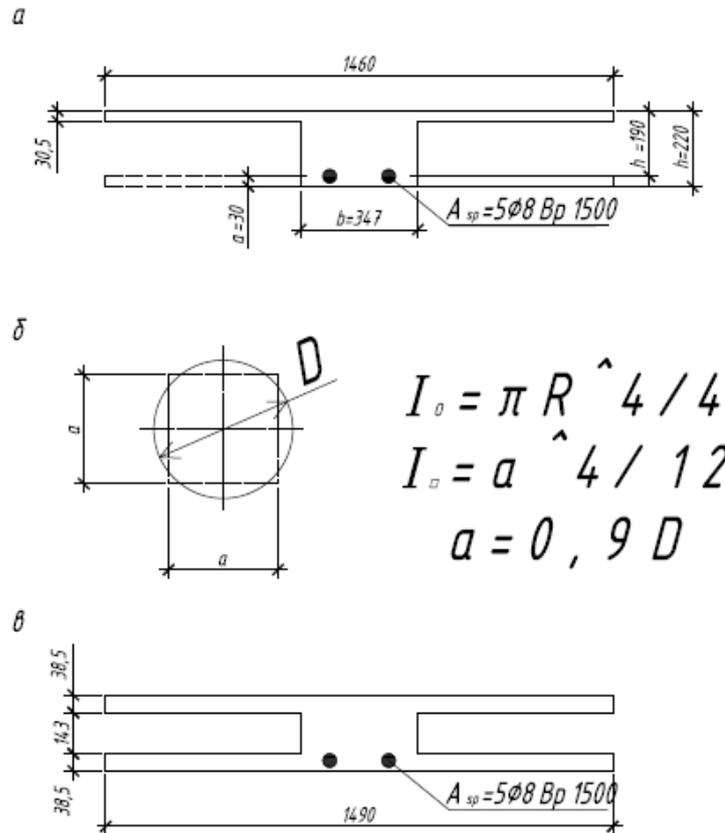


Рис.3.1. К расчету плиты перекрытия:

а- расчетное сечение для расчетов по первой группе предельных состояний; б- к определению расчетного сечения для второй группы предельных состояний; в- расчетное сечение для расчетов по второй группе предельных состояний.

### 3.2.2. Расчет прочности наклонных сечений плиты

Исходные данные.

Расчетная поперечная сила  $Q=27,81$  кН; расчетная полная нагрузка  $q=8,856$  кН/м; временная часть нагрузки  $q_v=2,7$  кН/м.

Рабочая продольная и поперечная арматура каркасов - проволока класса В500 диаметром 4мм,  $R_{sw}=300$  МПа,  $A_s=0,126$  см<sup>2</sup>.

Уровень предварительных напряжений в арматуре  $\sigma_{sp} = 525$  МПа

Расчет производится из условия прочности наклонного сечения

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}$$

$Q$  - поперечная расчетная сила в рассматриваемом сечении;

$Q_b$ - поперечная сила, воспринимаемая бетоном;

$Q_{sw}$  - поперечная сила, воспринимаемая хомутами.

**Вычисляем поперечную силу, воспринимаемую бетоном  $Q_b$**

$$Q_b = M_b / c$$

$$M_b = 1,5 \cdot \varphi_n \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 1,5 \cdot 1,33 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 0,347 \cdot 0,19^2 = 28,74 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Предварительно назначаем усилие преднапряжения с учетом всех потерь:  $P = \sigma_{sp} \cdot A_{sp} = 1275 \cdot 10^3 \cdot 2,51 \cdot 10^{-4} = 320 \text{ кН}$

Вычислим коэффициент, который учитывает влияние предварительного напряжения на прочность наклонного сечения:

$$\varphi_n = 1 + 1,6 \cdot \left( \frac{P}{R_b \cdot A_1} \right) - 1,16 \cdot \left( \frac{P}{R_b \cdot A_1} \right)^2 = 1 + 1,6 \cdot 0,25 - 1,16 \cdot 0,25^2 = 1,22$$

где  $A_1$  - площадь бетонного сечения без учета свесов сжатой полки

$$A_1 = b \cdot h = 0,347 \cdot 0,22 = 0,076 \text{ м}^2$$

$$P/R_b A_1 = 320 / (17 \cdot 10^3 \cdot 0,076) = 0,25$$

Проекция наклонного сечения:

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{28,74}{7,506}} = 1,96 \text{ м}$$

Нагрузка приводится к эквивалентной равномерно распределенной и определяется :

$$q_1 = q - 0,5 \cdot q_v = 8,856 - 0,5 \cdot 2,7 = 7,506 \text{ кН/м}$$

$$h_0 \leq c \leq 3h_0$$

$$h_0 = 19 \text{ см} \leq c = 196 \text{ см} \geq 3h_0 = 3 \cdot 19 = 57 \text{ см}$$

Условие не выполняется, принимаем  $c = 0,57 \text{ м}$  и вычисляем  $Q_b$

$$Q_b = M_b / c = 28,74 / 0,57 = 50,42 \text{ кН}$$

$$Q_{b,max} \geq Q_b \geq Q_{b,min}$$

$$Q_{b,min} = 0,5 \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0,5 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 0,347 \cdot 0,19 = 37,91 \text{ кН}$$

$$Q_{b,max} = 2,5 \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 2,5 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 0,347 \cdot 0,19 = 189,54 \text{ кН}$$

$$Q_{b,max} = 189,54 \text{ кН} \geq Q_b = 50,42 \text{ кН} \geq Q_{b,min} = 37,91 \text{ кН}$$

Условия выполняются, для дальнейших расчетов принимаем  $Q_b = 50,42 \text{ кН}$

**Вычисляем поперечную силу, воспринимаемую хомутами  $Q_{sw}$**

Усилие  $Q_{sw}$  определяется по формуле  $Q_{sw} = 0,75 \cdot q_{sw} \cdot C_0$  в зависимости от величины:

$$Q_{b1} = 2 \cdot \sqrt{M_b \cdot q_1} = 2 \cdot \sqrt{28,74 \cdot 7,506} = 29,37 \text{ МПа}$$

Проверяем условие:

$$Q_{b1} = 29,37 \text{ кН} \leq \varphi_n \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 1,33 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 0,347 \cdot 0,19 = 100,84 \text{ кН} - \text{условие}$$

выполняется

Требуемая интенсивность хомутов:

$$q_{sw} = \frac{Q_{b,max} - Q_{b,min} - 3 \cdot h_0 \cdot q_1}{1,5 \cdot h_0} = \frac{27,81 - 37,91 - 3 \cdot 0,19 \cdot 7,506}{1,5 \cdot 0,19} = -50,45 \text{ кН/м}$$

Так как значение получилось отрицательным, поперечную арматуру устанавливаем по конструктивным требованиям. В пространстве между пустотами, где располагаются продольные стержни, устанавливаем конструктивную поперечную арматуру в виде

отдельных каркасов длиной  $l/4$  пролета плиты из проволоки В500 диаметром 4мм с шагом 100 мм.

### 3.3. Расчет плиты по предельным состояниям второй группы

#### 3.3.1. Определение геометрических характеристик

См. п.2.2.1.

#### 3.3.2. Установление уровня предварительного натяжения арматуры

Уровень предварительного напряжения для горячекатаной и термомеханически упрочнённой арматуры назначается так, чтобы соблюдались условия:

$$0,3R_{s,ser} \leq \sigma_{sp} \leq 0,9R_{s,ser}$$

Предварительно назначим уровень преднапряжения 80% от  $R_{sn}$  арматуры А800

$$\sigma_{sp} = 0,8R_{sn} = 0,8 \cdot 150 = 1200 \text{ МПа}$$

##### 3.3.2.1 Определение потерь предварительного напряжения арматуры.

###### Первые потери.

$\Delta\sigma_1$ -потери от релаксации напряжений в стержневой арматуре при электротермическом способе натяжения

$$\Delta\sigma_1 = 0,03 \cdot \sigma_{sp} = 0,03 \cdot 1200 = 36 \text{ МПа}$$

$\Delta\sigma_2$ -потери от температурного перепада между натянутой арматурой и упорами равны нулю, т.к форма пропаривается в пропарочной камере вместе с изделием,  $\Delta\sigma_2 = 0$ .

$\Delta\sigma_3$ -потери от деформации формы в расчетах не учитываются, т.к учтены в расчете удлинений арматуры,  $\Delta\sigma_3 = 0$ .

$\Delta\sigma_4$ -потери от деформации анкеров при электротермическом способе натяжения арматуры учтены в расчете полных удлинений стержней и потому равны нулю,  $\Delta\sigma_4 = 0$ .

Суммарные первые потери преднапряжения:

$$\Delta\sigma_{sp(1)} = \Delta\sigma_{sp1} + \Delta\sigma_{sp2} + \Delta\sigma_{sp3} + \Delta\sigma_{sp4} = 36 + 0 + 0 + 0 = 36 \text{ МПа}$$

Начальное усилие обжатия с учетом первых потерь

$$P_1 = A_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)}) = 2,51 \cdot 10^{-4} \cdot (1200 - 36) \cdot 10^3 = 292,16 \text{ кН}$$

###### Вторые потери

$\Delta\sigma_5$ -потери от усадки бетона, подвергнутого ТВО. Для бетонов В35 и ниже относительная деформация усадки бетона  $\varepsilon_{b,sh} = 0,0002$ .

$$\Delta\sigma_{sp5} = \varepsilon_{b,sh} \cdot E_s = 0,002 \cdot 2 \cdot 10^5 = 40 \text{ МПа.}$$

Для определения потерь от ползучести бетона необходимо предварительно вычислить напряжения в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры с учётом разгружающего момента от собственного веса плиты в стадии обжатия.

Максимальное сжимающее напряжение в бетоне при обжатии силой  $P_1$  на уровне крайнего нижнего волокна  $y=0,11\text{м}$ , без учета влияния собственного веса плиты:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 \cdot e_{op} \cdot y_0}{J_{red}} = \frac{292,16 \cdot 10^3}{1778 \cdot 10^{-4}} + \frac{292,16 \cdot 10^3 \cdot 0,08 \cdot 0,11}{105090 \cdot 10^{-8}} = 4,1 \text{ МПа}$$

Согласно [14] передаточная прочность бетона назначается не менее 15 МПа и не менее 50% прочности от класса бетона. Принимаем  $R_{bp}=15 \text{ МПа}$ . Сжимающие напряжения от силы  $P_1$  в стадии предварительного обжатия не должны превышать 90% от передаточной прочности.

$$\sigma_{bp} = 4,1 \text{ МПа} \leq 0,9R_{bp} = 0,9 \cdot 15 = 13,5 \text{ МПа}$$

Требование выполняется.

Определим напряжения в бетоне с учетом разгружающих напряжений от веса плиты на уровне центра тяжести продольной арматуры при  $e = 0,08 \text{ м}$ . Из таблицы 1 нагрузка от веса  $1 \text{ м}^2$  плиты принята 3000 Н. Изгибающий момент от собственного веса плиты вычислен при пролете  $l=6,3 \text{ м}$

$$M_{cb} = \frac{3 \cdot 1,46 \cdot 6,3^2}{8} = 21,73 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{bp} &= \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{(P_1 \cdot e_{op} - M_{cb}) \cdot e_{op}}{J_{red}} = \\ &= \frac{292,16 \cdot 10^3}{1778 \cdot 10^{-4}} + \frac{(292,16 \cdot 10^3 \cdot 0,08 - 21,73 \cdot 10^3) \cdot 0,08}{105090 \cdot 10^{-8}} = 1,77 \text{ МПа} \end{aligned}$$

$\Delta\sigma_{sp6}$ -потери от ползучести арматуры

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{sp6} &= \frac{0,8 \cdot \alpha \cdot \varphi_{b,cr} \cdot \sigma_{bp}}{1 + \alpha\mu_{sp} \cdot \left(1 + \frac{y_{sp}^2 \cdot A_{red}}{I_{red}}\right) \cdot (1 + 0,8 \cdot \varphi_{b,cr})} = \\ &= \frac{0,8 \cdot 6,2 \cdot 2,3 \cdot 1,77 \cdot 10^3}{1 + 6,2 \cdot 0,0014 \cdot \left(1 + \frac{0,11^2 \cdot 1778 \cdot 10^{-4}}{105090 \cdot 10^{-8}}\right) \cdot (1 + 0,8 \cdot 2,3)} = 18,78 \text{ МПа} \end{aligned}$$

где коэффициент  $\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 \cdot 10^5}{32,5 \cdot 10^5} = 6,2$ , эксцентриситет  $e_{op}=y_0-a=11-3=8 \text{ см}=0,08 \text{ м}$ .

Коэффициент армирования сечения (без учета ненапрягаемых стержней):  $\mu_{sp} = A_{sp}/A = 2,51/1823 = 0,0014$

Коэффициент ползучести бетона  $\varphi_{b,cr} = 2,3$  находится по таблице 10 [21]

Суммарные вторые потери:

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6} = 40 + 18,78 = 58,78 \text{ МПа}$$

Полные потери:

$$\Delta\sigma_{sp} = \Delta\sigma_{sp(1)} + \Delta\sigma_{sp(2)} = 36 + 58,78 = 94,78 \text{ МПа} < 100 \text{ МПа}$$

Принимаем полные потери  $\Delta\sigma_{sp} = 100 \text{ МПа}$ .

Напряжения в напрягаемой арматуре после проявления всех потерь:

$$\Delta\sigma_{sp2} = 1200 - 100 = 1100 \text{ МПа.}$$

Усилия обжатия с учетом полных потерь:

$$P_2 = 2,51 \cdot 10^{-4} \cdot 1100 \cdot 10^3 = 276,1 \text{ кН.}$$

### 2.3.3. Расчет трещиностойкости плиты

Условие необразования трещин в стадии эксплуатации:

$$M_n \leq M_{\text{crc}}$$

$M_n$ -расчетный момент от полной нормативной нагрузки

Момент, соответствующий образованию трещин  $M_{\text{crc}}$ , определяется по приближенному способу ядровых моментов

$$M_{\text{crc}} = R_{\text{bt, rer}} W_{\text{pl}} + M_{\text{гр}}$$

$$\text{где } M_{\text{гр}} = P_2(e_{0p} + r) = 276,1 (0,08 + 0,054) = 37 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$R_{\text{bt, rer}} \cdot W_{\text{pl}} = 1,75 \cdot 10^3 \cdot 0,011942 = 20,9 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$M_{\text{crc}} = 20,9 + 37 = 49,34 > M_n = 57,9 \text{ кН}$$

Условие выполняется, трещины в растянутой зоне не образуются.

Проверим образование начальных трещин в верхней зоне плиты при ее обжатии при значении коэффициента точности натяжения  $\gamma_{sp} = 1,1$ . Момент от веса плиты не учитывается. Расчетное условие:

$$\gamma_{sp} P_1(e_{0p} - r) \leq R_{\text{bt, ser}} W'_{\text{pl}}$$

$1,1 \cdot 292,16 \cdot (0,08 - 0,054) = 8,36 < 1,1 \cdot 10^3 \cdot 11942 \cdot 10^{-6} = 13,14$  - условие выполняется, начальные трещины не образуются.

### 2.3.4. Расчет прогибов плиты

Расчет по прогибам производит из условия:

$$f \leq f_{\text{ult}}$$

$f$ -прогиб от внешней нагрузки,  $f_{\text{ult}}$ -предельно допустимый прогиб.

Для элементов постоянного сечения, работающих как свободно опертые или консольные балки, прогиб определяется по формуле:

$$f = Sl_0^2 \left( \frac{1}{\rho} \right)$$

где  $\left( \frac{1}{\rho} \right)$ - полная кривизна в сечении с наибольшим моментом.

Для участков без трещин в растянутой зоне:

$$\left( \frac{1}{\rho} \right) = \left( \frac{1}{\rho} \right)_1 + \left( \frac{1}{\rho} \right)_2$$

$\left( \frac{1}{\rho} \right)_1$  – кривизна от непродолжительного действия кратковременных нагрузок

$\left( \frac{1}{\rho} \right)_2$  – кривизна от непродолжительного действия постоянных

и длительных нагрузок

**Кривизна от непродолжительного действия кратковременных нагрузок**

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_1 = \frac{M}{\varphi_c \cdot b \cdot h_0^3 \cdot E_{b,red}}$$

Нагрузка на погонный метр  $q=0,3 \cdot 1,5=0,45$  кН/м

Расчетный изгибающий момент

$$M = \frac{ql_0^2}{8} = \frac{0,45 \cdot 6,28^2}{8} = 2,22 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Вспомогательные коэффициенты:

$$E_{b,red} = R_{b,ser}/\varepsilon_{b,red} = 22 \cdot 10^3 / 15 \cdot 10^{-4} = 1,467 \cdot 10^7 \text{ кН/м}^2$$

$$\alpha_{s2} = \alpha_{s1} = E_s/E_{b,red} = 20 \cdot 10^7 / 1,47 \cdot 10^7 = 13,6$$

$$\mu = A_{sp}/bh_0 = 2,51 \cdot 10^{-4} / (34,7 \cdot 19) = 0,004.$$

$$\mu\alpha_{s2} = 0,004 \cdot 13,6 = 0,054$$

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f}{h_0 \cdot b} = \frac{(146 - 34,7) \cdot 3,05}{19 \cdot 34,7} = 0,515$$

$$e_s = M/P_2 = 2,22/276,1 = 0,01$$

$$e_s/h_0 = 0,01/0,19 = 0,053$$

По таблице 21 [40] определяем  $\varphi_c=0,56$  и вычисляем кривизну

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_1 = \frac{M}{\varphi_c \cdot b \cdot h_0^3 \cdot E_{b,red}} = \frac{2,22}{0,56 \cdot 0,347 \cdot 0,19^3 \cdot 1,467 \cdot 10^7} = 0,00011 \text{ м}^{-1}$$

**Кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок**

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_2 = \frac{M}{\varphi_c \cdot b \cdot h_0^3 \cdot E_{b,red}}$$

Расчетный изгибающий момент

$$M = 28,28 \text{ кН} \cdot \text{м} \text{ (см. п. 2.1)}$$

Вспомогательные коэффициенты:

$$E_{b,red} = R_{b,ser}/\varepsilon_{b,red} = 22 \cdot 10^3 / 15 \cdot 10^{-4} = 1,467 \cdot 10^7 \text{ кН/м}^2$$

$$\alpha_{s2} = \alpha_{s1} = E_s/E_{b,red} = 20 \cdot 10^7 / 1,47 \cdot 10^7 = 13,6$$

$$\mu = A_{sp}/bh_0 = 2,51 \cdot 10^{-4} / (34,7 \cdot 19) = 0,004$$

$$\mu\alpha_{s2} = 0,004 \cdot 13,6 = 0,054$$

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f}{h_0 \cdot b} = \frac{(146 - 34,7) \cdot 3,05}{19 \cdot 34,7} = 0,515$$

$$e_s = M/P_2 = 28,28/276,1 = 0,102$$

$$e_s/h_0 = 0,102/0,19 = 0,54$$

По таблице 21 [40] определяем  $\varphi_c=0,56$  и вычисляем кривизну

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_2 = \frac{M}{\varphi_c \cdot b \cdot h_0^3 \cdot E_{b,red}} = \frac{28,28}{0,56 \cdot 0,347 \cdot 0,19^3 \cdot 1,467 \cdot 10^7} = 0,00144 \text{ м}^{-1}$$

**Полная кривизна**

$$\left(\frac{1}{\rho}\right) = \left(\frac{1}{\rho}\right)_1 + \left(\frac{1}{\rho}\right)_2 = 0,00011 + 0,00144 = 0,00155 \text{ м}^{-1}$$

### Прогиб плиты

$$f = Sl_0^2 \left(\frac{1}{\rho}\right) = \frac{5}{48} \cdot 6,28^2 \cdot 0,00155 = 0,64 \text{ см}$$

Предельный нормативный прогиб:

$$f_{ult} = l/200 = 6,28/200 = 0,0314 \text{ м} = 3,14 \text{ см}$$

$$f = 0,64 \text{ см} < f_{ult} = 3,14 \text{ см}$$

Условие удовлетворяется.

### 2.4. Проверка прочности плиты в стадии изготовления.

Усилие преднапряжения с учетом первых потерь  $P_1=292,16 \text{ кН}$ , коэффициент точности натяжения  $\gamma_{sp} = 1,1$ , расчетная призматическая прочность бетона, соответствующая классу бетона В15 (передаточная прочность)  $R_b=8,5 \text{ МПа}$ . Расстояние до монтажной петли 0,35 м.

Момент от собственного веса над опорой (петлей), находящейся на расстоянии 0,35 м от торцов плиты, при ширине плиты 1,5 м и расчетном весе  $1 \text{ м}^2 3,3 \text{ кН/м}^2$  (см. табл.2.1)

$$M_2 = \frac{3,3 \cdot 0,95 \cdot 0,35^2 \cdot 1,5}{2} = 0,288 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Момент от собственного веса плиты при ее извлечении из формы:

$$M_{cb} = \frac{3,3 \cdot 0,95 \cdot 1,5(6,3 - 0,7)^2}{8} - 0,288 = 18,15 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Условие прочности плиты в стадии изготовления:

$$\sigma_{sp} \leq R_b = 8,5 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{\gamma_{sp} \cdot P_1}{A_{red}} + \frac{(\gamma_{sp} \cdot P_1 \cdot e_{op} - M_{cb}) \cdot e_{op}}{I_{red}} =$$

$$= \frac{1,1 \cdot 292,16}{1778 \cdot 10^{-4}} \cdot \frac{(1,1 \cdot 292,16 \cdot 0,08 - 18,15) \cdot 0,08}{105090 \cdot 10^{-8}} = 2,38 \text{ МПа} < R_b = 8,5 \text{ МПа}$$

Условие выполняется, прочность в стадии изготовления обеспечена.

### 2.5. Расчет монтажной петли

См. раздел 2, п.2.5

Таблица 2. Сравнительные результаты расчетов

Виды рабочей напрягаемой арматуры	$A_{sp}, \text{ мм}^2$	$A_{sp,f}, \text{ мм}^2$	$a_{срс}, \text{ мм}$	$f, \text{ мм}$
A800	31,5	39,3	-	6,3
Вр1500	17,5	25,1	-	6,4

Вывод: В результате сравнения расчетов двух вариантов армирования многопустотной плиты, наиболее оптимальным решением, с точки зрения расхода материала, является применение проволочной арматуры класса Вр1500.

# **Раздел 4**

## **Основания и фундаменты**

#### 4.1. Общие положения

На основании задания на проектирование и инженерно-геологических условий строительной площадки разработаны два варианта фундаментов здания.

Проектирование оснований и фундаментов заключается в выборе основания, типа конструкции и основных размеров фундамента, в совместном расчете основания и фундамента, как одной из частей сооружения. Определив нагрузки на фундамент и учитывая вес фундамента, и грунта на его обрезах выполнен расчет основания по деформациям, в соответствии с требованиями [15]. Деформации и устойчивость грунтов основания зависят от особенности приложения нагрузки, размеров и конструкций фундаментов и всего сооружения.

#### 4.2. Оценка параметров геологических условий строительства

Площадка строительства находится в г. Пензе. Инженерно-геологические условия площадки строительства выявлены бурением скважин. При бурении вскрыто следующее напластование грунтов (сверху вниз):

слой 1 – почвенно-растительный слой (мощность слоя – 1,0 м);

слой 2 – глина (мощность слоя – 5 м);

слой 3 – суглинок (мощность слоя – 7 м);

слой 4 – песок мелкий (мощность слоя – 15,0 м);

Физико-механические характеристики слоев грунта с исходными данными инженерно-геологических изысканий приведены в табл. 4.1.

Таблица 4.1. Физико-механические характеристики грунтов

Наименование грунта	Мощ- ность слоя, м	$\gamma$ , $кН/м^3$	$\gamma_s$ , $кН/м^3$	$m_0$ , $МПа^{-1}$	$\varphi$ , <i>град</i>	$C$ , <i>кПа</i>	$W$ , %	$W_L$ , %	$W_P$ , %
Почвенно- растительный слой	1,0	15,00	–	–	–	–	–	–	–
Глина	5,0	18,20	27	0,15	12	15,00	35	46	28
Суглинок	7,0	19,20	27,20	0,16	17	20,00	28	34	24
Песок мелкий	15,0	18,10	26,60	0,08	27	–	11	–	–

Используя данные табл.4.1 определяем производные физико-механические характеристики грунтов.

##### Глина.

- коэффициент пористости:

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma} (1 + 0,01W) - 1 = \frac{27}{18,2} \cdot (1 + 0,01 \cdot 35) - 1 = 1$$

- коэффициент относительной сжимаемости:

$$m_v = \frac{m_o}{1 + e} = 0,15 / (1 + 1) = 0,075 \text{ МПа}^{-1}$$

- модуль деформации:

$$E = \frac{\beta}{m_v} = 0,39 / 0,075 = 5,2 \text{ МПа}$$

$$\beta = 1 - \frac{2 \cdot \nu^2}{1 - \nu} = 1 - \frac{\text{Ошибка! Закладка не определена.} 2 \cdot 0,42^2}{1 - 0,42} = 0,39$$

где  $\nu$  - коэффициент Пуассона, принимаемый равным:  $\nu = 0,3$  пески и супеси;  $\nu = 0,35$  - суглинки;  $\nu = 0,42$  - глины.

- степень влажности:

$$S_r = \frac{0,01 \cdot W \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w} = \frac{(0,01 \cdot 35 \cdot 27,0)}{1 \cdot 10} = 0,95;$$

где  $\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$  - удельный вес воды.

- показатель пластичности:

$$J_p = W_L - W_p = 46 - 28 = 18$$

- показатель текучести:

$$J_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{35 - 28}{46 - 28} = 0,39$$

### Суглинок

- коэффициент пористости:

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma} (1 + 0,01W) - 1 = \frac{27,2}{19,2} \cdot (1 + 0,01 \cdot 20) - 1 = 0,7$$

- коэффициент относительной сжимаемости:

$$m_v = \frac{m_o}{1 + e} = 0,16 / (1 + 0,7) = 0,09 \text{ МПа}^{-1}.$$

- модуль деформации:

$$E = \frac{\beta}{m_v} = 0,62 / 0,09 = 6,88 \text{ МПа}$$

$$\beta = 1 - \frac{2 \cdot \nu^2}{1 - \nu} = 1 - \frac{\text{Ошибка! Закладка не определена.} 2 \cdot 0,35^2}{1 - 0,35} = 0,62.$$

- степень влажности:

$$S_r = \frac{0,01 \cdot W \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w} = \frac{0,01 \cdot 28 \cdot 27,2}{1 \cdot 10} = 0,76.$$

- показатель пластичности:

$$J_p = W_L - W_p = 34 - 24 = 10$$

- показатель текучести:

$$J_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{28 - 24}{34 - 24} = 0,4$$

Песок мелкий

- коэффициент пористости:

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma} (1 + 0,01W) - 1 = \frac{26,6}{18,1} \cdot (1 + 0,01 \cdot 11) - 1 = 0,63$$

- коэффициент относительной сжимаемости:

$$m_v = \frac{m_o}{1 + e} = 0,08 / (1 + 0,63) = 0,05 \text{ МПа}^{-1}$$

- модуль деформации:

$$E = \frac{\beta}{m_v} = 0,74 / 0,05 = 14,8 \text{ МПа}$$

$$\beta = 1 - \frac{2 \cdot \nu^2}{1 - \nu} = 1 - \text{Ошибка! Закладка не определена.} \frac{2 \cdot 0,3^2}{1 - 0,3} = 0,74.$$

- степень влажности:

$$S_r = \frac{0,01 \cdot W \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w} = \frac{0,01 \cdot 11 \cdot 26,6}{1 \cdot 10} = 0,29.$$

Исходные и определенные физико-механические свойства грунтов, необходимые для дальнейших расчетов сводим в табл. 4.2.

Таблица 4.2. Физико-механические свойства грунтов

Наименование грунта	Мощность слоя	Удельный вес, $\gamma$ кН/м <sup>3</sup>	Удельный вес частиц, $\gamma_s$ кН/м <sup>3</sup>	Природная влажность $\omega$ %	Пределы пластичности		Показатель текучести, $J_L$	Коэффициент пористости, $e$	Коэффициент сжимаемости, $m_v$ мПа <sup>-1</sup>	Модуль деформации, $E$ МПа	Степень влажности $S_r$	Угол внутреннего трения, $\varphi$ %	Удельное сцепление, $C$ МПа
					$\omega_L$ %	$\omega_p$ %							
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
П.Р.С	1,0	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Глина	5,0	18,2	27	35	46	28	0,39	1	0,075	5,2	0,95	12	15

Продолжение табл.4.2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Сугли- нок	7,0	19,2	27,2	28	34	24	0,4	0,7	0,09	6,88	0,76	17	20
Песок мелкий	15,0	18,1	26,6	11	-	-	-	0,63	0,05	14,8	0,29	24	-

### 4.3 Сбор нагрузок на фундаменты.

Фундаменты рассчитываются для наиболее характерных участков здания (наружные, внутренние стены, колонны). Расчетные величины действующих нагрузок определяют как произведение нормативных значений на коэффициенты надежности по нагрузке  $\gamma_f$ , которые должны соответствовать рассматриваемому предельному состоянию и учитывать возможные отклонения нагрузок в неблагоприятную сторону от нормативных значений. Вес фундамента и вес грунта на его обрезах вычисляется отдельно, и каждый раз уточняется при определении размеров подошвы фундамента. Для расчета основания вычисляются нормативные (для расчета оснований по деформациям) и расчетные (для расчета оснований по несущей способности) нагрузки. При определении значений расчетных нагрузок нормативные их значения умножаются на коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f > 1$ , значения нормативных нагрузок и  $\gamma_f$  [4].

Составим таблицу нормативных и расчетных нагрузок приходящихся на 1 погонный метр длины от конструкции, покрытий и перекрытий. Рассмотрим три варианта.

Таблица 4.3. Сбор нагрузок на фундамент в сечениях 1-1 и 2-2

№ п/п	Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м <sup>2</sup> .	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>
1	2	3	4	5
I	Постоянные			
1.	От покрытия			
1.1.	Слой гравия, втопленного в тумную мастику $\delta=15$ мм, $\rho=1600$ кг/м <sup>3</sup>	0,24	1,3	0,31
1.2.	2 слоя КТфлекса $\delta=10$ мм	0,04	1,3	0,05
1.3.	Цементно-песчаная стяжка, $\delta=50$ мм, $\rho=1800$ кг/м <sup>3</sup>	0,90	1,3	1,17

Продолжение табл.4.3

1.4.	Керамзитовый гравий по уклону $\delta=220$ мм, $\rho=600$ кг/м <sup>3</sup>	1,32	1,3	1,72
1.5.	Ж/б плита покрытия $\delta=220$ мм, $\rho=2500$ кг/м <sup>3</sup>	3	1,1	3,3
	Итого:	5,50		6,55
2	От перекрытия 12-го этажа			
2.1.	Цементно-песчаная стяжка, $\delta=50$ мм, $\rho=1800$ кг/м <sup>3</sup>	0,9	1,3	1,17
2.2.	Жесткие минераловатные плиты $\delta=230$ мм, $\rho=100$ кг/м <sup>3</sup>	0,23	1,3	0,30
2.3.	Пароизоляция (слой рубероида) $\delta=10$ мм, $\rho=1800$ кг/м <sup>3</sup>	0,03	1,3	0,04
2.4.	Затирка из ц.п. раствора $\delta=10$ мм, $\rho=1800$ кг/м <sup>3</sup>	0,18	1,3	0,23
2.5.	Ж/б плита перекрытия $\delta=220$ мм, $\rho=2500$ кг/м <sup>3</sup>	3	1,1	3,3
	Итого:	4,34		5,04
3.	От перекрытий 1-11 этажей			
3.1.	Линолеум на тканевой подоснове - 5 мм	0,085	1,2	0,10
3.2.	Цементно-песчаная стяжка, $\delta=30$ мм, $\rho=1800$ кг/м <sup>3</sup>	0,54	1,3	0,70
3.3.	Керамзитобетон $\delta=42$ мм, $\rho=600$ кг/м <sup>3</sup>	0,255	1,3	0,33
3.4.	Ж/б плита перекрытия $\delta=220$ мм, $\rho=2500$ кг/м <sup>3</sup>	3	1,1	3,3
	Итого:	3,88		4,43
4.	Собственный вес наружной стены	351,78	1,1	386,96
	Итого:	351,78		386,96
5.	Собственный вес внутренней стены	262,11	1,1	288,32
	Итого:	262,11	1,1	288,32

Продолжение табл.4.3

II	Временные			
1.	На покрытие			
1.1.	Снеговая	1,26	1,4	1,8
1.2.	Монтажная	0,7	1,3	0,94
2.	На перекрытие			
2.1.	Полезная	2	1,2	2,4
2.2.	перегородки	2	1,2	2,4
	Итого:	5,96		7,54

1) Определяем нагрузку на 1 п.м стены по оси «В» (сечение 1-1). Грузовая площадь:

$$A=a \cdot b$$

где  $a = 1,0$  м

$b$  – половина расстояния между осями несущих стен «В» и «Д»= $3,175$  м.

$$A_{1-1}=1,0 \cdot 3,175=3,175 \text{ м}^2.$$

Нормативная нагрузка в уровне верхнего обреза фундамента:

$$\begin{aligned} N_{II \ 1-1} &= N_{\text{покр}} + N_{\text{перекр}} + N_{\text{с.в.стены}} + N_{\text{вр}} = \\ &= 5,5 \cdot 3,175 + (4,34 + 3,88) \cdot 3,175 + 351,78 \cdot 3,175 + 5,96 \cdot 3,175 = 1179,38 \text{ кН} \end{aligned}$$

Расчетная нагрузка в уровне верхнего обреза фундамента:

$$\begin{aligned} N_{I \ 1-1} &= N_{\text{покр}} + N_{\text{перекр}} + N_{\text{с.в.стены}} + N_{\text{вр}} = \\ &= 6,55 \cdot 3,175 + (5,04 + 4,43) \cdot 3,175 + 386,96 \cdot 3,175 + 7,54 \cdot 3,175 = 1327,34 \text{ кН} \end{aligned}$$

2) Определяем нагрузку на 1 м стены по оси «Д» (сечение 2-2). Грузовая площадь:

$$A=a \cdot b$$

$$A_{2-2}=1 \cdot 6,35=6,35 \text{ м}^2.$$

Нормативная нагрузка в уровне верхнего обреза фундамента:

$$\begin{aligned} N_{II \ 2-2} &= N_{\text{покр}} + N_{\text{перекр}} + N_{\text{с.в.стены}} + N_{\text{вр}} = \\ &= 5,5 \cdot 6,35 + (4,34 + 3,88) \cdot 6,35 + 262,11 \cdot 6,35 + 5,96 \cdot 6,35 = 1789,37 \text{ кН} \end{aligned}$$

Расчетная нагрузка в уровне верхнего обреза фундамента:

$$\begin{aligned} N_{I \ 2-2} &= N_{\text{покр}} + N_{\text{перекр}} + N_{\text{с.в.стены}} + N_{\text{вр}} = \\ &= 6,55 \cdot 6,35 + (5,04 + 4,43) \cdot 6,35 + 288,32 \cdot 6,35 + 7,54 \cdot 6,35 = 1980,44 \text{ кН} \end{aligned}$$

Табл. 4.4. Сбор нагрузки на фундамент в сечении 3-3

№ п/п	Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м <sup>2</sup> .	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>
1	2	3	4	5
I	Постоянные			
1	От покрытия			
1.1.	Асфальтобетон $\delta=50$ мм, $\rho=2300$ кг/м <sup>3</sup>	1,15	1,1	1,27
1.2.	Цементно-песчаная стяжка, $\delta=50$ мм, $\rho=1800$ кг/м <sup>3</sup>	0,90	1,3	1,17
1.3.	Утеплитель (полистирольные плиты) $\delta=50$ мм, $\rho=135$ кг/м <sup>3</sup>	0,07	1,3	0,09
1.4.	Цементно-песчаная стяжка, $\delta=50$ мм, $\rho=1800$ кг/м <sup>3</sup>	0,90	1,3	1,17
1.5.	Керамзитовый гравий по уклону $\delta=300$ мм, $\rho=600$ кг/м <sup>3</sup>	0,18	1,3	0,23
1.6	Монолитная ж.б. плита $\delta=160$ мм, $\rho=2500$ кг/м <sup>3</sup>	4	1,1	4,40
	Итого:	7,2		8,33
2.	Собственный вес колонны	16,87	1,1	18,56
	Итого:	16,87		18,56
II	Временные			
1.	Снеговая	1,26	1,4	1,80
2.	Полезная	3,00	1,2	3,6
	Итого:	4,26		5,40

3) Определяем нагрузку на 1 м колонны по оси «М» (сечение 3-3). Грузовая площадь:

$$A=a \cdot b$$

$$A_{3-3}=6 \cdot 6,5=39 \text{ м}^2.$$

Нормативная нагрузка в уровне верхнего обреза фундамента:

$$N_{II \text{ 3-3}} = N_{\text{покр}} + N_{\text{с.в.колонны}} + N_{\text{вр}} = 7,2 \cdot 39 + 16,87 \cdot 39 + 4,26 \cdot 39 = 1104,87 \text{ кН}$$

Расчетная нагрузка в уровне верхнего обреза фундамента:

$$N_{I3-3} = N_{\text{покp}} + N_{\text{с.в.колонны}} + N_{\text{вр}} = 8,33 \cdot 39 + 18,56 \cdot 39 + 5,4 \cdot 39 = 1259,31 \text{ кН}$$

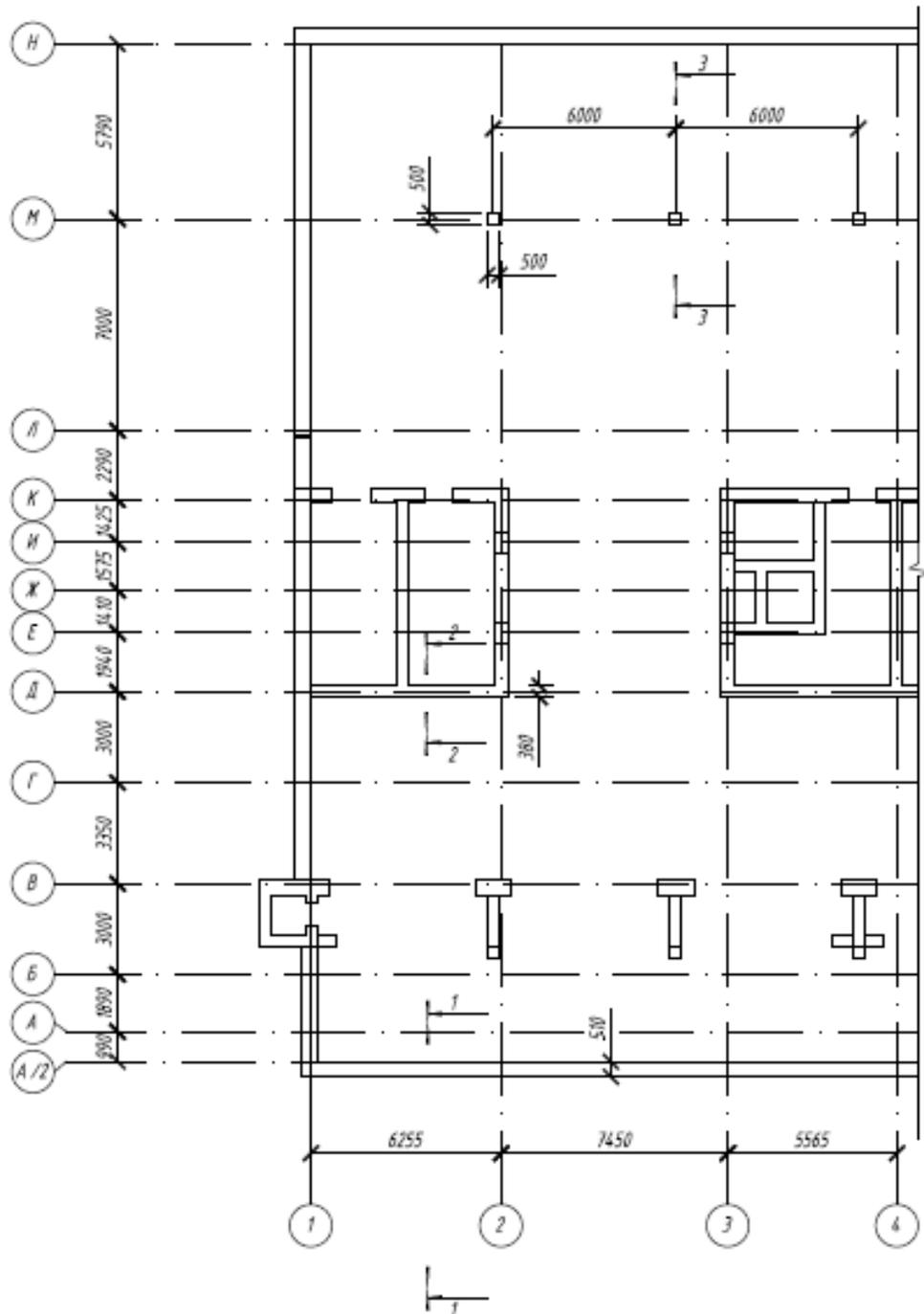


Рис.4.1. Схема к определению нагрузок

#### 4.4. Расчет ленточного фундамента на естественном основании

Максимальная нагрузка по обрезу фундамента при расчете по деформациям (2 группа):

Сечение 1-1 (наружная стена):  $N_{II\ 1-1} = 1179,38 \text{ кН}$

Сечение 2-2 (внутренняя стена):  $N_{II\ 2-2} = 1789,37 \text{ кН}$

Сечение 3-3 (колонна):  $N_{II\ 3-3} = 1104,87 \text{ кН}$

Основанием служит глина. Мощность слоя 5 м.

Стены – несущие кирпичные. Принимаем непрерывный (ленточный фундамент из ж/б подушек и бетонных блоков).

Назначаем глубину заложения фундамента в соответствии с требованиями [7, пп 2.25-2.33]. Расчетная глубина сезонного промерзания определяется по [7, формула (3)]:

$$d_f = K_n \cdot d_{fn} = 0,7 \cdot 1,47 = 1,03 \text{ м}$$

где  $K_n = 0,7$  - коэффициент, учитывающий температурный режим здания [7, табл.1]

$d_{fn}$  - нормативная глубина промерзания грунта

$$d_{fn} = d_0 \cdot \sqrt{M_t} = 0,23 \cdot \sqrt{41,1} = 1,47 \text{ м}$$

$M_t$  - коэффициент, численно равный сумме отрицательных температур за зимний период взятых по модулю. [15, табл.5.1]

Учитывая конструктивные особенности здания назначаем отметку подошвы фундамента - 4,4 м от уровня земли.

Определим ширину подошвы фундамента из условия, чтобы среднее давление под его подошвой  $P$  не превышало расчетного сопротивления грунта основания  $R$ .

Назначаем в первом приближении ширину подошвы фундамента  $b = 1,0$  м.

Определяем расчетное сопротивление грунта основания по [7, формула (7)]:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_\gamma K_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c C],$$

$\gamma_{c1}$  и  $\gamma_{c2}$  - коэффициенты условий работы, принимаемые по таблице 3 /1/;

$\gamma_{c1} = 1,2$ ;  $\gamma_{c2} = 1,1$ ; [7, табл.3]

$k = 1$ , если прочностные характеристики грунта ( $\varphi$  и  $c$ ) определены непосредственными испытаниями;

$M_\gamma$ ,  $M_q$ ,  $M_c$  - коэффициенты, зависящие от угла внутреннего трения, [7, табл. 4 ]

$M_\gamma = 0,23$ ,  $M_q = 1,94$ ,  $M_c = 4,42$

$K_z$  - коэффициент, принимаемый: при  $b < 10$  м равным 1,

$b$  - ширина подошвы фундамента, м;

$\gamma_{II}$  - усредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента

$$\gamma_{II} = \frac{\sum \gamma_{IIi} \cdot h_i}{\sum h_i}$$

$$\gamma_{II} = \frac{18,2 \cdot 1,6 + 19,2 \cdot 7 + 18,1 \cdot 15}{1,6 + 7 + 15} = 18,43 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$$

$\gamma'_{II}$  - усредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих, выше подошвы фундамента;

$$\gamma'_{II} = \frac{\sum \gamma'_{IIi} \cdot h_i}{\sum h_i}$$

$$\gamma'_{II} = \frac{15 \cdot 1 + 18,2 \cdot 3,4}{1 + 3,4} = 17,42 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$$

$c = 15$  - расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа;

$d_1$  - глубина заложения фундаментов

$$d_1 = h_s + h_{cf} \frac{\gamma_{cf}}{\gamma'_{II}};$$

$$d_1 = 0,5 + 0,3 \cdot \frac{24}{17,42} = 0,9 \text{ м}$$

где  $h_s$  - толщина слоя грунта от подошвы фундамента до низа пола подвала, м;

$h_{cf}$  - толщина конструкции пола подвала, м;

$\gamma_{cf}$  - расчетное значение удельного веса конструкции пола подвала, кН/м<sup>3</sup>;

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,1}{1,0} \cdot [0,23 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 18,43 + 1,94 \cdot 0,9 \cdot 17,42 + (1,94 - 1) \cdot 1,9 \cdot 17,42 + 4,42 \cdot 15] \\ = 174,33 \text{ кПа}$$

Сечение 1-1.

Определяем примерную площадь подошвы на 1м фундамента, принимая среднее расчетное значение удельного веса фундамента и грунта при наличии подвала

$$\gamma_{cp} = 20 \text{ кН} / \text{м}^3$$

$$A_{тр} = \frac{N_{II}}{R - \gamma_{cp} \cdot d} = \frac{1179,38}{174,33 - 20 \cdot 0,9} = 7,54 \text{ м}^2$$

Принимаем  $b=3$  м и  $l=2,7$ м

Собственный вес фундамента и грунта на его обрезах:

$$Q_{ф.эр.} = b \cdot d_1 \cdot 20 \text{ кН} / \text{м} = 3 \cdot 0,9 \cdot 20 = 54 \text{ кН}$$

Проверяем условие :

При  $b=3$  м

$$P = \frac{N_{II} + Q_{ф.эр.}}{b \cdot l} = \frac{1179,38 + 54}{3 \cdot 2,7} = 148,1 \text{ кПа} \gg R = 174,33 \text{ кПа}$$

Проверяем условие :

При  $b=4$  м

Собственный вес фундамента и грунта на его обрезах:

$$Q_{ф.эр.} = b \cdot d_1 \cdot 20 \text{ кН} / \text{м} = 4 \cdot 0,9 \cdot 20 = 72 \text{ кН}$$

$$P = \frac{N_{II} + Q_{ф.эр.}}{b \cdot l} = \frac{1179,38 + 72}{4 \cdot 2,7} = 117,85 \text{ кПа} \gg R = 174,33 \text{ кПа}$$

Условие прочности выполнится при ширине фундамента более, чем  $b=4$ м. Аналогично в

сечениях 2-2 и 3-3, так как величины нагрузок приблизительно одинаковые.

При данной ширине фундамент выполняется монолитным. Это является нерациональным использованием денежных средств. Также увеличивается трудоемкость. Вариант 2 свайного фундамента является более предпочтительным по расходу стали, бетона, затратам труда, затратам машинного времени, себестоимости СМР, за исключением продолжительности строительства. В то же время приведенные затраты по этому варианту ниже: в сравнении с вариантом 1 монолитного фундамента, что позволяет принять вариант 2 свайного фундамента в качестве основы для разработки выпускной квалификационной работы.

#### 4.5 Расчет и проектирование свайного фундамента.

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

Глубина заложения ростверка зависит от наличия подвала и глубины сезонного промерзания грунтов. Принимается вариант свайных фундаментов из забивных призматических свай сечением 35x35. Длина сваи принимается из соображений, что острие сваи должно быть погружено в наиболее прочные слои грунта. В глинистых грунтах это слой с наименьшим показателем текучести  $I_L$ , в песчаных грунтах – в зависимости от крупности песка. В слой, выбранный в качестве несущего, свая должна быть погружена не  $< 1,0$  м. При этом следует учитывать, что после забивки необходимо срубить голову сваи в пределах 300мм, а на 100мм свая заделывается в ростверк.

Сваи изготавливаются длиной до 13 м с кратностью 1м. Если требуется длина сваи более 12, 13 метров, то сваи делаются составными.

Одиночную сваю в составе фундамента по несущей способности грунтов основания следует рассчитывать, исходя из условия:

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_k} = P_c, \text{ где}$$

$N$  - расчетная нагрузка, передаваемая на сваю;

$F_d$  - расчетная несущая способность грунта основания одиночной сваи (несущая способность сваи);

$\gamma_k$  - коэффициент надежности, равный 1,4;

$P_c$  - расчетная допустимая нагрузка на сваю;

Несущую способность висячей сваи по грунту определяем по формуле:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{CR} \cdot R \cdot A + U \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i), \text{ где}$$

$\gamma_c$  - коэффициент условий работы сваи в грунте, равный 1;

$R$  - расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа;

$A$  - площадь опирания сваи на грунт, м<sup>2</sup>;

$U$  - наружный периметр поперечного сечения сваи, м;  
 $f_i$  - расчетное сопротивление  $i$ -го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, кПа;

$h_i$  - толщина  $i$ -го слоя грунта соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, м;  
 $\gamma_{CR}, \gamma_{cf}$  - коэффициенты условий работы грунта, равные 1.

Исходя из результатов анализа грунтовых условий, назначаем длину свай С 13-35. При этом острие сваи погружаем в наиболее прочный слой грунта (песок мелкий). Несущая способность сваи будет складываться из сопротивления грунта под острием сваи  $R$  и сопротивлением вдоль боковой поверхности  $f$ . Значения  $R$  и  $f$  принимаем по [9, табл. 1 и 2] всю длину сваи разбиваем на участки из условия:  $l_i \leq 2m$  (рис.3.2).

Несущая способность сваи определяется по формуле:

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

где  $\gamma_C, \gamma_{CR}, \gamma_{cf}$  - коэффициенты работы сваи;

$R$  - расчетное сопротивление грунта под подошвой сваи

$A$  - площадь сваи, принимаемая  $0,35 \cdot 0,35 = 0,1225 \text{ м}^2$ ,

$U$  - периметр сваи, равный  $4 \cdot 0,35 = 1,4$ ;

$h_i$  - толщина условного слоя, на которые делятся ИГЭ

$f_i$  - расчетное сопротивление трению грунта по боковой поверхности сваи

По таблицам 7.2 и 7.3 [9] для мелкого песка на глубине 17,6м находим:

Расчетное сопротивление под острием сваи:  $R=3056$  кПа;

Расчетные сопротивления вдоль боковой поверхности:

Для глины с  $I_L = 0,39$ :

$$l_1 = 4,4 + 1,6 \cdot 0,5 = 5,2 \text{ м} \rightarrow f_1 = 29,4 \text{ кПа}$$

Для суглинка с  $I_L = 0,40$ :

$$l_2 = 5,2 + 1,6 \cdot 0,6 + 2 \cdot 0,5 = 7,00 \text{ м} \rightarrow f_2 = 32,0 \text{ кПа}$$

$$l_3 = 9,00 \text{ м} \rightarrow f_3 = 33,5 \text{ кПа}$$

$$l_4 = 10,75 \text{ м} \rightarrow f_4 = 34,6 \text{ кПа}$$

$$l_5 = 12,25 \text{ м} \rightarrow f_5 = 35,8 \text{ кПа}$$

Для песка мелкого:

$$l_6 = 14,00 \text{ м} \rightarrow f_6 = 50,0 \text{ кПа}$$

$$l_7 = 16,00 \text{ м} \rightarrow f_7 = 52,0 \text{ кПа}$$

Несущая способность сваи по грунту равна:

$$F = 1 \cdot (1 \cdot 3056 \cdot 0,1225 + 1,4 \cdot 1 \cdot (29,4 \cdot 1,6 + 32,0 \cdot 2 + 33,5 \cdot 2 + 34,6 \cdot 1,5 + 35,8 \cdot 1,5 + 50,0 \cdot 2 + 52,00 \cdot 2) = 1016,42 \text{ кН}$$

Расчетно-допустимая нагрузка на сваю составит:

$$N_{p.d.} = \frac{F}{\gamma_k} = \frac{1016,42}{1,4} = 726,00 \text{ кН}$$

где  $\gamma_k$  – коэффициент надежности, зависящий от способа определения несущей способности.

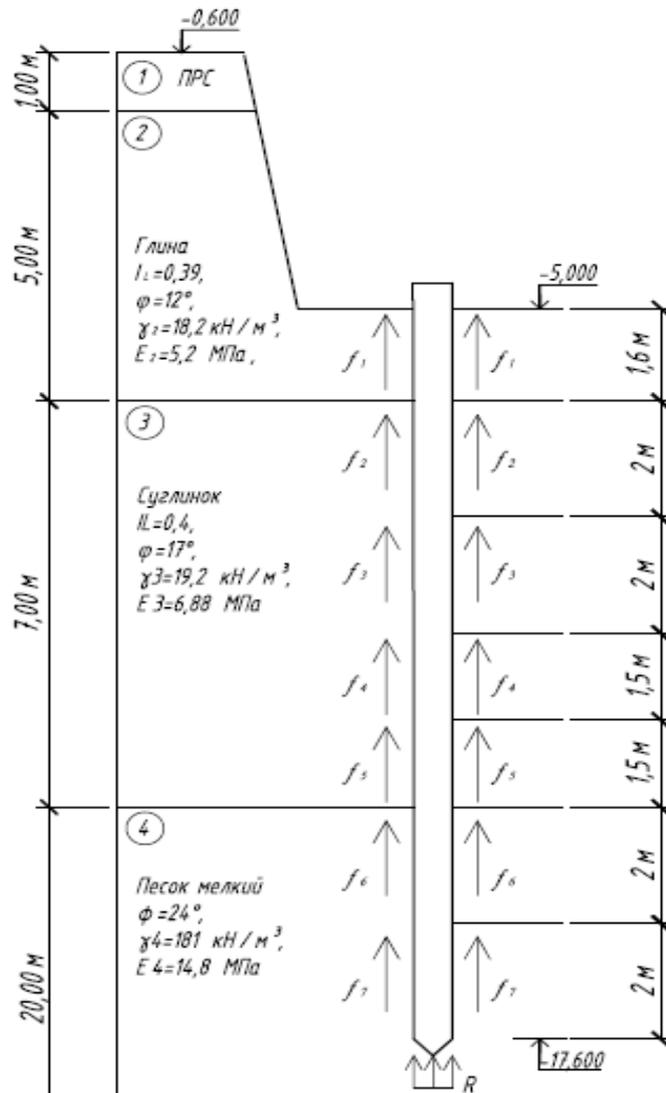


Рис. 4.2. Разрез грунтовой толщи по свае

Определим шаг свай в ряду

$$C = \frac{m \cdot N_{p.d.}}{N_I}$$

где  $m_p$  – принятое число рядов свай.

1) Для сечения 1-1:

$$N_{I,1-1} = 1327,34 \text{ кН/м} \cdot \text{Н}$$

Принимаем  $m=1$ :

$$C = \frac{1 \cdot 726}{1327,34} = 0,54 \text{ м} = 540 \text{ мм} < 0,3 \cdot d = 0,3 \cdot 350 = 1050 \text{ мм} - \text{условие не}$$

выполняется.

Принимаем  $m=2$ :

$$C = \frac{2 \cdot 726}{1327,34} = 1,09 \text{ м} = 1090 \text{ мм} > 0,3 \cdot d = 0,3 \cdot 350 = 1050 \text{ мм} - \text{условие}$$

удовлетворяется.

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

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

Окончательно принимаем ростверк шириной  $b_p = 1,5$  м, высотой  $h_p = 0,5$  м (рис. 3.3).

Принимаем  $C=1,1$  м.

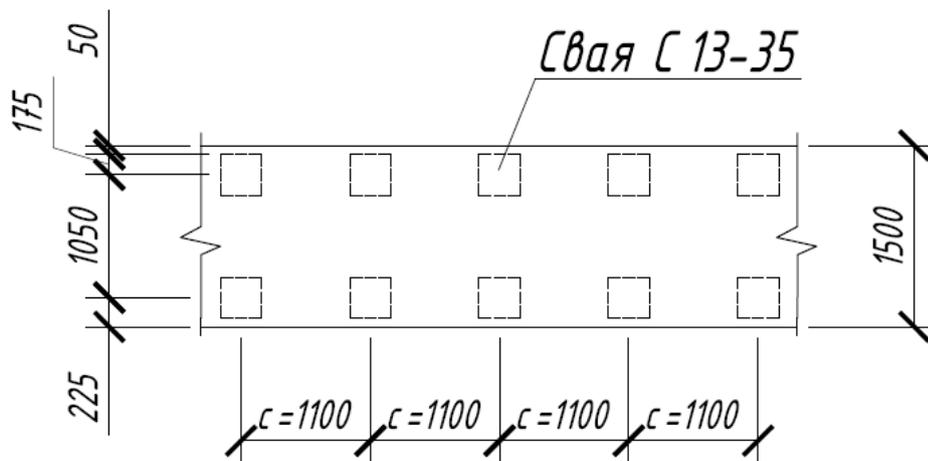


Рис. 4.3. Фрагмент ростверка под наружные стены здания

2) Для сечения 2-2:

$$N_{1,2-2} = 1980,44 \text{ кН/м} \cdot \text{Н}$$

Принимаем  $m=1$ :

$$C = \frac{1 \cdot 726}{1980,44} = 0,36 \text{ м} = 360 \text{ мм} < 0,3 \cdot d = 0,3 \cdot 350 = 1050 \text{ мм} - \text{условие не}$$

выполняется.

Принимаем  $m=3$ :

$$C = \frac{3 \cdot 716}{1980,44} = 1,09 \text{ м} = 1090 \text{ мм} > 0,3 \cdot d = 0,3 \cdot 350 = 1050 \text{ мм} - \text{условие}$$

удовлетворяется.

При конструировании ростверка расстояние между сваями должно удовлетворять условию:  $3d \leq c \leq 6d$ . Исходя из минимального допустимого расстояния между сваями  $l=3d$ , определяем минимальную допустимую ширину ростверка  $b_p$ .

Окончательно принимаем ростверк шириной  $b_p = 2,6$  м, высотой  $h_p = 0,5$  м (рис. 3.4).

Принимаем  $C=1,1$  м.

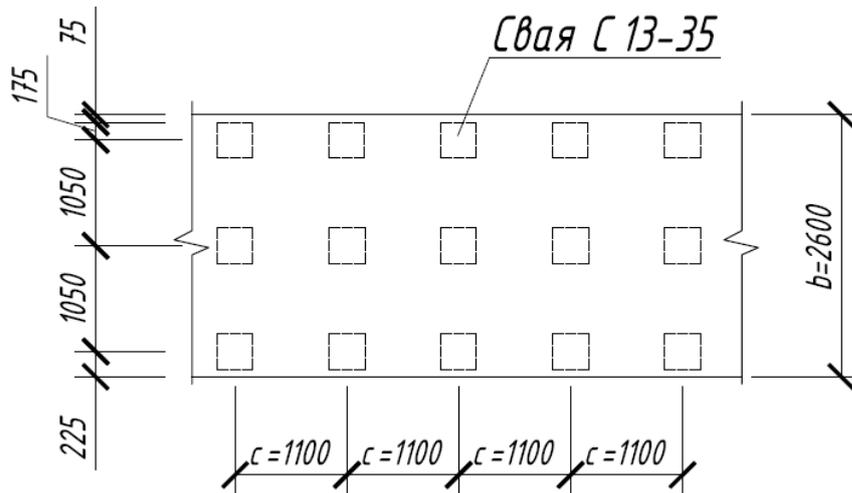


Рис. 4.4. Элемент ростверка под внутренние стены здания

3) Для сечения 3-3:

$$N_{I,3-3} = 1259,31 \text{ кН/м} \cdot \text{Н}$$

Определяем количество свай n:

$$n = \frac{N_I}{N_{p,d}} = \frac{1259,31}{726,00} = 1,73$$

Принимаем 2 сваи.

Задаваясь минимальным допустимым расстоянием между сваями  $l = 3d = 1050 \text{ мм}$ , расставляем сваи и определяем минимальную ширину ростверка (рис.3.5)

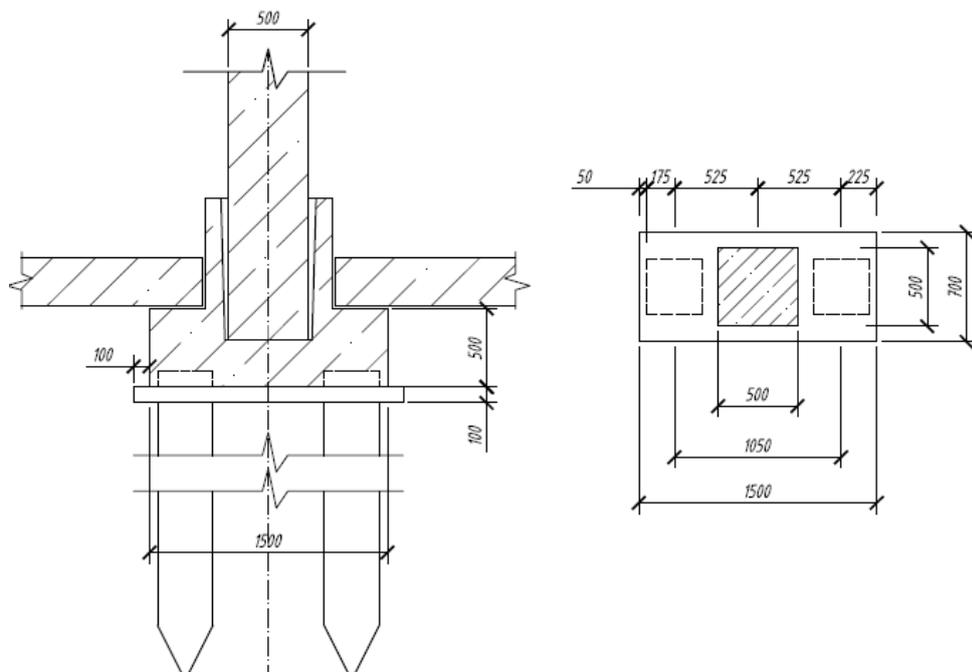


Рис. 4.5. Сваи под колонну здания

Принимаем назначенные размеры свай фундаментов к производству работ.

## Расчет осадки

Расчет оснований по деформациям производят исходя из условия:

$$S \leq S_u$$

где  $S$  - величина совместной деформации основания и сооружения, определяемая расчетом в соответствии с указанием [7, п.п. 2.51-2.55].

$S_u$  - предельное значение совместной деформации основания и сооружения устанавливаемое в соответствии с указаниями [7, п.п. 2.51-2.55].

Осадку определяем методом послойного суммирования осадок отдельных слоев в пределах сжимаемой толщи основания.

Рассчитываем осадку фундамента самой нагруженной стены по оси «Д».

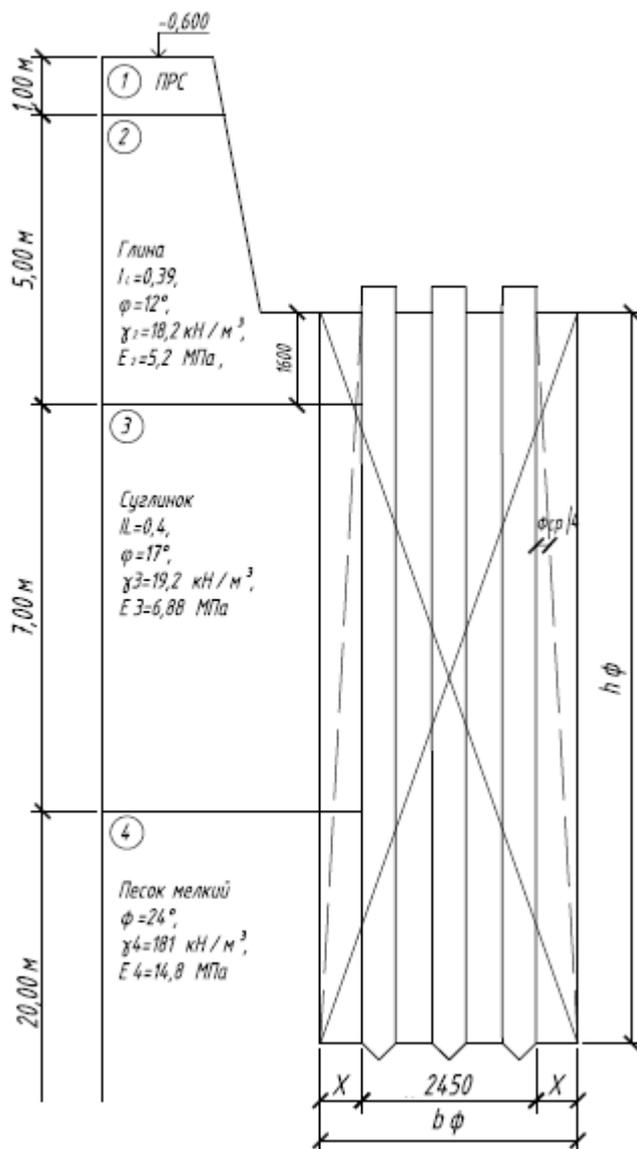


Рис.4.6. Определение границ условного фундамента

$$\varphi_{\text{ср}} = \frac{\varphi_2 d'_2 + \varphi_3 d'_3 + \varphi_4 d'_4}{d'_2 + d'_3 + d'_4} = \frac{12 \cdot 1,5 + 17 \cdot 7 + 24 \cdot 3,6}{1,5 + 7 + 3,6} = 18,46^\circ$$

где  $d'_2=(d_2+d_1)-4,5\text{м}=(5+1)-4,5=1,5\text{ м}$

$$x = h_{\phi} \operatorname{tg} \left( \frac{\varphi_{\text{ср}}}{4} \right) = 12,6 \cdot \operatorname{tg} \left( \frac{18,46}{4} \right) = 1,00 \text{ м}$$

Ширина условного фундамента:

$$a_{\phi}=b_{\phi}= b+2 \cdot x=2,45+2 \cdot 1=4,45 \text{ м}$$

где  $b$ -расстояние между внешними гранями крайних свай

$$b=a=7d=7 \cdot 0,35=2,45 \text{ м}$$

Определяем расчетное сопротивление грунта основания по [7, формула (7)]:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} \left[ M_{\gamma} K_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c C \right],$$

$\gamma_{c1}$  и  $\gamma_{c2}$  - коэффициенты условий работы, принимаемые по таблице 3 /1/;

$$\gamma_{c1} = 1,3; \gamma_{c2} = 1,1; [7, \text{табл.3}]$$

$k = 1$ , если прочностные характеристики грунта ( $\varphi$  и  $c$ ) определены непосредственными испытаниями;

$M_{\gamma}$ ,  $M_q$ ,  $M_c$  - коэффициенты, зависящие от угла внутреннего трения, [7, табл. 4 ]

$$M_{\gamma}=0,72, M_q=3,87, M_c=6,45$$

$K_z$  - коэффициент, принимаемый: при  $b < 10$  м равным 1,

$b$  - ширина подошвы фундамента, м;

$\gamma_{II}$  - расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента

$$\gamma_{II} = \gamma_4 = 18,1$$

$\gamma'_{II}$  - усредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих, выше подошвы фундамента;

$$\gamma'_{II} = \frac{\sum \gamma'_{IIi} \cdot h_i}{\sum h_i}$$

$$\gamma'_{II} = \frac{15 \cdot 1 + 18,2 \cdot 5 + 19,2 \cdot 7 + 18,1 \cdot 3,6}{1 + 5 + 7 + 3,6} = 18,4 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$$

$d_1$  - глубина заложения фундаментов

$$d_1 = 3,6 + 5 + 7 - 4,5 + \frac{0,2 \cdot 24}{18,4} = 11,36 \text{ м}$$

$$R = \frac{1,3 \cdot 1,1}{1,0} \cdot [0,72 \cdot 1 \cdot 4,45 \cdot 18,1 + 3,87 \cdot 11,36 \cdot 18,4 + (3,87 - 1) \cdot 3,5 \cdot 18,4 + 6,45 \cdot 0] \\ = 1504 \text{ кПа}$$

Давление под подошвой:

$$P = \frac{N_{II,2-2}}{A} + d_0 \gamma_0 = \frac{1789,37}{4,45 \cdot 1 \text{ п. м.}} + 12,6 \cdot 20 = 654,1 \text{ кПа}$$

Среднее давление от собственного веса грунта в уровне подошвы фундамента:

$$\sigma_{z_0} = (1 + 5 + 7 + 3,6) * 18,4 = 305,4 \text{ кПа}$$

Дополнительные вертикальные напряжения на глубине z от подошвы фундамента:

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

$\alpha$  - коэффициент, принимаемый по [7, табл.5.8];

$P_0$  - среднее давление под подошвой фундамента,  $P=654,1$  КПа,

$$P_0 = 654,1 - 305,4 = 348,7 \text{ КПа};$$

$h_i = 0,4b$  - сжимаемую толщину грунта ниже подошвы фундамента разбиваем на элементарные слои мощностью  $h_i = 0,4b = 0,4 * 4,45 = 1,80$  м

Находим дополнительные напряжения.

На отметке подошвы фундамента (при  $z=0$ )

$$\xi = \frac{2z}{b} = 0; \eta = \frac{l}{b} = 1; \alpha = 1$$

$$\sigma_{zp} = \alpha P_0 = 1 * 348,7 = 348,7 \text{ КПа}$$

Для остальных точек значения  $\sigma_{zg}$  и  $\sigma_{zp}$  приведены в таблице. По полученным величинам  $\sigma_{zg}$  и  $\sigma_{zp}$  строятся эпюры напряжений.

Таблица 4.5 К расчету осадки сваи

№ п/п	$h_i, \text{м}$	$Z, \text{м}$	$\varphi=2z/b$	$\alpha$	$\sigma_{zg}, \text{КПа}$	$\sigma_{zp}, \text{КПа}$	$\sigma_{zp, \text{ср}} \text{КПа}$	$E_i$
0	0	0	0	1	307,3	348,7	312,95	14,8
1	1,80	1,80	0,81	0,795	336,3	277,2		
2	1,80	3,60	1,62	0,443	368,8	166,0		

Нижняя граница сжимаемой толщи (НГСТ) основания принимается на глубине  $z = H_c$ , где выполняется условие  $\sigma_{zp} = 0,5\sigma_{zg}$  с точностью  $\pm 5$  МПа, если  $E \geq 7 \text{ МПа}$ , или  $\sigma_{zp} = 0,2\sigma_{zg}$  с точностью  $\pm 5$  МПа, если  $E < 7 \text{ МПа}$ . Так как модуль деформации песка больше 7 МПа, то:

$$0,5 * 368,8,0 = 184,4 \text{ КПа} > 166,0 \text{ кПа} - \text{условие удовлетворяется.}$$

Определяем осадку основания с использованием расчетной схемы в виде линейно-деформируемого полупространства

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zpi} h_i}{E_i};$$

$\beta$  - безразмерный коэффициент равный 0,8;

$\sigma_{zpi}$  - среднее значение нормального напряжения в  $i$ -ом слое грунта;

$h_i$  и  $E_i$  - соответственно, толщина и модуль деформации  $i$ -ого слоя грунта;

$n$  - число слоев, на которое разбита сжимаемая толща основания.

$$S = 0,8 \cdot \left( \frac{312,95 + 221,6}{14,8 \cdot 10^3} \right) = 0,029 \text{ м} = 2,9 \text{ см} < S_u = 15 \text{ см}.$$

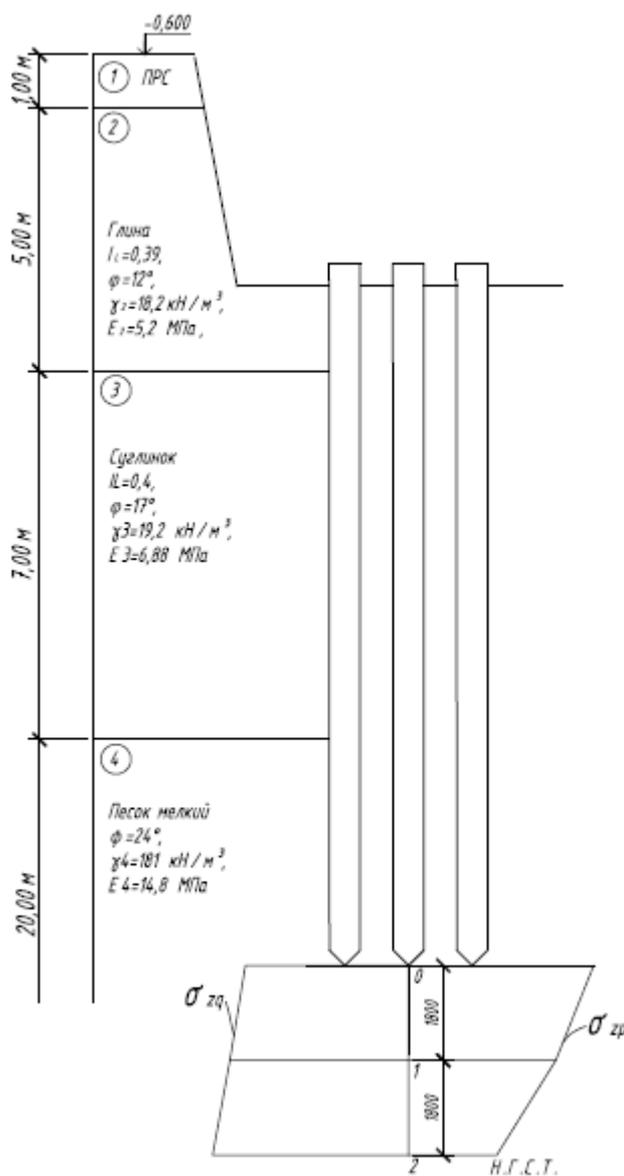


Рис. 4.7. Схема распределения вертикальных напряжений в линейно-деформируемом полупространстве.

**Раздел 5**  
**Технологии и организации**  
**строительства**

## 5.1. Методика проектирования строительного генерального плана

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

Порядок разработки СГП:

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

Строительный генеральный план является одним из важнейших документов и ПОС и ППР. Он определяет организацию стройплощадки и положительно решает вопросы охраны труда и техники безопасности, для всех участников строительства.

Основные решения по стройгенплану.

В качестве исходных данных для разработки объектно-стройгенплана используются следующие материалы:

- генплан участка строительства с существующими коммуникациями.
- рабочие чертежи здания или сооружения.
- общеплощадочный стройгенплан в составе ПОС.
- календарный план возведения объекта.
- технологические карты на производство СМР.
- информация об источниках снабжения строительства ресурсами.
- объектный стройгенплан является цехом под открытым небом и представляет собой план строительной площадки, на котором должны быть показаны контуры возводимого здания, расположение склада конструкций, постоянные и временные автодороги, размещение временных зданий, места подводки временных инженерных сетей, проходов, проемов, защитного ограждения стройплощадки.

## 5.2 Выбор монтажных механизмов

Размещение и привязка монтажных кранов

Привязка монтажных кранов производится с учетом их технических характеристик (грузоподъемности, вылета стрелы, высоты подъема стрелы) в следующей последовательности:

- 1) горизонтальная привязка в поперечном и продольном направлениях по отношению к возводимому объекту;
- 2) определение зон действия крана;
- 3) уточнение условий работы и, в случае необходимости, установление ограничений зон действия монтажного механизма. Или по справочным данным каждого из кранов.

При монтаже промышленных зданий используются стреловые краны на автомобильном, пневмоколесном и гусеничном ходу.

Типы монтажных кранов выбирается с учетом следующих основных факторов

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

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

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

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

$Q_{кр}^{TP}$  - грузоподъемность,

$l_{кр}^{TP}$  - требуемая длина стрелы.

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

### **Подбор крана для монтажа плиты покрытия**

Для производства монтажных работ механизмом, обеспечивающим производство работ, является монтажный кран, выбор которого рекомендуется осуществлять по техническим параметрам: грузоподъемности (масса наиболее тяжелого элемента с учетом массы грузоподъемного приспособления),  $t$ ; высоте подъема крюка крана,  $H_{кр}^{mp}$ , м; вылету  $L_{стр}^{TP}$ .

Расчет выполняется для наиболее высокого, удаленного и тяжелого элемента – плиты покрытия ПК60.15. Выбранный кран должен удовлетворять требованиям для монтажа всех элементов.

Высота подъема стрелы будет равна:

$H_{стр}^{TP} = h_0 + h_3 + h_{эл.} + h_{стр.}$ , где

$h_0$  - высота опоры монтируемого элемента от уровня стоянки крана, м;

$h_3$  - запас по высоте между опорой и низом монтируемого элемента, принимаемый из условия безопасности производства работ (0,5-2), м;

$h_{эл.}$  - высота элемента, м;

$h_{стр}$  – расчетная высота грузозахватного приспособления от верха монтируемого элемента до уровня крюка крана, м;

$$H_{стр. TP} = 40,32 + 0,5 + 0,22 + 4 = 45,04 \text{ м.}$$

Грузоподъемность крана:

$$Q_{тр.} = P_э + m, \text{ где}$$

$P_э$  - масса элемента, м;

$m$  - масса строповочного элемента, м;  $m = 0,037 \text{ т}$ ;

$$Q_{тр.} = 2,8 + 0,037 = 2,837 \text{ т.}$$

Таблица 5.1 Технические характеристики крана КБ-405.1А-02.

Марка крана	Грузоподъемность вспомогательного крюка, т		Вылет стрелы, м		Высота подъема крюка $H_k$ , м	Ширина колеи, м
	при min вылете	при max вылете	min	max		
1	3	4	5	6	7	8
КБ-405.1А-02	4,5	9	15	30	47,3	6,5

### 5.3. Расчет опасных зон действия крана

К зонам потенциально действующих опасных факторов относятся участки территории вблизи строящегося здания и этажи зданий и сооружений в одной захватке, над которыми происходит монтаж конструкций или оборудования. Эта зона обозначается сигнальными ограждениями. Под сигнальными ограждениями понимаются устройства, предназначенные для предупреждения о потенциально действующих опасных производственных факторах и обозначения зон ограниченного доступа.

Монтажной зоной называют пространство, где возможно падение груза при установке и закреплении элементов. Монтажная зона является потенциально опасной. Она равна контуру здания плюс 5 м при высоте здания до 10м, плюс 7м при высоте до 20м.

Зоной обслуживания краном или рабочей зоной крана называют пространство, находящееся в пределах линии, описываемой крюком крана.

Зоной перемещения груза называют пространство, находящееся в пределах возможного перемещения груза, подвешенного на крюке крана.

Граница опасной зоны работы:

$$R_{оп} = R_{max} + 0,5 \cdot l_{max} + l_{без} = 30 + 0,5 \cdot 6,3 + 7 = 40,15 \text{ м}$$

$R_{max}$  - максимальный рабочий вылет стрелы крана, м

$0,5 \cdot l_{max}$  - половина длины наибольшего перемещаемого груза, м

$l_{\text{без}}$  - дополнительное расстояние для безопасной работы, устанавливаемое в соответствии со СНиП.

Опасную зону обозначают инвентарной обноской из проволоки или синтетической лентой по стойкам.

Длина подкрановых путей:

$$L_{\text{п.п.}} = l_{\text{кр}} + H_{\text{кр}} + 2 \cdot l_{\text{торм}} + 2 \cdot l_{\text{туп}} = 30 + 6 + 2 \cdot 1,5 + 2 \cdot 0,5 = 40,00 \text{ м}$$

где  $l_{\text{кр}}$  - расстояние между крайними стоянками по чертежу,

$H_{\text{кр}}$  - база крана, м.

$l_{\text{торм}}$  - величина тормозного пути крана, м.

$l_{\text{туп}}$  - расстояние от конца рельсов до тупиков, м.

Длину подкрановых путей корректируем в сторону увеличения с учетом кратности длины полувзена, т.е. 6,25 м. Минимальная допустимая длина подкрановых путей составляет два звена (25). Таким образом, длина подкрановых путей равна:

$$L_{\text{п.п.}} 6,25 \cdot 7 = 43,75 \text{ м} > 25 \text{ м.}$$

#### **5.4. Проектирование внутриплощадочных дорог**

При разработке стройгенплана следует проанализировать возможность использования существующих постоянных дорог. При невозможности их использования необходимо запроектировать временные дороги, которые, по возможности, должны быть кольцевыми.

При трассировке дорог должны соблюдаться следующие расстояния:

- между дорогой и бровкой траншеи (котлована) - 3,5 м;
- между дорогой и складской площадкой - 1,0 м;
- между дорогой и защитными ограждениями строительной площадки - не менее 1,5 м.

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

Ширина проезжей части временной дороги при движении транспорта в одном направлении должна быть равной 3,5 м, в двух направлениях - 6 м, а при использовании машин грузоподъемностью 25-30 т - до 8 м. В зоне выгрузки и складирования конструкций и материалов дорогу с одной полосой движения необходимо уширить до 6 м, длина участка уширения при этом должна быть 12-18 м.

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

#### **5.5. Проектирование складских помещений площадок**

Проектирование объектных складов производится в следующей последовательности:

- 1) определение потребных запасов ресурсов, расходуемых в процессе строительства;

- 2) выбор способа хранения (открытый, закрытый);
- 3) расчет площадей складов и выбор типа склада;
- 4) размещение и привязка складов на площадке;
- 5) размещение материалов и конструкций на открытых складских площадках.

Площадки приобъектных складов рассчитываются по фактическому объему складироваемых ресурсов. При этом следует учитывать коэффициент использования складской площади: обеспечение возможности проходов, проездов, соблюдение требований техники без опасности и противопожарных норм.

Для правильной организации складского хозяйства на строительной площадке необходимо предусматривать:

- открытые площадки для хранения кирпича, железобетонных конструкций и других материалов и конструкций, на которые не влияют колебания температуры и влажности;
- навесы для хранения столярных изделий, рулонных материалов, асбоцементных листов и др.;
- закрытые отапливаемые и неотапливаемые склады.

Площадь складов рассчитывается по количеству материалов:

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

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

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

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

$\alpha$  - коэффициент неравномерности поступления материалов на объект равный для автотранспорта 1,1;

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

$T$ - продолжительность расчётного периода;

$n$ - норма запасов материала.

Полезная площадь склада  $F$  без проходов определяется по формуле

$$F = Q_{\text{зап}} / q$$

где  $q$ - количество материалов, укладываемое на 1 м<sup>2</sup> площади склада

Общая площадь склада

$$S = F / \beta, \text{ где } \beta - \text{ коэффициент учитывающий проходы}$$

Результаты расчета складских помещений сведены в таблицу 5.2.

При размещении складов руководствуются следующими принципами:

1) изделия и материалы, не требующие хранения в закрытых помещениях, складировать на открытых площадках вокруг возводимого объекта, в зоне действия грузоподъемных машин и механизмов;

2) привязку складов, как правило, производят вдоль дорог на расстоянии не менее 1 м от их обочины;

- 3) при определении размеров складской площадки необходимо учитывать технические параметры грузоподъемного механизма (вылет стрелы, длину подкранового пути и др.); ширину складирования целесообразно принимать не более 10м;
- 4) расположение конструкций и изделий должно соответствовать технологической последовательности выполнения работ;
- 5) изделия одного типа и марки укладывают в отдельные штабеля;
- 6) между штабелями необходимо устраивать проходы шириной не менее 1 м через каждые 20-25 м и проезды, ширина которых зависит от габаритов транспортных средств;
- 7) сборные железобетонные конструкции складывают в рабочем положении с укладкой на деревянные подкладки;
- 8) перегородки складывают в наклонном или вертикальном положении в специальных кассетах;
- 9) наиболее тяжелые и крупногабаритные конструкции целесообразно складывать у мест их монтажа.

#### **5.6. Расчет временных зданий и сооружений**

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

Расчетное количество рабочих принимается:

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

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

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

ИТР-8% от 55 человек = 5 чел.

МОП и охрана-3% от 55 человек. = 2 чел.

Служащие -5% от 60 человек=3 чел.

Итого: 10 чел. Значит 10+55=65 человек всего.

Результаты площадей временных зданий и сооружений сведены в таблицу 5.3.

Таблица 5.2. Ведомость расчета складских помещений

Конструкции, изделия, материалы	Единицы измерения	Общая потребность $Q_{\text{общ}}$	Продолжительность укладки дн	Наибольший суточный расход $Q_{\text{общ}}/T$	Число дней запаса $n$ , дн	Коэффициент равномерности поступления	Коэффициент равномерности потребления	Запас на складе, $Q_{\text{зап}}$	Норма хранения на $1\text{ м}^2$ площади, $q$	Полезная площадь склада, $\text{м}^2$	Коэффициент использования площади склада, $\beta$	Полная площадь склада, $S$ , $\text{м}^2$	Размер склада, м	Характеристика склада
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Кирпич	Тыс. т	1924	79	24,35	3	1,2	1,3	113,9	0,70	162,8	0,6	271,3	15x20	Откры-тый
Плиты перекрытия и покрытия	$\text{м}^3$	410,5	34	12,07	3	1,2	1,3	56,49	0,45	125,5	0,6	209,2	12x18	Откры-тый
Лестничные марши и площадки	$\text{м}^3$	67,49	14	4,82	3	1,2	1,3	22,56	0,50	45,1	0,6	75,2	8x10	Откры-тый

Таблица 5.3. Результаты площадей временных зданий и сооружений

Наименование	Численность персонала, чел.	Норма, м <sup>2</sup> на 1 чел.	Расчетная площадь, м <sup>2</sup>	Принимаемая площадь, м <sup>2</sup>	Размеры в плане, м	Количество зданий	Используемый типовый проект и конструктивная характеристика.
Прорабская	5	3	15,00	18,00	3,0x6,0	1	Контейнер
Гардеробная	65	0.9	58,50	72,00	3,0x9,0	2	Контейнер
					3,0x6,0	1	
Душевая	65	0.43	27,00	27,00	3,0x6,0	1	Контейнер
Умывальная	65	0.05	3,25	18,00	3,0x6,0	1	Контейнер
Сушильная	65	0.2	13,00	18,00	3,0x6,0	1	Контейнер
Комната обогрева приема пищи	65	1	65	72,00	3,0x9,0	2	Контейнер
					3,0x6,0	1	
Столовая (буфет)	65	0.6	39	54,00	3,0x9,0	1	Контейнер
					3,0x6,0	1	
Туалет:							
М	45				1,2x1,2	3	Контейнер
Ж	20				1,2x1,2	1	Контейнер

### 5.7. Расчет потребности в электроэнергии

При проектировании временного электроснабжения стройплощадки анализируют следующие исходные данные: виды, объемы и сроки выполнения СМР (по календарному плану); сменность работ; тип строительных машин, механизмов и оборудования; площадь временных зданий и сооружений; протяженность внутрипостроечных дорог; площадь строительной площадки.

Проектирование электроснабжения производят в следующей последовательности:

1 Определяют потребителей и их удельную мощность;  
 2) выявляют источники получения электроэнергии;  
 3) вычисляют общую потребность в электроэнергии, а по ней - требуемую мощность трансформатора и производят его выбор;

4) проектируют схему электросети и размещают подстанцию на площадке. При возведении объектов электроэнергия расходуется на:

- производственные силовые установки (краны, подъемники, транспортеры, сварочные аппараты, электроинструмент и т.п.);
- технологические процессы (электропрогрев грунта, бетона и т.п.);
- наружное и внутреннее освещение.

Временное электроснабжение строительной площадки осуществляется от постоянно действующей сети.

Общая трансформаторная мощность  $P_p$ , кВт, определяем:

$$P_p = \alpha * (\sum \frac{k_{1c} P_c}{\cos \varphi} + \frac{k_{2c} P_T}{\cos \varphi} + \sum k_{3c} * P_{o.v.} + P_{o.n.})$$

где  $K$  – коэффициент потери мощности в сети, принимаемый равным 1,05-1,1;

$P_c$  – мощность машин и других силовых установок, кВт;

$P_T$  – мощность, расходуемая на производственные нужды, кВт;

$P_{o.v.}$  – мощность, требуемая для внутреннего освещения, кВт;

$P_{o.n.}$  – мощность, требуемая для наружного освещения, кВт;

$\cos \varphi$  – коэффициент мощности в сети, зависящий от характера загрузки и числа потребителей;

$K_{1c}, K_{2c}, K_{3c}, K_{4c}$  – коэффициенты спроса.

$$P_p = 1.05(0.2 * 321 / 0.5 + 0.15 * 92 / 0.5 + 0.35 * 245 / 0.6 + 0.5 * 32 / 0.65 + 1 * 36 / 1 + 0.8 * 120 / 1) = 480 \text{ кВА}$$

Принимаем трансформаторную подстанцию СКТП 560 закрытой конструкции, мощностью 560 кВА, размером 3.4x2.27 м

Расчетное число прожекторов  $n$  для строительной площадки определяется через удельную мощность:

$$n = p \cdot E \cdot S / p_{л}, \text{ где}$$

$p$  – удельная мощность, для прожектора ПЗС-45 принимается 0,2 Вт/м<sup>2</sup>\*лк;

$E$  – освещенность, лк;

$S$  – величина площадки подлежащей освещению, м<sup>2</sup>;

$p_{л}$  – мощность лампы прожектора, Вт, для ПЗС-45  $p_{л} = 500$  Вт

$$n = 0,2 \cdot 2 \cdot 11190,40 / 500 = 13,42 \text{ шт. Принимаем 14 прожекторов.}$$

Количество прожекторов в ночное время при монтаже сборных ЖБК

$$N = \frac{m E_n k A}{P_n} = \frac{0,25 \cdot 50 \cdot 1,5 \cdot 18}{500} = 1 \text{шт}$$

Минимальная высота установки прожекторов над освещаемой поверхностью:

$$h_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\max}}{300}} = \sqrt{\frac{50000}{300}} = 13\text{ м},$$

где  $I_{\max}$  – максимальная сила света, кДж.

### 5.8. ТЭП стройгенплана

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

1. Площадь строительной площадки – 12164,4,0 м<sup>2</sup>.
2. Площадь застройки постоянными строящимися зданиями, – 1224,2м<sup>2</sup>
3. Площадь застройки временными зданиями и сооружениями - 441,3 м<sup>2</sup>.
4. Протяжённость временных:
  - дорог – 196,0 м;
  - ограждения – 441,2 м;
  - водопровода – 62,7 м;
  - осветительной линии – 422,0 м.

# **Раздел 6**

## **Экономика строительства**

## 6.1. Технический паспорт на объект

Данный объект является 12-этажным 100 квартирным жилым домом с размещением на первом и втором этажах нежилых помещений. Здание двухсекционное. Фундамент свайный. Ограждающие конструкции выполнены из кирпича. Несущие конструкции перекрытия и покрытия – железобетонные круглопустотные плиты. Полы с покрытием линолеума, керамической плитки. Стены облицованы керамической плиткой, либо оштукатурены и покрашены. Рельеф площадки - участок строительства освоенный, спокойный без особых возвышенностей и выемок.

Таблица 6.1. Характеристика объекта строительства

№	Наименование показателей	Единица измерения	Количество
1	Число этажей	этаж	12
2	Число квартир	Кв.	100
3	Число секций	Шт.	2
4	Объем строительный (в т.ч. подземной части)	м <sup>3</sup>	48020,6 7460,7
5	Общая площадь квартир	м <sup>2</sup>	5126,5
6	Жилая площадь	м <sup>2</sup>	2587,0
7	Высота жилого этажа	м	2,8
8	Площадь земельного участка отведенного под строительство	м <sup>2</sup>	1186.95

## 6.2. Календарное планирование

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

Календарный план является основным документом в составе ПОС и ППР.

Календарный план строительства разрабатывается в следующей последовательности:

- а) на основе рабочих и локальной сметы была составлена ведомость требуемых ресурсов;
- б) за тем, на основе указанной ведомости была составлена ведомость укрупненной номенклатуры работ: или группа работ выполняется одними и теми же механизмами или работы выполняются одним составом рабочих и работы по конструктивным особенностям одинаковы или близки – составляется достаточно необходимый перечень работ для графика;
- в) используя СНиП 1.04. и ЕНиР определяем трудоемкость работ в чел./днях;
- г) исходя из фронта работ определяем численный состав бригады (человек);

д) определяем продолжительность выполнения работ в днях;

е) потребность в механизмах, в маш/сменах.

Затем в технологической последовательности выполнения работ заполняем правую графическую часть календарного плана, используя данные о продолжительности работ и изображая их в масштабе времени.

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

### **6.2.1 Ведомость требуемых ресурсов**

По перечню работ для строительства 12-этажного 100 квартирного жилого дома составляется ведомость требуемых ресурсов по территориальным единичным расценкам (ТЕР) и государственным элементным сметным нормам (ГЭСН). Эта ведомость одновременно является и ведомостью укрупненной номенклатуры работ. Ведомость требуемых ресурсов сведена в таблицу 6.2.

Таблица 6.2.Ведомость требуемых ресурсов

№ п/п	Шифр и № позиции и норма-	Наименование работ	Объем		Сметная стоимость		Трудоемкость чел.-		Состав звена			Потребность в механизмах			Зарплата с единицы
			единица измерения	количество	за единицу, руб.	всего, руб.	на единицу	всего чел.-ч.	профессия	разряд	количество	наименование механизмов	на единицу	всего маш.-ч.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
<b>Строительные работы ниже 0.000</b>															
<b>1.Земляные работы</b>															
1	01-01-036-1	Планировка площадей бульдозерами мощностью 59 кВт (80л.с.)	1000 м2	1.2	23.29	27.95	0.38	0.46	машинист	6	1	Бульдозер 80 л.с.	0.38	0.46	5.13
2	01-01-003-13	Разработка грунта в отвал экскаваторами «драглайн» или «обратная лопата» с ковшом вместимостью 0,5 (0,5-0,63) м3, группа грунтов 1	1000 м3	4.05	2419.85	9800.39	10.75	43.54	машинист	6	1	Экскаваторы 0.5м <sup>3</sup> ,	23.36	94.61	399.21
3	01-01-013-13	Разработка грунта с погрузкой на автомобили-самосвалы экскаваторами с ковшом вместимостью 0,5 (0,5-0,63) м3, группа грунтов 1	1000 м3	3.97	3502.79	13906.08	12.3	48.83	машинист	6	1	Экскаваторы 0.5м <sup>3</sup> ,	27.26	108.22	585.92
4	01-02-057-1	Доработка грунта вручную в траншеях глубиной до 2 м без креплений с откосами, группа грунтов 1	100 м3	1.2	1196.52	1435.82	118	141.60	землекоп	2	1	-	-	-	1196.52
5	01-01-033-1	Засыпка траншей и котлованов с перемещением грунта до 5 м бульдозерами мощностью 59 кВт (80 л.с.), группа грунтов 1	1000 м3	4.05	465.88	1885.88	7.6	30.76	машинист	5	1	Бульдозер 80 л.с.	116.74	472.56	102.6
6	01-01-033-7	При перемещении грунта на каждые последующие 5 м добавлять к расценке 01-01-033-01	1000 м3	4.05	261.14	1057.09	4.26	17.24	машинист	5	1	Бульдозер 80 л.с.	1.73	7.00	57.51

Продолжение табл. 6.2.

7	01-02-061-1	Засыпка вручную траншей, пазух котлованов и ям, группа грунтов 1	100 м3	1.2	663.75	796.50	53.56	64.27	землекоп	2	1	-	-	-	663.75
8	01-02-005-1	Уплотнение грунта пневматическими трамбовками, группа грунтов 1-2	100 м3	1.2	440.28	528.34	12.53	15.04	землекоп	2	1	трамбовки пневматические	12.18	14.62	137.46
<b>2. Устройство фундаментов</b>															
9	06-01-001-1	Устройство бетонной подготовки	100 м3	2.68	5016.01	13442.91	180.00	482.40	бетонщик	4 2	1 1	Вибратор поверхностный	48.00	128.64	1734.71
10	06-01-015-10	Армирование подстилающих слоев и набетонок	1 т	12.86	446.78	5745.59	12.64	162.55	арматурщик	5 3	1 1	Автомобили бортовые,	0.22	2.83	143.32
11	05-01-005-2	Погружение вибропогрузителем железобетонных свай сплошных длиной свыше 10 м	1 м3	1012.83	299.90	303747.72	4.58	2912.88	копровцик машинист	4 6	1 1	Краны на гусеничном ходу, 25 т; Вибропогрузители	1.75	1772.45	83.9
12	05-01-010-2	Вырубка бетона из арматурного каркаса железобетонных свай площадью сечения свыше 0,1 м2	шт.	636.00	62.24	39584.64	1.65	1049.40	бетонщик	4	1	Молотки отбойные пневматические	1.5	954.00	28.3
13	06-01-001-23	Устройство ростверков железобетонных при ширине по верху более 1000 мм	100 м3	4.86	12221.33	59395.66	323.32	1571.34	монтажник машинист	3 6	1 1	Установки для сварки ручной дуговой	123.76	601.47	2687.62
14	08-01-003-1	Гидроизоляция стен, фундаментов горизонтальная цементная с жидким стеклом	100 м2	0.88	1909.74	1680.57	38.20	33.62	изолировщик	3	1	Автомобили бортовые грузоподъемные	0.4	0.35	403.03
15	08-01-003-3	Гидроизоляция стен, фундаментов горизонтальная оклеечная в 2 слоя	100 м2	0.88	3354.86	2952.28	20.10	17.69	изолировщик	3	1	Котлы битумные передвижные 400 л	3.41	3.00	230.27

Продолжение табл. 6.2.

16	08-01-003-7	Гидроизоляция боковая обмазочная битумная в 2 слоя по выровненной поверхности бутовой кладки, кирпичу, бетону	100 м2	3.21	1533.39	4922.18	21.20	68.05	изолировщик	3	1	Котлы битумные передвижные 400 л	1.95	6.26	268.81
<b>3. Устройство монолитных конструкций на отм.-4,500</b>															
<b>Балки</b>															
17	06-01-034-4 401-0069	Устройство балок для перекрытий, подкрановых и обвязочных на высоте от опорной площадки до 6 м при высоте балок более 800 мм	100 м3 1 м3	0.51	45477.83 720.00	59913.70	1439.6	734.20	бетонщик	4 2	1 1	Установки для сварки ручной дуговой, Краны башенные	283.22	144.44	14431.72
18	06-01-034-2 401-0069	Устройство балок для перекрытий, подкрановых и обвязочных на высоте от опорной площадки до 6 м при высоте балок до 500 мм	100 м3 1 м3	0.18	68093.73 720.00	25216.87	1749.3	314.87	бетонщик	4 2	1 1	Установки для сварки ручной дуговой, Краны башенные	283.22	50.98	20160.47
19	06-01-034-3 401-0069	Устройство балок для перекрытий, подкрановых и обвязочных на высоте от опорной площадки до 6 м при высоте балок до 800 мм	100 м3 1 м3	0.03	54695.5 720.00	3800.86	1250.8	37.52	бетонщик	4 2	1 1	Установки для сварки ручной дуговой, Краны башенные	258.23	7.75	16590.24
<b>Колонны</b>															
20	06-01-026-4 401-0069	Устройство железобетонных колонн в деревянной опалубке высотой до 4 м, периметром до 2 м	100 м3 1 м3	0.11	38944.1 720.00	12203.85	1569.4	172.63	бетонщик	4 2	1 1	Установки для сварки ручной дуговой,	124.95	13.74	18700.00
<b>Стены</b>															
21	06-01-024-7 401-0049	Устройство стен подвалов и подпорных стен железобетонных высотой до 6 м, толщиной до 500 мм	100 м3 1 м3	6.91	21978.36 700.00	635570.50	722.16	4990.13	бетонщик	4 2	1 1	Установки для сварки ручной дуговой,	91.63	633.16	8483.66

Продолжение табл. 6.2.

4.Перекрытие															
22	07-01-021-1	Укладка перемычек при наибольшей массе монтажных элементов в здании до 5 т, масса перемычки до 0,7 т	100 шт.	0.08	4054.90	324.39	96.75	7.74	каменщик машинист	4 5	1 1	Краны башенные 8т	35.85	2.87	1330.40
23	07-05-007-10	Укладка перемычек массой до 0,3 т	100 шт.	0.03	1068.55	32.06	17.61	0.53	каменщик машинист	4 5	1 1	Краны башенные 8т	9.08	0.27	276.67
24	07-05-011-5 403-0760	Установка панелей перекрытий с опиранием на 2 стороны площадью до 5 м2	100 шт. 1 шт.	0.04 4	7611.59 689,24	3061.42	207.06	8.28	Монтажни к Машинист	4 6	1 1	Краны башенные 8т	26.11	1.04	2278.15
25	07-05-011-6 403-0709	Установка панелей перекрытий с опиранием на 2 стороны площадью до 10 м2	100 шт. 1 шт. 1 шт. 1 шт.	0.94 49 9 4	13622.5 1 616,25 1 251,19 1 207,00	155882.03	313.88	295.05	Монтажни к Машинист крана	4 6	1 1	Краны башенные 8т	45.41	42.69	3601.18
26	06-01-041-1 401-0069	Устройство перекрытий безбалочных толщиной до 200 мм на высоте от опорной площади до 6 м	100 м3 1 м3	2.09	46718.55 720.00	248121.77	951.08	1987.76	бетонщик	4 2	1 1	Вибратор поверхнос тный, Краны	47.96	100.24	10629.51
27	06-01-034-3 401-0069	Устройство балок для перекрытий, подкрановых и обвязочных на высоте от опорной площадки до 6 м при высоте балок до 800 мм	100 м3 1 м3	0.05	54695.95 720.00	6280.10	1250.8	61.29	бетонщик	4 2	1 1	Установки для сварки ручной дуговой, Краны	258.23	12.65	16590.24
5.Лестницы															
28	07-05-014-2	Установка лестничных площадок массой более 1 т	100 шт.	0.02	9102.28	182.05	282.03	5.64	Монтажни к	3 6	1 1	Краны башенные 8т	67.78	1.36	3537.91
29	07-05-014-4	Установка маршей без сварки массой более 1 т	100 шт.	0.02	8445.00	168.90	261.8	5.24	Монтажни к	3 6	1 1	Краны башенные 8т	66.08	1.32	3269.22
30	07-05-015-1	Устройство лестниц по готовому основанию из отдельных ступеней гладких	100 м	0.29	15255.81	4393.67	117.72	33.90	Монтажни к Машинист	3 6	1 1	Автомоби ли бортовые	0.88	0.25	1076.87

Продолжение табл. 6.2.

31	07-05-016-3	Устройство металлических ограждений с поручнями из поливинилхлорида	100 м	0.07	18812.84	1241.65	62.81	4.15	Монтажни к Электросв	4 3	1 1	Установки для сварки ручной	5.80	0.38	596.57
<b>Строительные работы выше 0.000</b>															
<b>1.Балки, колонны, стены</b>															
<b>Балки</b>															
32	06-01-034-2 401-0069	Устройство балок для перекрытий, подкрановых и обвязочных на высоте от опорной площадки до 6 м при высоте балок до 500 мм	100 м3 1 м3	0.04	68093.73 720.00	5603.75	1250.8	50.03	бетонщик	4 2	1 1	Установки для сварки ручной дуговой, Краны башенные	283.22	11.33	20160.47
33	06-01-034-4 401-0069	Устройство балок для перекрытий, подкрановых и обвязочных на высоте от опорной площадки до 6 м при высоте балок более 800 мм	100 м3 1 м3	0.32	45477.83 720.00	37592.90	1749.3	559.78	бетонщик	4 2	1 1	Установки для сварки ручной дуговой, Краны башенные	283.22	90.63	20160.47
34	06-01-034-3 401-0069	Устройство балок для перекрытий, подкрановых и обвязочных на высоте от опорной площадки до 6 м при высоте балок до 800 мм	100 м3 1 м3	0.09	54695.5 720	11402.60	1439.6	129.56	бетонщик	4 2	1 1	Установки для сварки ручной дуговой, Краны башенные	258.23	23.24	16590.24
<b>Колонны</b>															
35	06-01-026-4 401-0069	Устройство железобетонных колонн в деревянной опалубке высотой до 4 м, периметром до 2 м	100 м3 1 м3	0.18	54695.5 720.00	22805.19	1250.8	225.14	бетонщик	4 2	1 1	Установки для сварки ручной дуговой, Краны	258.23	46.48	16590.24
<b>Стены</b>															
36	06-01-024-7 401-0049	Устройство стен подвалов и подпорных стен железобетонных высотой до 6 м, толщиной до 500 мм	100 м3 1 м3	0.49	21978.36 700.00	45069.40	722.16	353.86	бетонщик	4 2	1 1	Установки для сварки ручной дуговой,	91.63	44.90	8483.66

Продолжение табл. 6.2.

37	08-02-001-3 404-0005	Кладка стен кирпичных наружных средней сложности при высоте этажа до 4 м 1-4 эт	1 м3 1000 шт	3561.93	198.1 1752.6	3222687.76	5.66	20160.52	каменщик	4 3	1 1	Краны башенные 8т	0.40	1424.77	66.88
38	08-02-001-7 404-	Кладка стен кирпичных внутренних при высоте этажа до 4 м 3-4 эт	1 м3 1000 шт	1263.9	187.68 1752.6	1600589.86	5.21	6584.92	каменщик	4 3	1 1	Краны башенные 8т	0.4	505.56	59.25
39	08-04-001-9	Установка перегородок из гипсовых пазогребневых плит в 1 слой при высоте этажа до 4 м	100 м2	56.34	3827.39	215635.15	100.71	5674.00	каменщик	4 2	1 1	Краны башенные 8т	1.95	109.86	1860.03
40	08-02-002-3	Кладка перегородок из кирпича армированных толщиной в 1/2 кирпича при высоте этажа до 4 м	100 м2	2.045	3672.63	7510.53	4.11	8.40	каменщик	4 2	1 1	Краны башенные 8т	4.11	8.40	1841.07
41	07-05-007-10	Укладка перемычек массой до 0,3 т	100 шт.	19.71	1068.55	21061.12	17.61	347.09	каменщик машинист	4 5	1 1	Краны башенные	9.08	178.97	276.67
<b>2.Перекрытие</b>															
42	07-01-021-1	Укладка перемычек при наибольшей массе монтажных элементов в здании до 5 т, масса перемычки до 0,7 т	100 шт.	2.32	4054.90	9407.37	96.75	224.46	каменщик машинист	4 5	1 1	Краны башенные 8т	35.85	83.17	1330.40
43	07-05-011-5 403-0769	Установка панелей перекрытий с опиранием на 2 стороны площадью до 5 м2	100 шт. 1 шт.	0.6 60	7611.59 689,24	45921.35	207.06	124.24	Монтажни к Машинист крана	4 6	1 1	Краны башенные 8т	26.11	15.67	2278.15
44	07-05-011-6 403-0709	Установка панелей перекрытий с опиранием на 2 стороны площадью до 10 м2	100 шт. 1 шт. 1 шт. 1 шт.	8.12 593 142 42	13622.5 1 616,25 1 251,19 1 207,00	1352271.25	313.88	2548.71	Монтажни к Машинист крана	4 6	1 1	Краны башенные 8т	45.41	368.73	3601.18
45	06-01-041-1	Устройство перекрытий безбалочных толщиной до 200 мм на высоте от опорной площади до 6 м	100 м3	0.26	46718.55	12146.82	951.08	247.28	бетонщик	4 2	1 1	Вибратор поперхнос тный, Краны	47.96	12.47	10629.51

Продолжение табл. 6.2.

46	06-01-034-3	Устройство балок для перекрытий, подкрановых и обвязочных на высоте от опорной площадки до 6 м при высоте балок до 800 мм	100 м3	0.19	546950.50	103920.60	1250.8	237.65	бетонщик	4 2	1 1	Установки для сварки ручной дуговой, Краны	258.23	49.06	16590.24
<b>2. Покрытие</b>															
47	07-01-021-1	Укладка перемычек при наибольшей массе монтажных элементов в здании до 5 т, масса перемычки до 0,7 т	100 шт.	0.04	4054.90	162.20	96.75	3.87	каменщик машинист	4 5	1 1	Краны башенные 8т	35.85	1.43	1330.40
48	07-05-011-5 403-0769	Установка панелей перекрытий с опиранием на 2 стороны площадью до 5 м2	100 шт. 1 шт.	0.05 5	7611.59 689,24	3826.78	207.06	10.35	Монтажник к Машинист крана	4 6	1 1	Краны башенные 8т	26.11	1.31	2278.15
49	07-05-011-6 403-0709	Установка панелей перекрытий с опиранием на 2 стороны площадью до 10 м2	100 шт. 1 шт. 1 шт. 1 шт.	0.82 49 13 7	13622.5 1 616,25 1 251,19 1 485,41	121563.91	313.88	257.38	Монтажник к Машинист крана	4 6	1 1	Краны башенные 8т	45.41	37.24	3601.18
50	06-01-041-1	Устройство перекрытий безбалочных толщиной до 200 мм на высоте от опорной площади до 6 м	100 м3	0.0051	46718.55	238.26	951.08	4.85	бетонщик	4 2	1 1	Вибратор поверхностный, Краны	47.96	0.24	10629.51
51	09-03-002-12	Монтаж балок, ригелей перекрытия, покрытия и под установку оборудования многоэтажных зданий при высоте здания до 25 м	т	0.41	8534.44	3499.12	18.25	7.48	Монтажник	5 3	1 1	Краны козловые, 32т	2.38	0.98	225.57
<b>3. Лестницы</b>															
52	07-05-014-4	Установка маршей без сварки массой более 1 т	100 шт.	0.56	9102.28	5097.28	282.03	157.94	Монтажник к Машинист	3 6	1 1	Краны башенные 8т	67.78	37.96	3537.91
53	07-05-014-2	Установка площадок массой более 1 т	100 шт.	0.58	8445.00	4898.10	261.8	151.84	Монтажник к	3 6	1 1	Краны башенные 8т	66.08	38.33	3269.22

Продолжение табл. 6.2.

54	07-05-011-5403-	Установка панелей перекрытий с опиранием на 2 стороны площадью до 5 м <sup>2</sup>	100 шт. 1 м <sup>3</sup>	0.32 18.14	13622.50 1170.00	25583.00	207.06	66.26	Монтажники к Машинист	4 6	1 1	Краны башенные 8т	26.11	8.36	2278.15
55	07-05-016-3	Устройство металлических ограждений с поручнями из поливинилхлорида	100 м	1.5	18812.84	28219.26	62.81	94.22	Монтажники к Электросв	4 3	1 1	Установки для сварки ручной	5.80	8.70	596.57
56	06-01-041-1	Устройство перекрытий безбалочных толщиной до 200 мм на высоте от опорной площади до 6 м	100 м <sup>3</sup>	0.064	46718.55	2989.99	951.08	60.87	бетонщик	4 2	1 1	Вибратор поверхностный, Краны	47.96	3.07	10629.51
<b>4.Крыша и кровля</b>															
57	12-01-014-2	Утепление покрытий керамзитом	м <sup>3</sup>	142.08	225.28	32007.78	3.04	431.92	изолировщик	4	1	Краны башенные	0.22	31.26	27.54
58	12-01-017-1	Устройство выравнивающих стяжек цементно-песчаных толщиной 15 мм	100 м <sup>2</sup>	18.03	1438.39	25934.17	27.22	490.78	изолировщик	3	1	Агрегаты электронные,	2.36	42.55	234.18
59	12-01-017-2	Устройство выравнивающих стяжек на каждый 1 мм изменения толщины	100 м <sup>2</sup>	18.03	56.46	1017.97	1.00	18.03	изолировщик	3	1	Краны башенные 8т	0.02	0.36	1.12
60	12-01-015-4	Устройство пароизоляции обмазочной в один слой	100 м <sup>2</sup>	18.03	591.95	10672.86	10.51	189.50	изолировщик	3	1	Котлы битумные	0.86	15.51	92.91
61	12-01-002-01101-	Устройство мягкой кровли из 4-х слоев рубероида на битумной мастике	100 м <sup>2</sup>	18.03	9551,77 3684,6	238651.75	29.72	535.8516	кровельщик	3	1	котлы битумные передвиж-	10.29	185.53	284.56
<b>5.Проемы</b>															
62	10-01-034-1	Установка в жилых и общественных зданиях оконных блоков из ПВХ профилей глухих с площадью проема до 2 м <sup>2</sup>	100 м <sup>2</sup> проемов	4.32	7057.38	30487.88	170.75	737.64	столяр	4	1	Перфораторы электрические	15.12	65.32	1608.30
63	10-01-034-2	Установка в жилых и общественных зданиях оконных блоков из ПВХ профилей глухих с площадью проема более 2 м <sup>2</sup>	100 м <sup>2</sup> проемов	1.21	5603.02	6779.65	137.42	166.28	столяр	4	1	Перфораторы электрические	14.82	17.93	1215.15

Продолжение табл. 6.2.

64	10-01-047-3	Установка блоков из ПВХ в наружных и внутренних дверных проемах балконных в каменных стенах	100 м2 проемов	2.22	1923.15	4277.09	220.04	489.37	столяр	4	1	Перфораторы электрические	32.21	71.64	512.08
65	15-05-002-4	Остекление витринным стеклом на эластичных прокладках витрин с металлическими перештетами	100 м2	13.95	12676.06	176858.92	111.31	1553.02	стекольщик	4	1	Автомобили бортовые, до 5 т	0.71	9.91	1053.20
66	10-01-039-1	Установка блоков в наружных и внутренних дверных проемах в каменных стенах, площадь проема до 3 м2	100 м2	11.83	5420.09	64120.75	104.28	1233.65	столяр	4	1	Краны башенные 8т	9.69	114.63	1373.28
67	15-05-002-2	Остекление оконным стеклом прочих дверей на эластичных прокладках	100 м2	2.25	4750.75	10704.86	94.58	213.12	стекольщик	4	1	Автомобили бортовые,	0.46	1.04	811.23
68	07-01-055-2	Устройство ворот распашных с установкой столбов металлических и бетонных	100 шт.	0.01	74630.72	746.31	1373.40	13.73	Монтажник Машинист крана	4 6	1 1	Краны на автомобильном ходу, 10т	179.61	1.80	15599.11
<b>6.Полы техподполья</b>															
69	11-01-001-2	Уплотнение грунта щебнем	100 м2	3.006	704.22	2116.89	7.7	23.15	бетонщик	2	1	Компрессоры	0.46	1.38	73.77
70	11-01-002-9	Устройство подстилающих слоев бетонных	1 м3	30.06	650.45	19552.53	3.66	110.02	бетонщик	2	1	Вибратор поверхностный	0.48	14.43	30.67
71	11-01-011-1	Устройство стяжек цементных толщиной 20 мм	100 м2	3.006	1485.02	4463.97	39.51	118.77	бетонщик	2	1	Вибратор поверхностный	9.07	27.26	327.73
72	11-01-019-03	Устройство асфальтовых полов	100 м <sup>2</sup>	3.006	5217.07	15682.51	16.16	48.58	асфальтобетонщик	4 4	1 1	катки дорожные	1.4	4.21	167.61

Продолжение табл. 6.2.

<b>6. Полы 1-10 эт</b>															
73	11-01-009-1	Устройство тепло- и звукоизоляции сплошной из плит или матов минераловатных или стекловолоконистых	100 м2	53.56	2580.31	138201.40	28.38	1520.03	изолировщи	3		Автомобили бортовые, до 5 т	0.98	52.49	256.66
74	12-01-015-3	Устройство пароизоляции прокладочной в один слой	100 м2	9.11	950.94	8663.06	7.84	71.42	изолировщик	3	1	Котлы битумные	0.41	3.74	70.36
75	11-01-011-1	Устройство стяжек цементных толщиной 20 мм	100 м2	66.26	1485.02	98397.43	39.51	2617.93	бетонщик	2	1	Вибратор поперечнос	9.07	0.46	327.73
76	11-01-036-1	Устройство покрытий из линолеума на клею «Бустилат»	100 м2	4.38	7888.38	34551.10	42.4	185.71	Облицовщик	3	1	Автомобили бортовые,	0.5	2.19	356.4
77	11-01-027-3	Устройство покрытий на цементном растворе из плиток керамических для полов одноцветных с красителем	100 м2	17.83	8987.43	160245.88	119.78	2135.68	Облицовщик-плиточник	4	1	Подъемники грузоподъемностью до 500 кг	2.3	41.01	1077.28
<b>7. Отделочные работы</b>															
<b>Внутренняя отделка</b>															
<b>техподполья</b>															
78	15-02-019-2	Сплошное выравнивание внутренних бетонных поверхностей (однослойное оппукатуривание) известковым раствором потолков	100 м2	0.93	826.42	766.75	51.30	47.60	Штукатур	4	2	Подъемники мачтовые, 0.5т	0.30	0.28	458.00
79	15-04-005-2	Окраска поливинилацетатными вододисперсионными составами простая по штукатурке и сборным конструкциям потолков, подготовленным под окраску	100 м2	0.93	1304.97	1210.75	16.94	15.72	Маляр	4	1	Автомобили бортовые, до 5 т	0.09	0.08	152.07

Продолжение табл. 6.2.

80	15-02-016-3	Штукатурка поверхностей внутри здания цементно-известковым или цементным раствором по камню и бетону улучшенная стен	100 м2	1.15	2046.90	2349.84	85.84	98.54	Штукатур	4	2	Раствороп асосы	5.45	6.26	871.50
81	15-04-005-1	Окраска поливинилацетатными водоэмульсионными составами простая по штукатурке и сборным конструкциям стен, подготовленным под окраску	100 м2	1.15	1187.04	1362.72	15.18	17.43	Маляр	4	1	Автомоби ли бортовые, до 5 т	0.08	0.09	136.16
<i>помещения 1-10 эт</i>															
82	15-02-019-2	Сплошное выравнивание внутренних бетонных поверхностей (однослойное оппукатуривание) известковым раствором потолков	100 м2	65.98	826.42	54525.54	51.30	3384.67	Штукатур	4	2	Подъемни ки мачтовые, 0.5т	0.30	19.79	458.00
83	15-04-005-6	Окраска поливинилацетатными водоэмульсионными составами улучшенная по сборным конструкциям потолков, подготовленным под окраску	100 м2	65.98	1965.34	129669.20	28.60	1886.97	Маляр	4	1	Автомоби ли бортовые, до 5 т	0.10	6.60	256.66
84	15-02-016-3	Штукатурка поверхностей внутри здания цементно-известковым или цементным раствором по камню и бетону улучшенная стен	100 м2	222.89	2046.90	456237.63	85.84	19133.05	Штукатур	4	2	Раствороп асосы	5.45	1214.76	871.50

Продолжение табл. 6.2.

85	15-04-005-7	Окраска поливинилацетатными вододисперсионными составами высококачественная по штукатурке стен	100 м2	55.82	2631.36	146869.36	68.75	3837.28	Маляр	4	1	Автомобили бортовые, до 5 т	0.20	11.16	661.73
86	15-06-001-1	Оклейка обоями стен по монолитной штукатурке и бетону простыми и средней плотности	100 м2	139.23	937.62	130544.83	33.63	4682.30	Маляр	3	1	Автомобили бортовые, до 5 т	0.01	1.39	297.96
87	15-01-019-1	Гладкая облицовка стен, столбов, пилястр и откосов (без карнизных, плинтусных и угловых плиток) без установки плиток туалетного гарнитура на цементном растворе по кирпичу и бетону	100 м2	27.85	10008.87	278717.00	228.00	6349.12	Облицовщик-плиточник	4	1	Подъемники мачтовые, 0.5т	0.81	22.56	2102.94
<b>Наружная отделка</b>															
88	15-01-081-1	Утепление наружных стен зданий по системе "Шуба-Глимс" с применением пенополистирольных и минераловатных плит толщиной 50 мм с люльки	1 м2	6327.28	358.73	2269785.15	2.98	18855.29	Термоизолятор	3	1	Люлька	1.39	8794.92	27.03
89	15-01-017-1	Наружная облицовка по бетонной поверхности фасадными керамическими цветными плитками (типа «керамогранит») на цементном растворе стен	100 м2	1.07	13883.78	14855.6446	290.7	311.05	Облицовщик-плиточник	3	1	Подъемники мачтовые, 0.5т	1.21	1.2947	2747.72

### 6.2.2. Расчет ТЭП календарного плана

1) Сметная стоимость строительно-монтажных работ

$$C_{\text{смп}} = \text{ПЗ} + \text{НР} + \text{НП}$$

где ПЗ – прямые затраты на общестроительные работы = 13098,036 тыс. руб.

НР – накладные расходы (65% от ФОТОР) = 740,323 тыс. руб.

СП – нормативная прибыль (50% от ФОТОР) = 569,479 тыс. руб.

$$C_{\text{смп}} = 13098,036 + 740,323 + 569,479 = 14407,838 \text{ тыс. руб.}$$

$$C_{\text{смп}}^{2017} = 76361,551 \text{ тыс.руб.}$$

2) Продолжительность строительства

По календарному плану  $T_{\text{кп}} = 433$  дня.

3) Общая трудоемкость – 15419,06 чел.-см.

4) Общая машиноемкость – 2350,34 маш.-см.

5) Удельная трудоемкость - 1,003 чел.-см./м<sup>2</sup>

6) Удельная машиноемкость - 0,153 маш.-см./м<sup>2</sup>

7) Выработка на 1 чел.-дн. определяется отношением  $C_{\text{смп}}$  к общей трудоемкости:

$$B^{2001} = 14407,838 / 15419,06 = 0,934 \text{ тыс.руб/чел.см.}$$

$$B^{2017} = 76361,551 / 15419,06 = 4,946 \text{ тыс.руб/чел.см.}$$

8) Коэффициент неравномерности рабочей силы  $K_n$ :

$$K_n = R_{\text{max}} / R_{\text{cp}} = 55 / 34,81 = 1,58 \quad (1 < 1,58 < 2), \text{ где}$$

$R_{\text{max}}$  – максимальное число рабочих по графику рабочей силы, чел.;

$R_{\text{cp}}$  – среднее число рабочих, определяемое как отношение общих трудозатрат, чел.-дн., к общей продолжительности выполнения работ по календарному плану,

$$\text{дн.} \cdot R_{\text{cp}} = 15419,06 / 443 = 34,81$$

9) Коэффициент совмещения работ  $K_{\text{совм}}$ :

$$K_{\text{совм}} = \sum ti / T_{\text{кп}} = 948 / 443 = 2,14, \text{ где}$$

$\sum ti$  – продолжительность работ, выполняемых последовательно одна за другой

$T_{\text{ET}}$  – продолжительности выполнения работ по календарному плану.

### 6.3. Объектная смета.

Объектные сметы объединяют в своем составе на объект в целом данные из локальных смет и являются сметными документами, на основе которых формируются договорные цены на объекты.

На основе объектных смет, согласованных в установленном порядке с подрядными строительно-монтажными организациями и утвержденных заказчиком, составляется ведомость сметной стоимости товарной строительной продукции, по которой

осуществляются расчеты за выполненные строительно-монтажные работы между заказчиками и подрядчиками.

Итог объектной сметы является стартовой ценой для определения договорных цен между заказчиком и подрядчиком.

Сметная стоимость 112655,831 тыс.руб

Средства на оплату труда 28829,385 тыс.руб

Расчетный измеритель единичной стоимости 20060,211 руб/м<sup>2</sup>

Таблица 6.3. Объектная смета

№ п/п	Номера смет и расчетов	работы и затраты	Сметная стоимость, тыс.руб				Средства на оплату труда, тыс.руб	Показатель единичной стоимости, руб/м <sup>2</sup>
			СМР	Оборудование, мебель, инвентарь	прочих затрат	всего		
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Локальная смета	Общестроительные работы	76361.551	9163.386	763.616	86288.553	24160.795	16831.864
<b>Санитарно-технические работы</b>								
2		Отопление	5349.890	641.987	53.499	6045.376	1692.705	1179.240
3		Вентиляция	6126.487	735.178	61.265	6922.931	1938.421	1350.420
4		Внутренний водопровод	1035.463	124.256	10.355	1170.073	327.620	228.240
5	Укрупненные показатели	Канализация	1164.895	139.787	11.649	1316.332	368.573	256.770
		Итого по СТР	13676.736	1641.208	136.767	15454.711	4327.319	3014.671
		Накладные расходы	5538.969			5538.969		
		Сметная прибыль	3591.675			3591.675		
		Всего по СТР	22807.379	1641.208	136.767	24585.355	4327.319	3014.671
6	Укрупненные показатели	Электроосвещение здания	1078.607	129.433	10.786	1218.826	341.271	213.675
		Накладные расходы	358.335			358.335		
		Сметная прибыль	204.763			204.763		
		Всего по освещению	1641.704	129.433	10.786	1781.923	341.271	213.675
		Всего по объекту	100810.634	10934.027	911.169	112655.831	28829.385	20060.211

#### 6.4. Сводный сметный расчет

Для отражения полной стоимости всех работ и затрат, предусмотренных проектом, включая сметную стоимость строительных и монтажных работ, затрат на приобретение оборудования, инструмента, инвентаря, а также всех сопутствующих затрат, составляется сводный сметный расчет стоимости строительства. В сводном сметном расчете средства распределяются по главам и графам, в зависимости от характера работ и затрат.

Сметный расчет в сумме 178648,451 тыс.руб.

в том числе возвратных сумм 892,124 тыс.руб.

Таблица 6.4. Сводный сметный расчет

№ п/п	Наименование глав, затрат	Сметная стоимость, тыс.руб			Общая сметная стоимость, тыс. руб
		СМР	Оборудование, мебель, инвентарь	прочих затрат	
1	2	3	4	5	6
1	Гл.1. Подготовка территории строительства:				
	а) Отвод территории строительства	-	-	468.648	468.648
	б) Подготовка территории строительства	2343.241	-	-	2343.241
2	Гл.2. Основные объекты строительства	100810.634	10934.027	911.169	112655.831
3	Гл.3. Объекты подсобного и обслуживающего назначения	4032.425	437.361	36.447	4506.233
	<b>Итого по главам 2-3</b>	104843.059	11371.388	947.616	117162.064
4	Гл.4. Объекты энергетического хозяйства	10484.306	1591.994	-	12076.300
5	Гл.5. Объекты транспортного хозяйства и связи	5242.153	568.569	47.381	5858.103
6	Гл.6. Наружные сети и сооружения водоснабжения, канализации, газоснабжения	4403.408	477.598	39.800	4920.807
	Гл.7. Благоустройство и озеленение территории	5858.103	-	-	5858.103
	<b>Итого по главам 1-7</b>	133174.271	14009.550	1503.445	148687.267
8	Гл.8. Временные здания и сооружения	5947.491	-	-	5947.491
	<b>Итого по главам 1-8</b>	139121.762	14009.550	1503.445	154634.758
9	Гл.9. Прочие работы и затраты:				
	а) Дополнительные затраты при производстве работ в зимнее время	2086.826	-	-	2086.826
	б) Затраты на аккордную оплату труда рабочих	-	-	2365.070	2365.070
	в) Затраты, связанные с подвижным характером работ	-	-	5147.505	5147.505
	г) Затраты, связанные с выплатой премии за ввод в действие производственных мощностей и объекта	-	-	1391.218	1391.218
	<b>Итого по главам 1-9</b>	141208.588	14009.550	10407.237	165625.377
10	Гл.10. Содержание дирекции (технический надзор строящегося здания и авторский надзор)	-	-	165.625	165.625
11	Гл.11. Расходы на подготовку эксплуатационных кадров	-	-	1656.254	1656.254

## Продолжение табл.6.4.

1	2	3	4	5	6
12	Гл.12 Проектные, изыскательские работы	-	-	4968.761	4968.761
	Итого по главам 1-12	141208.588	14009.550	17197.878	172416.018
	Резерв средств на непредвиденные расходы и растраты	5172.481	-	-	6225.146
	<b>Всего по сводному сметному расчету</b>	146381.069	14009.550	17197.878	178641.164
	Возвратные суммы	-	-	-	892.124

**6.5. Эксплуатационные расходы**

1. Плата за содержание и ремонт жилого помещения:  
 $17,9 \text{ руб/м}^2 \cdot 5126,5 \text{ м}^2 \cdot 12 \text{ мес.} = 1101172,2 \text{ руб/год}$
2. Отопление:  
 $1320,43 \text{ руб/м}^2 \cdot 0,0251 \cdot 5126,5 \text{ м}^2 \cdot 6,4 \text{ мес.} = 1087401,78 \text{ руб./год}$
3. Горячее водоснабжение:  
 $285 \text{ чел.} \cdot 3,8 \text{ м}^3 \cdot 119,78 \text{ руб/м}^3 \cdot 12 \text{ мес.} = 1556660,88 \text{ руб./год}$
4. Холодное водоснабжение:  
 $285 \text{ чел.} \cdot 5,32 \text{ м}^3 \cdot 23,71 \text{ руб/м}^3 \cdot 12 \text{ мес.} = 431389,22 \text{ руб./год}$
5. Водоотведение:  
 $285 \text{ чел.} \cdot 9,12 \text{ м}^3 \cdot 15,26 \text{ руб/м}^3 \cdot 12 \text{ мес.} = 475965,504 \text{ руб./год}$
6. Электроснабжение:  
 $285 \text{ чел.} \cdot 3,13 \cdot 50 \text{ кВт} \cdot 12 \text{ мес.} = 535230,00 \text{ руб./год}$
7. Капитальный ремонт:  
 $6,9 \text{ руб/м}^2 \cdot 5126,5 \text{ м}^2 \cdot 12 \text{ мес.} = 424474,20 \text{ руб./год}$
8. Газоснабжение:  
 $285 \text{ чел.} \cdot 62 \text{ руб.} \cdot 12 \text{ мес.} = 212040,00 \text{ руб./год}$
9. Затраты на домофон:  
 $100 \text{ кв.} \cdot 15 \text{ руб.} \cdot 12 \text{ мес.} = 18000,00 \text{ руб./год}$
10. Затраты на уборку в подъезде:  
 $100 \text{ кв.} \cdot 50 \text{ руб.} \cdot 12 \text{ мес.} = 60000,00 \text{ руб./год}$
11. Затраты на хозяйственный свет:  
 $0,6 \text{ руб/м}^2 \cdot 5126,5 \text{ м}^2 \cdot 12 \text{ мес.} = 36910,80 \text{ руб./год}$
12. Затраты на вывоз и утилизацию ТБ:  
 $100 \text{ кв.} \cdot 13 \text{ руб.} \cdot 12 \text{ мес.} = 15600,00 \text{ руб./год}$
13. Затраты на интернет и кабельное телевидение:  
 $100 \text{ кв.} \cdot 500 \text{ руб.} \cdot 12 \text{ мес.} = 600000,00 \text{ руб./год}$

Итого по эксплуатационным расходам:

 $4998184,70 \text{ руб/год} = 4998,184 \text{ тыс.руб/год}$

## 6.6. План продаж

Таблица 6.5. План продаж

Год реализации проекта (t)	План продаж		Цена 1 м2, тыс. руб.	Выручка, тыс. руб
	%	м2		
1	7	358.86	45.50	16327.90
2	15	768.98	45.50	34988.36
3	40	2050.6	45.50	93302.30
4	28	1435.4	45.50	65311.61
5	10	512.65	45.50	23325.58

Чистый дисконтированный доход (ЧДД) - сумма текущих эффектов за весь расчетный период, приведенный к начальному шагу времени.

$$\text{ЧДД} = \sum_{i=1}^t (R_t - Z_t) \cdot \alpha_t$$

Коэффициент дисконтирования:  $\alpha_t = \frac{1}{(1+E)^t}$

где t-продолжительность расчетного периода, год;

E=9,5% -норма дисконта;

R<sub>t</sub> - результаты, достигаемые на t-ом шаге, тыс.руб.

Z<sub>t</sub> -затраты, осуществляемые на t-ом шаге, тыс.руб.

Таблица 6.6. При норме дисконта E=9,5%

Год реализации проекта (t)	Результаты (R <sub>t</sub> ), тыс. руб.	Затраты Z, тыс.руб.		R <sub>t</sub> -Z <sub>t</sub>	α <sub>t</sub>	ЧДД	ЧДД нарастающим итогом
		Капитальные вложения K <sub>t</sub>	Расходы Э <sub>t</sub>				
1	16327.90	125053.916	-	-108726.013	0.913	-99293.163	-99293.163
2	34988.36	53594.535	-	-18606.173	0.834	-15517.752	114810.915
3	93302.30	-	4998.184	88304.116	0.762	67257.170	-47553.745
4	65311.61	-	4998.184	60313.426	0.696	41952.469	-5601.276
5	23325.58	-	4998.184	18327.391	0.635	11642.066	6040.790

Таблица 6.7. При норме дисконта E=11,87%

Год реализации проекта (t)	Результаты (R <sub>t</sub> ), тыс. руб.	Затраты Z, тыс.руб.		R <sub>t</sub> -Z <sub>t</sub>	α <sub>t</sub>	ЧДД	ЧДД нарастающим итогом
		Кап.вложения K <sub>t</sub>	Расходы Z <sub>t</sub>				
1	16327.90	125053.916	-	-108726.013	0.898	-97661.020	-97661.020

Продолжение табл.6.7.

2	34988.3 6	53594.535	-	-18606.173	0.807	-15011.795	-112672.815
3	93302.3 0	-	4998.184	88304.116	0.725	63994.746	-48678.069
4	65311.6 1	-	4998.184	60313.426	0.651	39261.344	-9416.725
5	23325.5 8	-	4998.184	18327.391	0.585	10716.170	1299.445

Внутренняя норма доходности:

$$E_{вн} = E_1 - ЧДД_1 \cdot \frac{E_2 - E_1}{ЧДД_2 - ЧДД_1} =$$

$$9,5 - 6040,790 \cdot \frac{11,87 - 9,5}{-15,558 - 6040,790} = 11,864\%$$

Индекс доходности ( $\Theta_k$ ) - это отношение суммы приведенной (дисконтированной) разности результата и затрат к величине капитальных вложений.

$$\Theta_k = \frac{\sum_{i=1}^t (R_t - Z_t) \cdot \alpha_t}{\sum_{i=1}^t k_t \cdot \alpha_t} = \frac{16327,9 \cdot 0,913 + 34988,36 \cdot 0,834 + (93302,3 - 4998,184) \cdot 0,762 + (65311,61 - 4998,184) \cdot 0,696 + (23325,58 - 4998,184) \cdot 0,635}{125053,917 \cdot 0,913 + 53594,535 \cdot 0,834}$$

$$= 1,035$$

### 6.6. Техничко-экономические показатели объекта

Таблица 6.8. ТЭП объекта строительства

№ П/П	Наименование показателей	Единицы измерения	Количество
1	2	3	4
1	Баланс площадей	м <sup>2</sup>	-
2	Общая площадь на одну квартиру в среднем	м <sup>2</sup>	51,27
3	Жилая площадь на 1 квартиру в среднем	м <sup>2</sup>	25,87
4	Площадь внеквартирных помещений на 1 квартиру в среднем	м <sup>2</sup>	-
5	Общая площадь, приходящаяся на 1 лестничную клетку	м <sup>2</sup>	183,09
6	Отношение жилой площади к общей площади (планировочный коэффициент)	K <sub>1</sub>	0,51
7	Отношение строительного объёма к общей площади (объёмный коэффициент)	K <sub>2</sub>	3,61
8	Отношение площади наружных стен к общей площади	K <sub>3</sub>	0,56

Продолжение табл.6.8

1	2	3	4
9	Отношение периметра наружных стен к общей площади застройки (коэффициент компактности)	$K_4$	0,13
10	Площадь земельного участка, приходящаяся на 1 м <sup>2</sup> к общей площади	$K_5$	0,10
Показатели сметной стоимости строительства			
1	На 1 м <sup>2</sup> общей площади	Руб.	34846,6
2	На 1 м <sup>2</sup> жилой площади	Руб.	69053,4
3	На квартиру в среднем	Руб.	1786411,6
4	Чистый дисконтированный доход (ЧДД)	Руб.	9177812
Показатели эксплуатационных затрат			
		Руб/год	4998184,7

**Раздел 7**  
**Экология и безопасность**  
**жизнедеятельности**

## **1. Охрана окружающей среды**

Основной задачей этого раздела настоящего проекта является оценка экологии локального пространства: воздух, акустика, благоустройство, эстетика, рекультивация земли и утилизация отходов.

### **1.1.Рекомендации по охране окружающей среды в процессе производства строительно-монтажных работ**

Для уменьшения загрязнения атмосферы в процессе осуществления строительства проектом следует выполнять требования СНиП 12-01-2004 “Организация строительного производства”, справочника “Природоохранные нормы и правила проектирования”, а также проведение следующих мероприятий:

- 1) Применение электроэнергии для технологических нужд строительства взамен твердого и жидкого топлива при приготовлении органических вяжущих, изоляционных материалов, асфальтобетонных смесей; оттаивании мерзлого грунта, прогрева строительных конструкций, разогреве материалов и подогреве воды.
- 2) Устранение открытого хранения, погрузки и перевозки сыпучих пылящих материалов (применение контейнеров, специальных транспортных средств).
- 3) Применение герметичных емкостей для перевозки растворов бетонов.
- 4) Оптимизация поставок и потребления растворов и бетонов уменьшающих образование отходов.
- 5) Соблюдение технологии и обеспечение качества выполняемых работ, исключаящих переделки.
- 6) Завершение строительства доброкачественной уборкой и благоустройством территории с восстановлением растительного покрова.
- 7) Производство строительно-монтажных работ в пределах охранных, заповедных и санитарных зон и территорий осуществляется в порядке, установленном специальными правилами и положениями о них.
- 8) Временные здания и сооружения на строительной площадке располагаются на непригодных для землепользования участках, или, как исключение на участках, где обеспечено последующее восстановление (рекультивация) нарушенных земель, а также на участках с максимальным ограничением вырубki деревьев и кустарников.
- 9) На территории строящихся объектов не допускается не предусмотренное проектной документацией сведение древесно-кустарниковой растительности и засыпка грунтом корневых шеек и стволов растущих деревьев и кустарников.

- 10) Растительный слой грунта при производстве строительного-монтажных работ частично сохраняется для последующего использования при восстановлении (рекультивации) нарушенных земель.
- 11) Выпуск воды со строительных площадок непосредственно с площадки осуществляется в ливневую канализацию.
- 12) Временные автомобильные дороги и другие подъездные пути устраивают с учетом требований по предотвращению повреждений древесно-кустарниковой растительности.
- 13) При производстве строительного-монтажных работ на селитебных территориях соблюдают требования по предотвращению запыленности и загазованности воздуха. Не допускается при уборке отходов и мусора сбрасывать их с верхних этажей зданий и сооружений без применения закрытых лотков и бункеров-накопителей.
- 14) В процессе выполнения буровых работ при достижении водоносных горизонтов принимают предусмотренные проектом меры по предотвращению загрязнения подземных вод нижележащих горизонтов.
- 15) Выбор типов строительных машин, оборудования и транспортных средств определяется минимальным выделением токсичных газов при работе.
- 16) Решения по определению местоположения и размеров отвалов грунта должны исключать использование или засорение земельных участков, учитывать сохранение растительного слоя и минимальные нарушения гидрологического режима.
- 17) Неиспользуемые отходы строительного производства, в том числе от разборки существующих зданий и сооружений, и строительный мусор складироваться и вывозятся в места, отводимые на непригодных для землепользования территориях.

## **1.2.Охрана почвы**

Одним из основных мероприятий по охране почв является рекультивация наружных земель

Рекультивация земель – это комплекс работ, направленных на восстановление продуктивности и народнохозяйственной ценности наружных земель, а также улучшение условий окружающей среды в соответствии с интересами общества.

В соответствии ГОСТ 17.5.3.04-83 рекультивации подлежат наружные земли всех категорий, а также прилегающие земельные участки, полностью или частично утратившие продуктивность в результате отрицательного воздействия наружных земель.

Рекультивация наружных земель должна осуществляться в два последовательных этапа: технический и биологический в соответствии с требованиями ГОСТ 17.5.1.01-83.

При проведении технического этапа рекультивации земель в зависимости от направления рекультивируемых земель должны быть выполнены следующие основные работы:

- грубая и чистовая планировка поверхности откосов, отвалов, засыпка нагорных, водоотводных каналов, выхолаживание и трассировка откосов;
- освобождение рекультивируемой поверхности от крупногабаритных обломков пород, производственных (обломков) конструкций и строительного мусора;
- строительство подъездных путей к рекультивируемым участкам;
- устройство при необходимости дренажной отводящей, оросительной сети и строительство других гидротехнических сооружений;
- создание и улучшение структуры рекультивируемого слоя, мелиорация токсичных пород и загрязненных почв, если возможна их засыпка слоем потенциально плодородных почв;
- создание при необходимости экранируемого слоя;
- покрытие поверхности потенциально плодородными слоями почвы.

В соответствии с Земельным кодексом РФ предприятия, организации, учреждения, осуществляющие промышленное или иное строительство, разрабатывающие месторождение полезных ископаемых открытым способом, а также производящие другие работы, связанные с нарушением почвенного покрова, обязаны снимать и хранить плодородный слой почвы в целях использования его для рекультивации земель и повышения плодородия малопродуктивных угодий.

В соответствии с ГОСТ 17.4.3.02-85 снятие и рациональное использование плодородного слоя почвы при производстве земельных работ следует производить на землях всех категорий.

Снятие плодородного и потенциально-плодородного слоев почв следует производить селективно. Плодородный слой почвы должен быть использован для землевания малопродуктивных угодий и биологической рекультивации земель.

Потенциально-плодородный слой почвы должен быть использован в основном для биологической рекультивации земель. Плодородный слой почвы, неиспользованный в ходе работ, должен быть сложен в бурты, соответствующие требованиям ГОСТ 17.5.3.04-83. Поверхность бурта и его откосы должны быть засеяны многолетними травами, если срок хранения плодородного слоя почвы может превышать 2 года. плодородный слой почвы может храниться в буртах в течении 20 лет.

## **2. Организация безопасных условий труда**

Вопросы безопасности труда рабочих строителей разрабатываются на стадии проектирования. При этом необходимо выявить все опасные и вредные производственные факторы, которые могут возникнуть при производстве работ.

Все виды по организации безопасности условий труда выполняются с учетом требований по СНиП 12.03-01 «Безопасность труда в строительстве».

Строительство требует выполнения довольно сложных и многообразных организационно-технологических решений в процессе подготовки производства и на стадии его осуществления. Это выдвигает повышенные требования к созданию и обеспечению безопасных условий труда на производстве, совершенствованию технологических процессов и осуществлению мероприятий по охране труда в строительстве. Новая техника, научно-обоснованные правила безопасности труда, высокая квалификация персонала и правильные условия эксплуатации технических средств являются необходимыми факторами в решении проблем безопасности труда. Возникновение нетрудоспособности у работника вследствие опасных условий труда сопровождается значительными экономическими потерями в виде потерь производительности труда и денежных средств. Условия профессионального труда неразрывно связаны с технической культурой производства и научной организацией труда, которая обуславливает нормальные санитарно-гигиенические, эстетические и безопасные условия труда и является основой культуры производства.

### **2.1. Основные требования по технике безопасности при производстве строительного-монтажных работ**

- 1) Стройплощадка должна быть обеспечена санитарно-бытовыми помещениями, выполненными и оборудованными в соответствии с утвержденными в установленном порядке нормами по проектированию бытовых зданий и помещений, здравпунктов и пунктов питания строительного-монтажных организаций.
- 2) На объекте должны быть аптечки с медикаментами, набор фиксирующих шин и другие средства для оказания первой помощи пострадавшим.
- 3) На строительстве, где это требуется по условиям работы, у оборудования, машин и механизмов, на автомобильных дорогах и других опасных местах должны быть вывешены хорошо видимые, а в темное время суток освещены, предупредительные и указательные надписи и знаки безопасности, плакаты и инструкции по технике безопасности; в необходимых случаях должны быть устроены ограждения или назначены дежурные.
- 4) В местах перехода через канавы и траншеи (глубиной более 1 м), а также для прохода к рабочим местам, где это необходимо по условиям работы, должны быть устроены переходные мостики шириной не менее 0,6м с перилами высотой 1м.

- 5) Рабочие места, в случае необходимости, должны иметь ограждения, защитные и предохранительные устройства и приспособления. При работе, требующей подмащивания, нельзя использовать ненадежные опоры для устройства настилов. На рабочих местах запрещается присутствовать посторонним лицам. Рабочие места, расположенные над землей или перекрытием на расстоянии 1 м и выше, должны быть ограждены перилами высотой 1 м от рабочего настила.
- 6) Предохранительные пояса, выдаваемые рабочим, должны изготавливаться, испытываться и храниться в соответствии с требованиями ГОСТ.
- 7) Котлованы и проемы, к которым возможен доступ людей, должны быть закрыты сплошным и прочным настилом или иметь ограждения с бортовыми досками по всему периметру.
- 8) Запрещается подъем конструкций и изделий не имеющих монтажных петель, маркировки и меток, обеспечивающих их правильную строповку и монтаж.
- 9) Очистку элементов и конструкций от грязи, наледи и т.п. следует производить на земле до их подъема.
- 10) Стropовку элементов и конструкций следует производить инвентарными стропами и грузозахватными приспособлениями.
- 11) Элементы и конструкции во время перемещения должны удерживаться от раскачивания и вращения оттяжками из пенькового каната или тонкого гибкого троса. На монтажной площадке должен быть установлен порядок обмена условными сигналами между лицом, руководящим подъемом и машинистом крана, а также рабочим на оттяжках.
- 12) Запрещается перемещать груз над работающими внизу людьми.
- 13) При уплотнении бетонной смеси электровибраторами надлежит соблюдать следующие требования:
- 14) Работающих с вибраторами подвергать периодическому медицинскому осмотру.
- 15) Рукоятки вибраторов снабжать амортизаторами.
- 16) Не принимать руками поверхностные вибраторы, ручное перемещение вибраторов во время виброуплотнения производить при помощи гибких тяг.
- 17) При перерывах в работе, а также при переходах бетонщиков с одного места на другое, электровибраторы отключать.
- 18) После работы вибраторы и шланговые провода очистить от бетонной смеси и грязи, насухо протереть.
- 19) Все пусковые электрические устройства должны быть оборудованы кожухами и места их установки - ограждены.

- 20) Металлические части машин и механизмов с электроприводами должны быть заземлены.
- 21) Временную наружную открытую проводку на строительной площадке следует выполнять изолированным проводом на надежных опорах, чтобы нижняя точка провода находилась на высоте не менее 2,5 м над рабочим местом, 3,5 м над проходами и 6 м над проездами.
- 22) Силовой шланговый кабель, подводящий напряжение к двигателям передвижных машин и механизмов, при их работе должен свободно перемещаться и быть защищен от механических повреждений.
- 23) Для переносных светильников напряжение должно быть не выше 36 в, а в особо опасных местах - не выше 12 в.
- 24) При выполнении работ с применением машин в охранной зоне воздушных ЛЭП необходимо выполнять требования ГОСТ 12.1.013-78.
- 25) При производстве строительно-монтажных работ необходимо выполнять требования "Безопасность труда в строительстве, ч.1. Общие требования" СНиП 12-03-2001; "Безопасность труда в строительстве, ч.2. Строительное производство". СНиП 12-04-2002.

## **2.2. Ограждение строительной площадки и опасных зон**

На монтажной площадке существуют зоны, где постоянно или потенциально действуют опасные производственные факторы.

Защитные ограждения служат для предотвращения непреднамеренного доступа посторонних в опасную зону, а сигнальные – для предупреждения о границах опасной зоны. Защитно-охранные и защитные ограждения применяются для обозначения границ опасных зон, где постоянно действуют опасные производственные факторы, а сигнальные – где потенциально действуют опасные факторы.

В указанных опасных зонах не допускается: нахождение посторонних лиц; выполнение работ, несвязанных с монтажом строительных конструкций; размещение временных сооружений.

Работающих в опасной зоне людей обеспечивают соответствующими средствами защиты и инструктируют по правилам безопасности производства работ в данной конкретной зоне.

В дополнение к ограждениям опасной зоны обозначаются подписями, само ограждение территории стройплощадки размещается на расстоянии 8-10 м от строящегося объекта со стороны движения пешеходов и транспорта. Ограждение строительной площадки производится из железобетонных плит высотой 2 м.

## **2.3. Проектирование внутриплощадочных работ**

При разработке стройгенплана следует проанализировать возможность использования существующих постоянных дорог.

Временные дороги по возможности должны быть кольцевыми. На тупиковых участках следует устраивать разворотные (участки) площадки размерами 12×12 м.

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

Размеры закругления дорог в плане следует принимать в зависимости от маневровых свойств транспорта в пределах 12-30 м. Радиус закругления принят равным 12 м.

#### **2.4.Складирование материалов и конструкций**

Складирование материалов и конструкций должно обеспечивать безопасность ведения погрузочно-разгрузочных работ, исключать самопроизвольное смещение, просадку, осыпание и раскатывание материалов.

На стройплощадке для временного хранения материалов и конструкций устраивают открытые, полузакрытые и закрытые склады. Площадки для складирования с уклоном в 2...5° для отвода воды должны иметь подсыпку щебнем или песком 5-10 см.

В зоне действия грузоподъемных механизмов площадки складирования должны отделяться защитным ограждением.

При складировании сборных элементов и других штучных деталей удобство и безопасность работ должны обеспечивать:

- укладкой деталей в штабели с учетом их устойчивости и удобства отпуска;
- формированием штабелей из однородных деталей с учетом допустимой их высоты по прочности;
- разметкой границ штабелей и проходов между ними с учетом минимальной ширины прохода для рабочих не менее 1 м.

При складировании в отвалах песка, щебня и др. сыпучих материалов безопасность работ допускается:

- формированием отвала с углом естественного откоса;
- размещением отвалов у бровок выемок на безопасном расстоянии.

При хранении опасных и вредных веществ и материалов безопасность должна обеспечиваться:

- складированием в отдельных закрытых вентиляционных помещениях;
- размещением складов на территории стройплощадки с учетом «розы ветров» и изоляций от пункта приема пищи и водоемов;
- требуемой огнестойкостью складских помещений;

- оснащением эффективными средствами пожаротушения.

При складировании плит в штабели используются между ними прокладки размерами 15×15 см. высота штабеля не должна превышать 2 м.

### **2.5. Земляные работы.**

Они являются весьма трудоемким процессом, и безопасность их во многом зависит от вида и способов их производства, условий рельефа местности, рода грунта и вида сооружения.

Основной причиной травматизма при выполнении земляных работ является обрушения грунта в процессе его разработки и при последующих работах нулевого цикла, которое может происходить вследствие превышения нормативной глубины разработок выемок без креплений; неправильного устройства или недостаточной устойчивости и прочности крепления стенок выемок; нарушения правил их разработки; отсутствия водопровода или его устройства без учета геологических условий строительной площадки.

При производстве земляных работ травмы и аварии могут произойти в результате отсутствия или неправильного устройства в необходимых местах защитных ограждений и сигнализирующих устройств, несоблюдения правил работ вблизи опасных подземных коммуникаций. Они могут также происходить из-за недостаточной квалификации рабочих, управляющих машинами, самопроизвольного перемещения землеройных машин, потери машинами устойчивости.

Для предотвращения опасных факторов необходимо:

- до начала производства земляных работ в местах расположения действующих подземных коммуникаций должны быть разработаны и согласованы с организациями, эксплуатирующими эти коммуникации, мероприятия по безопасным условиям труда, а расположение подземных коммуникаций на местности обозначено соответствующими знаками или подписями;
- во избежании обрушения откосов необходимо грунт, извлеченный из котлована, размещать на расстоянии не менее 0,5 м от бровки выемки; не допускать разработку грунта «подколом»; устанавливать крепление откосов согласно документации;
- во избежании падения людей необходимо предусматривать ограждение с учетом требования нормативной документации; на ограждении необходимо устанавливать предупредительные знаки или подписи;
- перед допуском рабочих в котлованы или траншеи глубиной 1,3 м должно быть проверено крепление откосов или устойчивость стен.

### **2.6. Монтажные работы.**

Анализ причин травматизма при монтаже строительных конструкций показывает, что большая часть несчастных случаев вызвана : обрушением (падением монтируемых

конструкций; падением рабочих с высоты; несовершенством или неисправным состоянием механизмов и машин, а также электроустановок; несовершенством и ошибками при выборе монтажной оснастки (такелажные работы) и другими факторами (недостаточной освещенностью, неудовлетворительной последовательностью выполнения рабочих операций).

Технология монтажа конструкций имеет ряд особенностей, связанных с конструктивным решением возводимого объекта, что диктует выбор способа монтажа конструкций и методы механизации и выдвигает требования безопасного производства.

Для избежания опасных факторов необходимо исчерпывающе знать технологию выполнения работ, все рабочие должны знакомиться с правилами техники безопасности. Сборные конструкции необходимо до их подъема очищать от грязи и наледи, а во время самого подъема удерживать от раскачивания и вращения; нельзя допускать подтягивание сборных конструкций при установке их в проектное положение. При скорости ветра 10 м/с и более монтаж вертикальных панелей прекращается. Приступая к выполнению работ на высоте, рабочий должен убедиться в прочности и устойчивости защитных и оградительных устройств, а также в удобстве и безопасности передвижения к рабочему месту.

Для работы монтажников применяют подвесные люльки, монтажные пояса, защитные каски и т.д. при выполнении сварочных работ используют подвесные подмости. Лестницы и скобы, применяемые для спуска (подъема) работающих на рабочие места, расположенные на высоте 5 м и более, оборудованы для закрепления предохранительного пояса. Переносные лестницы для подъема монтажника на высоту перед эксплуатацией необходимо испытать статической нагрузкой 1800 Н, приложенной к одной из ступеней в середине пролета лестницы. Лестницы испытываются: деревянные – каждые полгода, металлические – раз в год.

## **2.7.Бетонные работы.**

Причины возникновения опасных факторов:

- возможность получения травмы при заготовке арматуры;
- небрежность при изготовлении опалубки, вследствие чего она не имеет достаточной прочности;
- наличие неисправностей в используемых механизмах и приспособлениях;
- деформация и разрушение бетонных конструкций;
- вредность действия бетонной смеси на человека;
- значительный шум и вибрация при уплотнении бетонной смеси.

Для избежания опасных факторов необходимо:

- при выполнении работ по заготовке арматуры необходимо предусмотреть ограждение рабочего места; при натяжении арматуры устанавливаются ограждения высотой не менее 1,8 м; устойчиво для натяжения оборудована сигнализацией, не допускается пребывание людей ближе чем на 1 м от стержней;
- перед бетонированием конструкций ежедневно проверяется состояние опалубки, подмостей, ограждений и лестниц, обнаруженные неисправности устраняют до начала работ;
- производить разборку опалубки следует только после приобретения бетоном прочности, перед разборкой необходимо установить отсутствие нагрузок и дефектов в работе, которые могут повлечь за собой деформации или обрушение конструкций;
- персонал, работающий на бетонных работах, должен быть обеспечен средствами индивидуальной защиты и должен соблюдать правила производственной безопасности;
- при уплотнении бетонной смеси электровибраторами необходимо перед началом работ тщательно проверить их исправность и принять меры защиты от поражения электрическим током; во время работы необходимо следить за прочностью крепления вибратора; в качестве индивидуальных средств защиты от вибрации применяют виброзащитные рукавицы и виброзащитную обувь.

## **2.8. Вопросы пожарной безопасности.**

Проектом организации строительства предусматриваются и должны выполняться следующие противопожарные мероприятия:

- 1) Территория строительной площадки должна быть обеспечена проездами и подъездными дорогами.
- 2) Ко всем строящимся и эксплуатируемым зданиям, в том числе и временным (вагончикам), должен быть обеспечен свободный подъезд. К зданиям и сооружениям шириной более 18м подъезды должны быть с двух сторон.
- 3) В ночное время дороги и проезды на строительной площадке, а также места расположения пожарных гидрантов должны быть освещены.
- 4) Обеспечить свободный подъезд к пожарным гидрантам, расстояние от гидрантов до зданий должно быть не более 50м и не менее 5м; от края дороги - не более 2м.
- 5) Склады легковоспламеняющихся жидкостей, лаков, красок устраиваются на расстоянии не менее 20м от строящихся зданий и не менее 50м от складов легковоспламеняющихся материалов. Наполненные и пустые баллоны следует хранить отдельно. Хранить в одном помещении баллоны с кислородом и баллоны с другими горючими газами запрещается.

- 6) Электрохозяйство стройплощадки, в том числе силовое и осветительное оборудование должно отвечать требованиям "Правил устройства электроустановок".
- 7) Строительная площадка должна быть обеспечена первичными средствами пожаротушения: водой, песком, водными растворами, огнетушителями и противопожарным инвентарем.
- 8) На строительной площадке должен быть оборудован противопожарный щит.
- 9) С целью предупреждения возможности возникновения пожаров на строительной площадке необходимо: ограничить количество хранящихся горючих материалов ( леса, пиломатериалов, столярных изделий, жидкостей и газообразных горючих веществ ), своевременно удалять в безопасные места или уничтожить отходы горючих материалов и строительного мусора.
- 10) С целью быстрого извещения о пожаре и вызове пожарной охраны на строительной площадке должна быть телефонная связь с возможностью доступа к телефонному аппарату в любое время суток.
- 11) Ответственность за пожарную безопасность на строящихся и реконструируемых объектах, строительных площадках, а также за соблюдение противопожарных требований действующих норм, своевременное выполнение противопожарных мероприятий, наличие и исправное содержание средств пожаротушения несет персонально начальник строительства или лицо его заменяющее.
- 12) Обеспечение пожарной безопасности на строительной площадке должно осуществляться и соответствовать требованиям действующих СНиП "Организация строительного производства", "Правила пожарной безопасности при производстве строительного-монтажных работ ", "Типовые правила пожарной безопасности для промышленных предприятий".

## Список литературы

1. СНиП 12-03-01. Часть 1. Безопасность труда в строительстве.-М.:ЦИТП Госстроя РФ, 2001. -352 с.
2. СНиП 12-04-01. Часть 2. Безопасность труда в строительстве.-М.:ЦИТП Госстроя РФ, 2001. -352 с
3. СНиП 31-01-2003 «Здания жилые многоквартирные»– М. ЦИТП, 2004г.
4. СНиП 2.01.07-85\* «Нагрузки и воздействия» - М.: Стройиздат, 1986 г. Заменен на СП 20.13330.2011 (ОАО «НИЦ «Строительство»)
5. СНиП 2.08.02-89\* «Общественные здания и сооружения».-М.:Госстрой РФ, 2000г. Заменен на СП 118.13330.2012 (СНиП 31-06-2009). Общественные здания и сооружения [2013] (ОАО Институт зданий)
6. СНИП 3.01.01 -85\*. Организация строительного производства/Госстрой СССР. —М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. — 57 с.
7. СНиП 2.02.01-83 «Основание зданий и сооружений» - М.: Стройиздат, 1985. Заменен на СП 22.13330.2011(ОАО «НИЦ «Строительство»)
8. СНиП 21-01-97 «Пожарная безопасность зданий и сооружений». - М.: Госстрой РФ, 1997г.
9. СНиП 2.02.03-85 «Свайные фундаменты» - М.: Стройиздат – 1986 г.
10. СП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные приложения. - ., 2004.
11. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. - М., 2005.
12. СП 52-103-2007. Железобетонные монолитные конструкции зданий. - М., 2007.
13. СП 23-101-04 «Проектирование тепловой защиты зданий» - М.: Госстрой РФ, 2004 г.
14. СП 52-102-2004. Предварительно напряженные железобетонные конструкции. Основные положения. - М., 2005. 52-103-2007.
15. СП 131.13330.2012 «Строительная климатология» (актуализированная редакция СНиП 23-01-99. – М.: ЦИТП Госстроя РФ, 2000. – 136 с.)
16. СП 50.13330.2012 «Тепловая защита здания» (актуализированная редакция СНиП 23-02-2003 –М.:Госстрой России, 2004. – 40 с)
17. ГОСТ 30494-2011 Здания жилые и общественные. Параметры микроклимата в помещениях - ОАО "СантехНИИпроект", ОАО "ЦНИИПромзданий"
18. ТЕР 81-02-01-2001. ТЕР №1. Земляные работы;
19. ГЭСН-2001-01. ГЭСН №1. Земляные работы;
20. ТЕР 81-02-06-2001. ТЕР №6. Бетонные и железобетонные конструкции монолитные;
21. ГЭСН-2001-06. ГЭСН №6. Бетонные и железобетонные конструкции монолитные;
22. ТЕР 81-02-07-2001. ТЕР №7. Бетонные и железобетонные конструкции сборные;

23. ГЭСН-2001-07. ГЭСН №7. Бетонные и железобетонные конструкции сборные;
24. ТЕР 81-02-08-2001. ТЕР №8. Конструкции из кирпича и блоков;
25. ГЭСН-2001-08. ГЭСН №8. Конструкции из кирпича и блоков;
26. ТЕР 81-02-09-2001. ТЕР №9. Строительные металлические конструкции;
27. ГЭСН-2001-09. ГЭСН №9. Строительные металлические конструкции;
28. ТЕР 81-02-10-2001. ТЕР №10. Деревянные конструкции;
29. ГЭСН-2001-10. ГЭСН №10. Деревянные конструкции;
30. ТЕР 81-02-11-2001. ТЕР №11. Полы;
31. ГЭСН-2001-11. ГЭСН №11. Полы;
32. ТЕР 81-02-12-2001. ТЕР №12. Кровли;
33. ГЭСН-2001-12. ГЭСН №12. Кровли;
34. ТЕР 81-02-15-2001. ТЕР №15. Отделочные работы;
35. ГЭСН-2001-15. ГЭСН №15 Отделочные работы;
36. Берлинов. М.В. «Основания и фундаменты».
37. Дикман Л.Г. Организация и планирование строительного производства. Учебник для вузов. М 2002г.
38. Гаевой А.Ф. Усик С.А. «Курсовое и дипломное проектирование промышленных и гражданских зданий». М.Стройиздат, 1987
39. Григорьев А.В., Комаров В.А., Вдовина В.Я. «Выбор монтажных приспособлений, оборудования и механизмов». Учеб.пособие. — Пенза: Пенз. гос. архит.-строит. ин-т. — 88 с.
40. Кузнецов В.С. Железобетонные конструкции многоэтажных зданий. - М., 2013.
41. Сорочана .Е.А., Трофименкова .Ю.Г. «Справочник проектировщика». Основание, фундаменты и подземные сооружения» под ред. - М.: Стройиздат, 1985 г.
42. Уразов Ю.Н. “Организация и планирование строительного производства”. ПГАСА, 2003г.
43. Шлапакова Н.А., Белянская Н.М., Глазкова С.Ю. Основы организации и управления в строительстве. В двух частях. Пенза, ПГУАС, 2013г.
44. Учебно-методическое пособие «Экономическая оценка проектного решения строительства зданий».
45. EN 1990 «Basis of structural design».
46. EN 1991 «Action on structures».
47. EN 1992 «Design of concrete structures».
48. EN 1996 «Design of masonry structures».

Фасад 1-10



Фасад 10-1

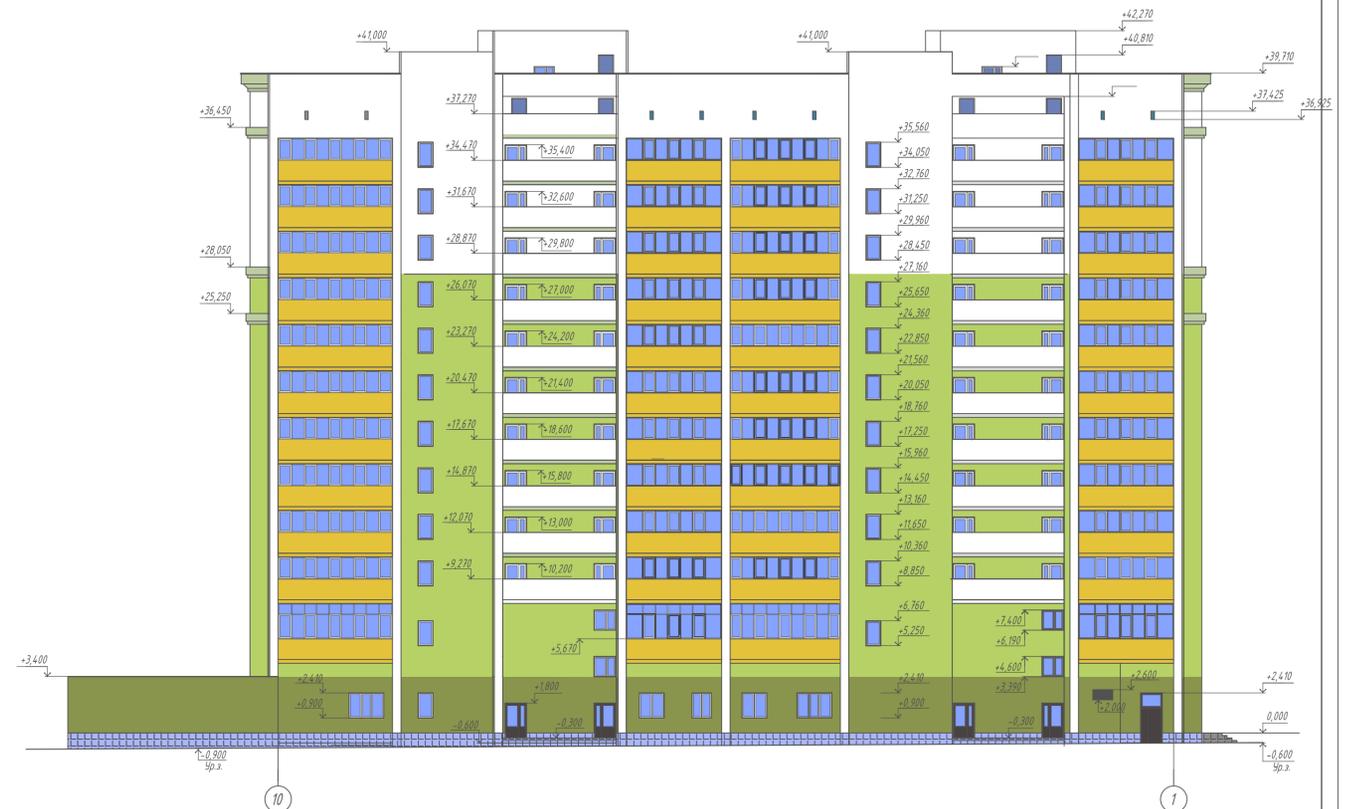
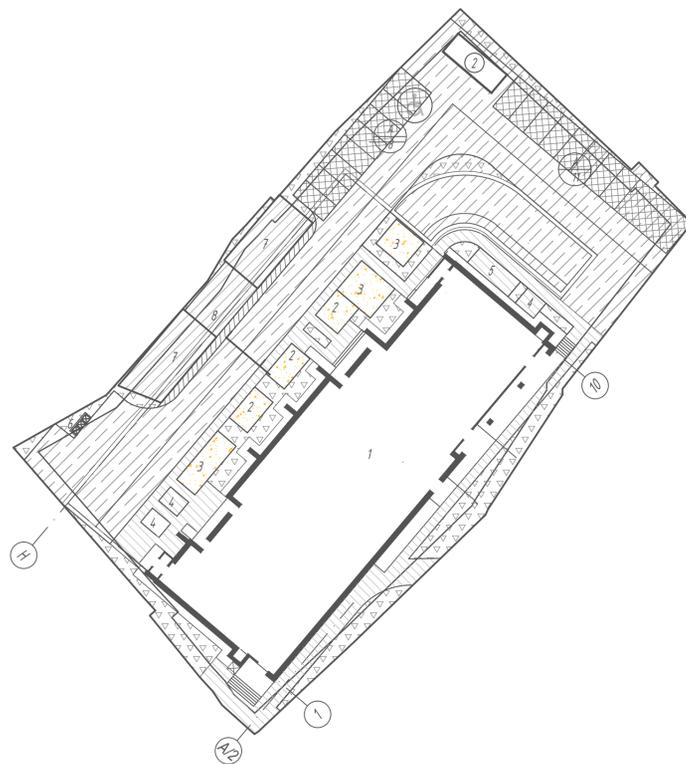
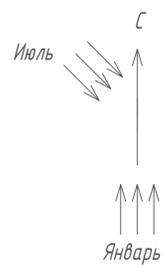


Схема организации земельного участка

Преобладание ветров



Экспликация площадок

Поз.	Наименование	Примечание
1	12-этажный жилой дом	1186,95 м <sup>2</sup>
2	Площадка для игр детей дошкольного возраста	45,15 м <sup>2</sup>
3	Площадка для игр детей младшего школьного возраста	70,30 м <sup>2</sup>
4	Площадка для отдыха взрослого населения	20,70 м <sup>2</sup>
5	Площадка для хозяйственных целей	16,40 м <sup>2</sup>
6	Площадка для мусоросборников	3,00 м <sup>2</sup>
7	Площадка для занятия физкультурой, в т.ч. гимнастическая площадка	165,40 м <sup>2</sup>
8	Площадка для игры в настольный теннис	42,00 м <sup>2</sup>

Условные обозначения:

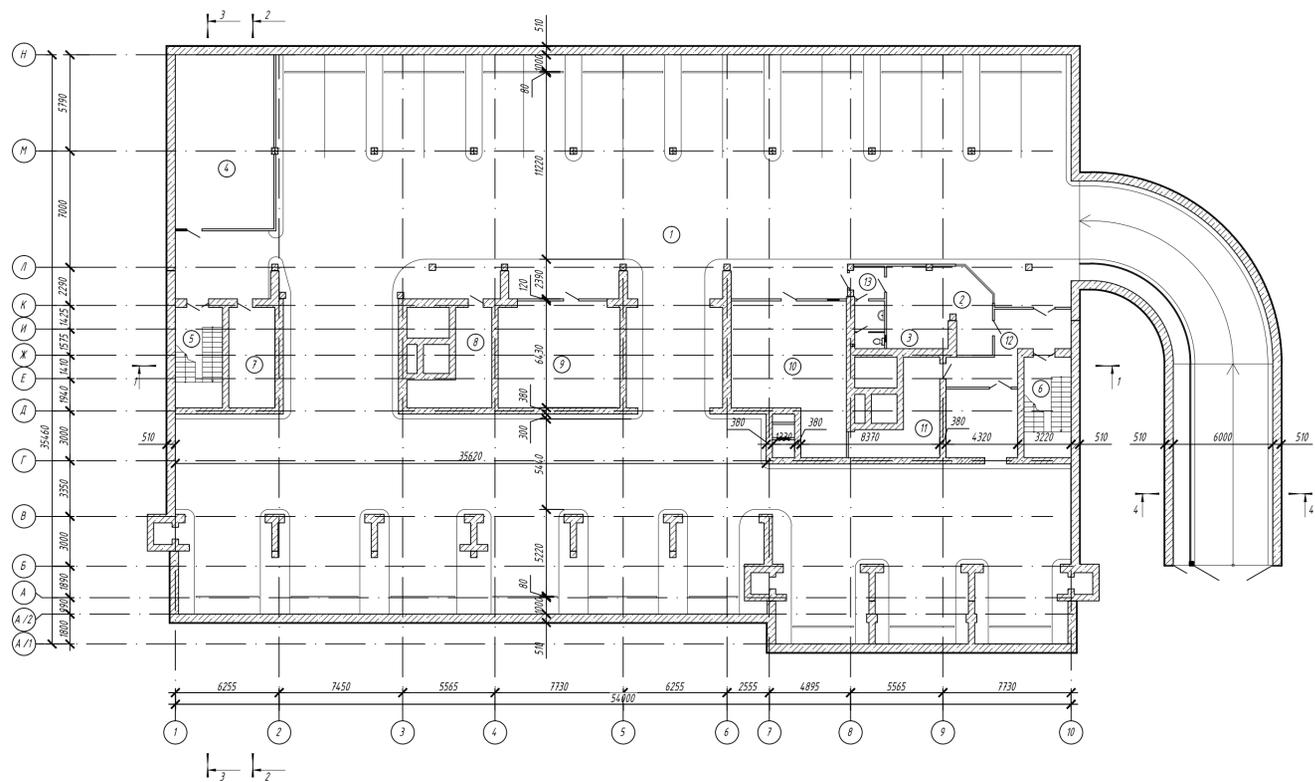
- Двухслойное асфальтобетонное покрытие автостоянок
- Однослойное асфальтобетонное покрытие проездов
- Асфальтобетонное покрытие тротуаров, площадок, отмостка
- Песчано-гравийное покрытие площадок
- Покрытие спортивных площадок
- Автостоянка на 11 машино-мест
- Автостоянка для МГН

Технико-экономические показатели

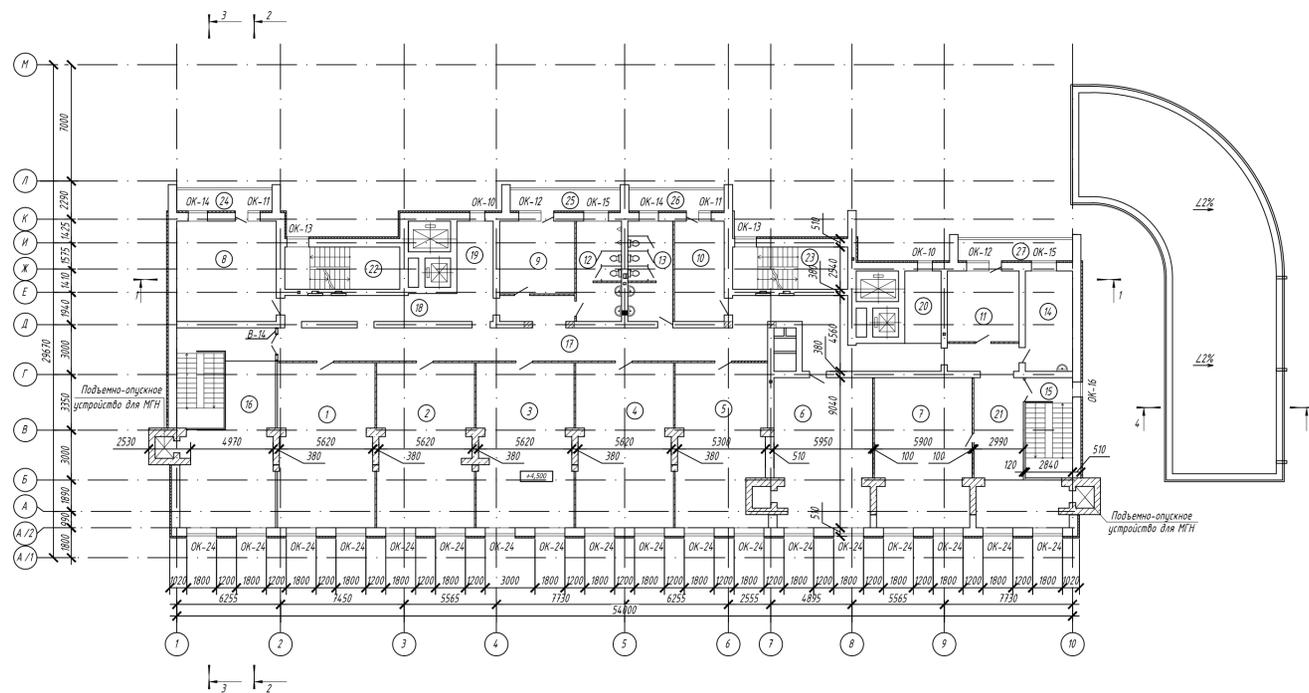
№ п/п	Наименование	Ед. изм.	По участку
1	Площадь предоставленного участка	м <sup>2</sup>	3578,00
2	Площадь застройки 12-этажного дома	м <sup>2</sup>	1186,95
3	Площадь двухслойного асфальтового покрытия автостоянки	м <sup>2</sup>	1162,95
4	Асфальтобетонное однослойное покрытие проездов	м <sup>2</sup>	1201,60
5	Асфальтобетонное покрытие тротуаров, дорожек, площадок, отмостка	м <sup>2</sup>	290,75
6	Гравийно-песчаное покрытие площадок	м <sup>2</sup>	115,45
7	Покрытие спортивных площадок	м <sup>2</sup>	165,40
8	Площадь озеленения территории	м <sup>2</sup>	370,35

Зав. инф.	Ласкаев Н. И.			ВКР - 2069059-08.03.01-130916-2017		
Руководитель	Артешин Д. В.			12-этажный 100-квартирный жилой дом со встроенными торговыми помещениями и подземным паркингом в г. Пензе		
Архитектура	Лукичев Ю. М.			Жилой дом со встроенными помещениями	Стандия	Лист
Конструкция	Артешин Д. В.					
Осн. и фунда.	Глухов В. С.			Фасад 1-10, фасад 10-1, генплан	ПГУАС	
ТОС	Азгаркина Н. В.				каф. СК, СТ 1-42	
Экономика	Сафьянов А. Н.					
БЖД и ООС	Разжибина Г. П.					
НИР	Артешин Д. В.					
Нормоконтроль	Артешин Д. В.					
Студент	Вершинина О. В.					

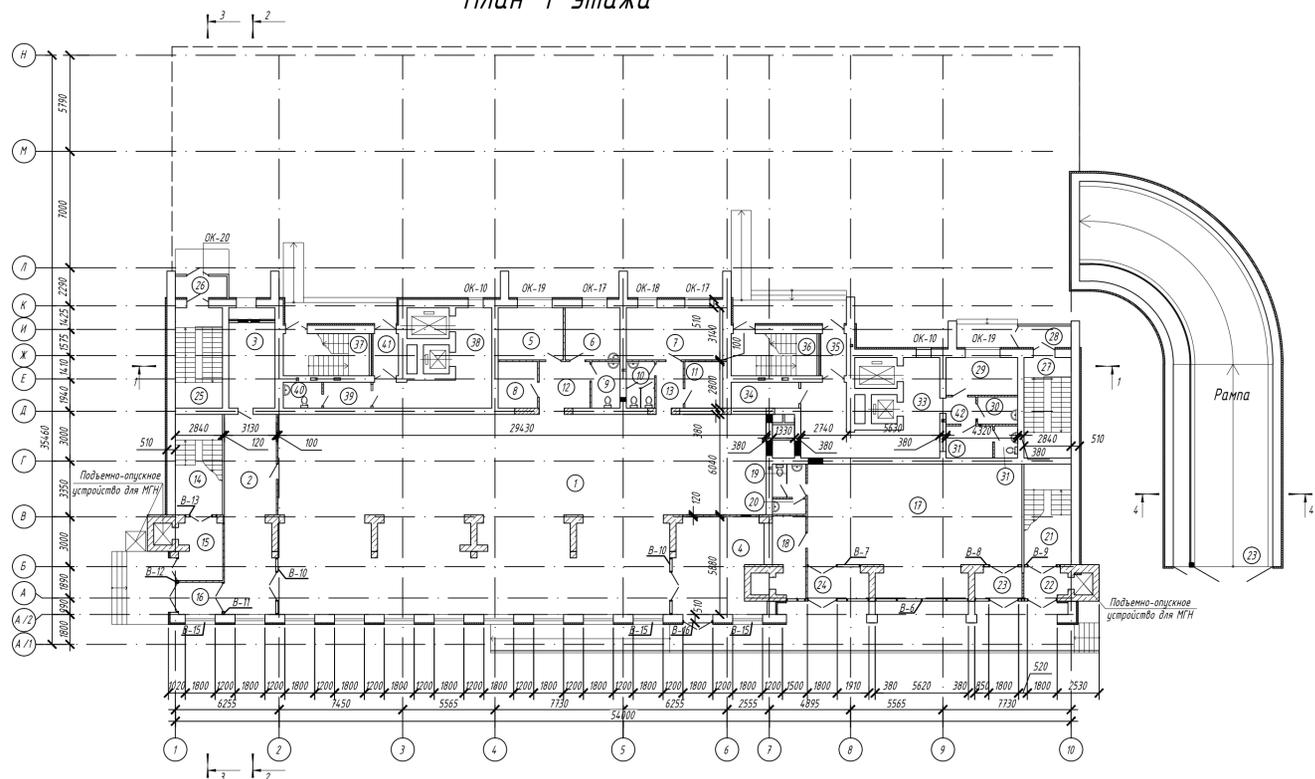
План на отм. -4.200



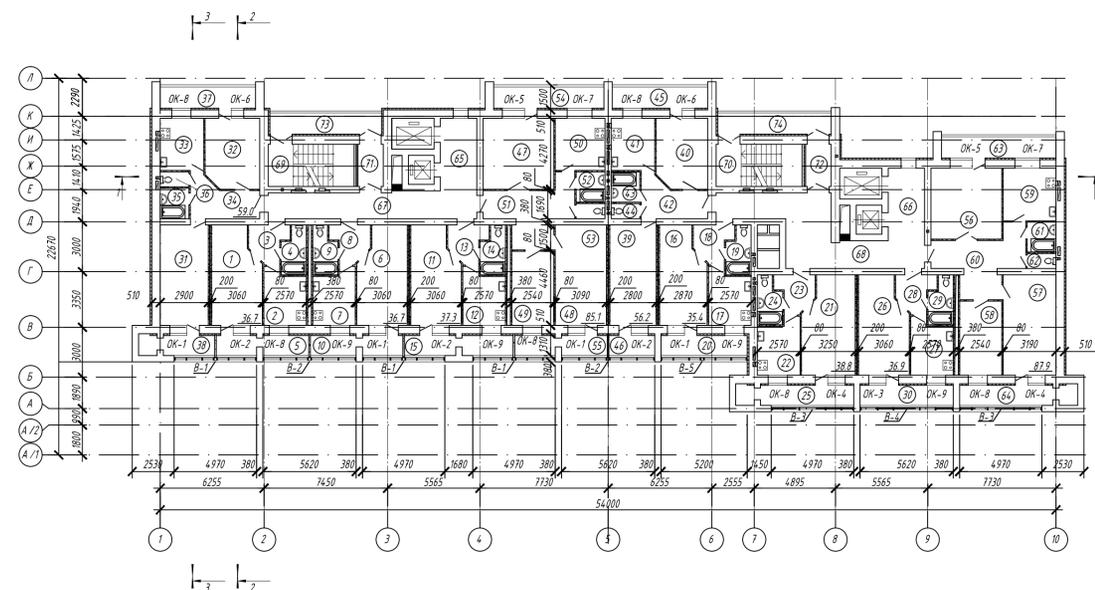
План 2 этажа



План 1 этажа



План 3-12 этажа



Примечания:

1. Экспликация помещений приведена в пояснительной записке
2. Данный лист смотреть совместно с листом 3

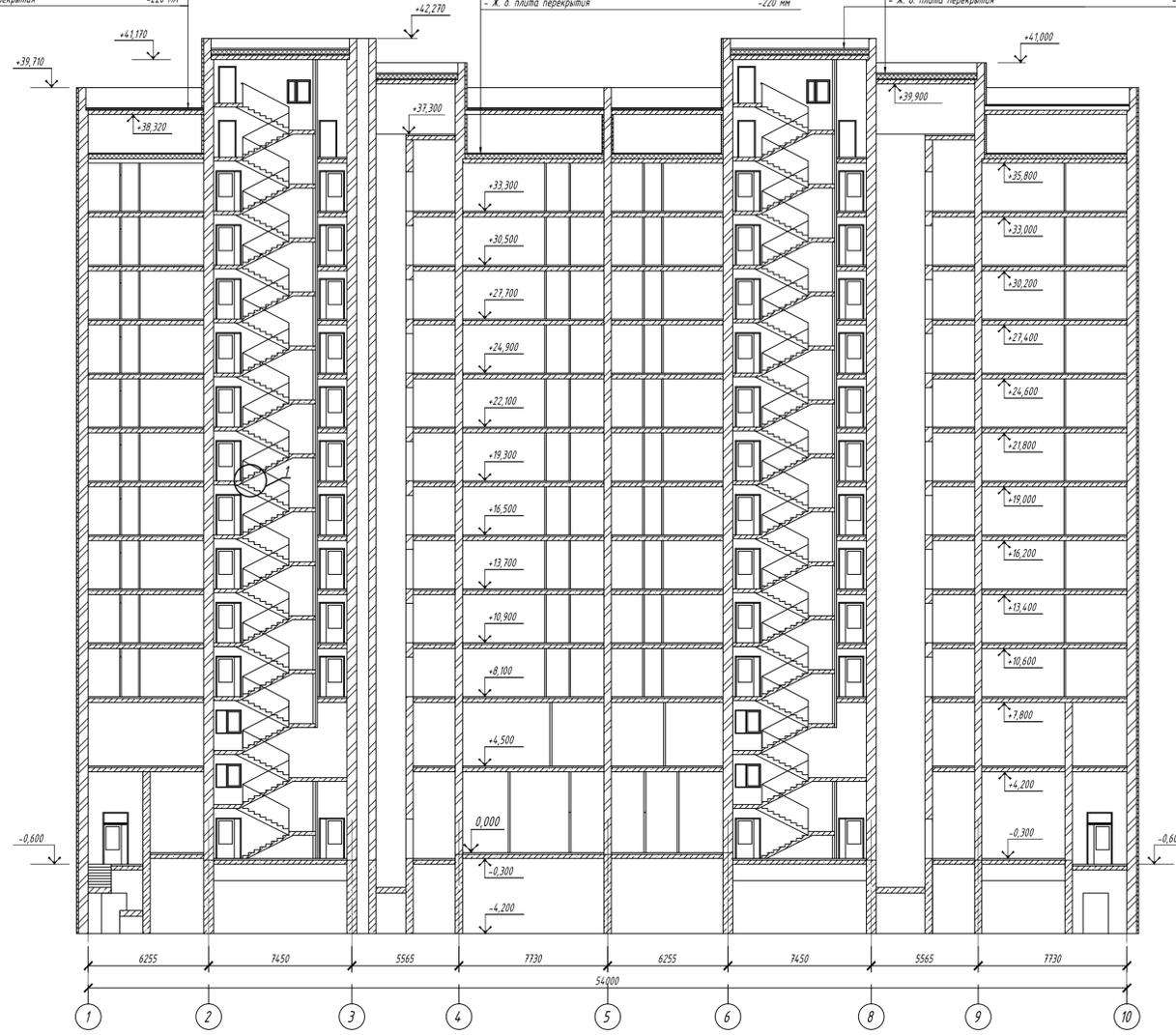
Зав. ифд.	Ласкав И. И.	ВКР -2069059-08.03.01-130916-2017	12-этажный 100-квартирный жилой дом со встроенными торгово-офисными помещениями и подземным паркингом в г. Пензе	Жилой дом со встроенными помещениями	Статия	Лист	Листов
Руководитель	Артемкин Д. В.				ВКР	2	9
Архитектура	Лушков Ю. М.	Планы на отм. -4.200, 1, 2, 3-12 этажей,	ПГУАС каф. СК, СТ 1-42				
Конструкции	Артемкин Д. В.						
Осн. и фунда.	Глухов В. С.						
ТОС	Азфаркина Н. В.						
Экономика	Сафьянов А. П.						
БЖД и ООС	Разжикина Г. П.						
НИР	Артемкин Д. В.						
Нормоконтроль	Артемкин Д. В.						
Студент	Вершинина О. С.						

### Разрез 1-1

- Слой графия по Гост 8267-93, втолненный в антисептированную битумную мастику -15 мм
- 2 слоя КТФлекс ТУ 5774-003-12304509-2002 на антисептированной битумной мастике МБК-Г-65 -10 мм
- Осушка битумным раствором
- Стяжка из цементно-песчаного раствора М 100, армированная сеткой 4Вр-1 с ячейкой 50x50 -50 мм
- Жесткие минераловатные плиты по Гост 22950-95  $\rho=100$  кг/м<sup>3</sup> -230 мм
- Пароизоляция-слой рубероида на антисептированной битумной мастике -5 мм
- Затирка цементно-песчаным раствором М 150 -10 мм
- Керамзитобетонная разуклонка -50 - 220 мм
- Ж. б. плита перекрытия -220 мм

- Стяжка из цементно-песчаного раствора М 100, армированная сеткой 4Вр-1 с ячейкой 50x50 -50 мм
- Жесткие минераловатные плиты по Гост 22950-95  $\rho=100$  кг/м<sup>3</sup> -230 мм
- Пароизоляция-слой рубероида на антисептированной битумной мастике -5 мм
- Затирка цементно-песчаным раствором М 150 -10 мм
- Керамзитобетонная разуклонка -50 - 220 мм
- Ж. б. плита перекрытия -220 мм

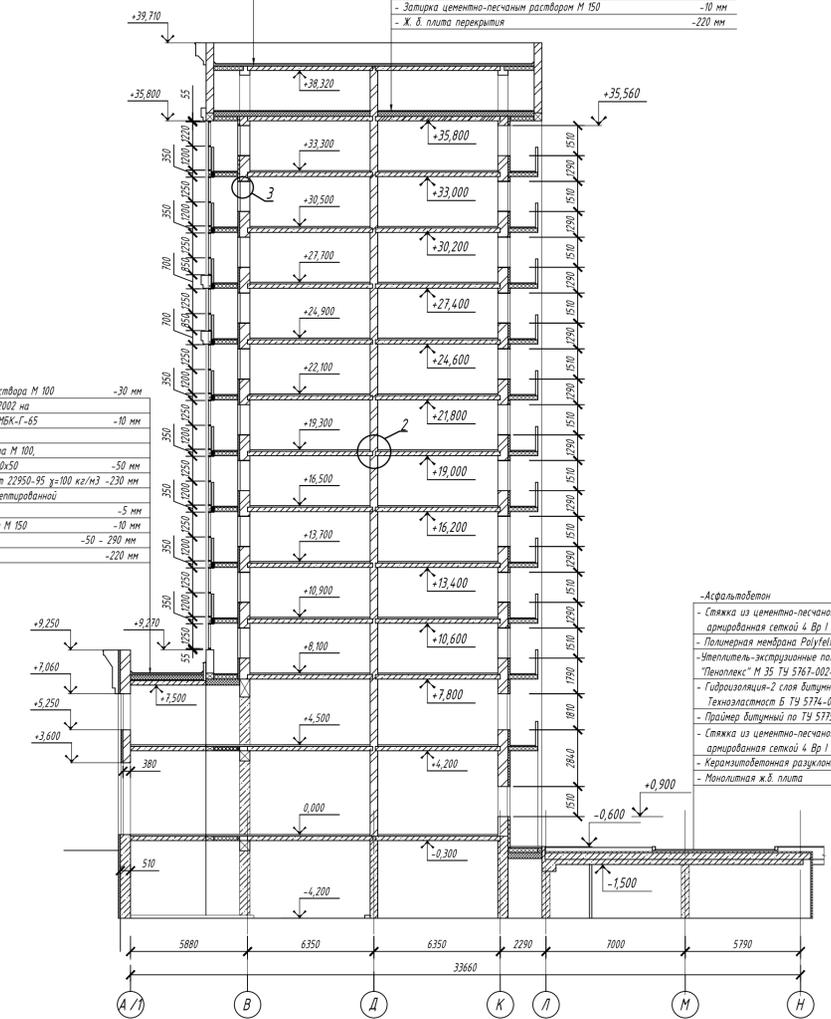
- Слой графия по Гост 8267-93, втолненный в антисептированную битумную мастику -15 мм
- 2 слоя КТФлекс ТУ 5774-003-12304509-2002 на антисептированной битумной мастике МБК-Г-65 -10 мм
- Осушка битумным раствором
- Стяжка из цементно-песчаного раствора М 100, армированная сеткой 4Вр-1 с ячейкой 50x50 -50 мм
- Жесткие минераловатные плиты по Гост 22950-95  $\rho=100$  кг/м<sup>3</sup> -230 мм
- Пароизоляция-слой рубероида на антисептированной битумной мастике -5 мм
- Затирка цементно-песчаным раствором М 150 -10 мм
- Керамзитобетонная разуклонка -50 - 200 мм
- Ж. б. плита перекрытия -220 мм



### Разрез 2-2

- Слой графия по Гост 8267-93, втолненный в антисептированную битумную мастику -15 мм
- 2 слоя КТФлекс ТУ 5774-003-12304509-2002 на антисептированной битумной мастике МБК-Г-65 -10 мм
- Осушка битумным раствором
- Стяжка из цементно-песчаного раствора М 100, армированная сеткой 4Вр-1 с ячейкой 50x50 -50 мм
- Жесткие минераловатные плиты по Гост 22950-95  $\rho=100$  кг/м<sup>3</sup> -230 мм
- Пароизоляция-слой рубероида на антисептированной битумной мастике -5 мм
- Затирка цементно-песчаным раствором М 150 -10 мм
- Керамзитобетонная разуклонка -50 - 220 мм
- Ж. б. плита перекрытия -220 мм

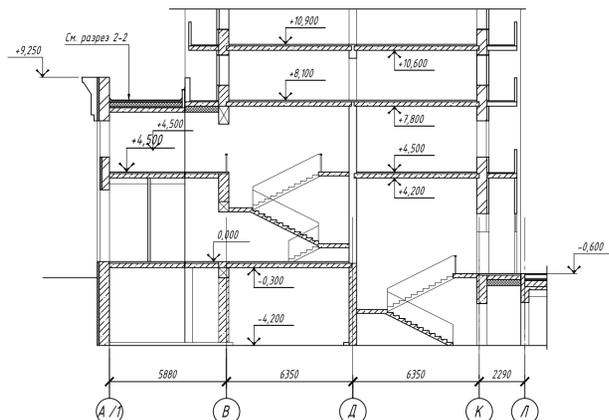
- Стяжка из цементно-песчаного раствора М 100, армированная сеткой 4Вр-1 с ячейкой 50x50 -50 мм
- Жесткие минераловатные плиты по Гост 22950-95  $\rho=100$  кг/м<sup>3</sup> -230 мм
- Пароизоляция-слой рубероида на антисептированной битумной мастике -5 мм
- Затирка цементно-песчаным раствором М 150 -10 мм
- Ж. б. плита перекрытия -220 мм



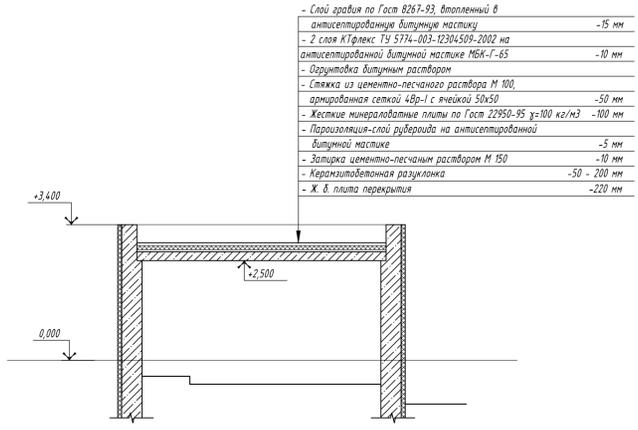
- Защитный слой-стяжка из цем. песч. раствора М 100 -30 мм
- 2 слоя КТФлекс ТУ 5774-003-12304509-2002 на антисептированной битумной мастике МБК-Г-65 -10 мм
- Осушка битумным раствором
- Стяжка из цементно-песчаного раствора М 100, армированная сеткой 4Вр-1 с ячейкой 50x50 -50 мм
- Жесткие минераловатные плиты по Гост 22950-95  $\rho=100$  кг/м<sup>3</sup> -230 мм
- Пароизоляция-слой рубероида на антисептированной битумной мастике -5 мм
- Затирка цементно-песчаным раствором М 150 -10 мм
- Керамзитобетонная разуклонка -50 - 220 мм
- Ж. б. плита перекрытия -220 мм

- Асфальтобетон -50 мм
- Стяжка из цементно-песчаного раствора М 100, армированная сеткой 4 Вр I 50x50 -50 мм
- Полимерная мембрана Polyfent DC/DN
- Утеплитель-экструзионные полистирольные плиты "Пеноплекс" М 35 ТУ 5767-002-4261013-99  $\rho=155$  кг/м<sup>3</sup> -50 мм
- Гидроизоляция-2 слоя битумного материала Техноэластас Б ТУ 5774-004-19525162-2003
- Праймер битумный по ТУ 5775-011-192162-2003
- Стяжка из цементно-песчаного раствора М 100, армированная сеткой 4 Вр I 50x50 -50 мм
- Керамзитобетонная разуклонка 0-300 мм
- Монолитная ж.б. плита -160 мм

### Разрез 3-3



### Разрез 4-4



- Слой графия по Гост 8267-93, втолненный в антисептированную битумную мастику -15 мм
- 2 слоя КТФлекс ТУ 5774-003-12304509-2002 на антисептированной битумной мастике МБК-Г-65 -10 мм
- Осушка битумным раствором
- Стяжка из цементно-песчаного раствора М 100, армированная сеткой 4Вр-1 с ячейкой 50x50 -50 мм
- Жесткие минераловатные плиты по Гост 22950-95  $\rho=100$  кг/м<sup>3</sup> -100 мм
- Пароизоляция-слой рубероида на антисептированной битумной мастике -5 мм
- Затирка цементно-песчаным раствором М 150 -10 мм
- Керамзитобетонная разуклонка -50 - 200 мм
- Ж. б. плита перекрытия -220 мм

Данный лист смотреть совместно с листом 4

Зав. иф.	Ласкав Н. И.				
Руководитель	Артемкин Д. В.				
Архитектура	Лучков Ю. М.				
Конструкции	Артемкин Д. В.				
Осн. и фунда.	Глухов В. С.				
ТОС	Азфаркина Н. В.				
Экономика	Сафьянов А. П.				
БЖД и ООС	Разжибина Г. П.				
НИР	Артемкин Д. В.				
Нормоконтроль	Артемкин Д. В.				
Студент	Вершинина О. С.				

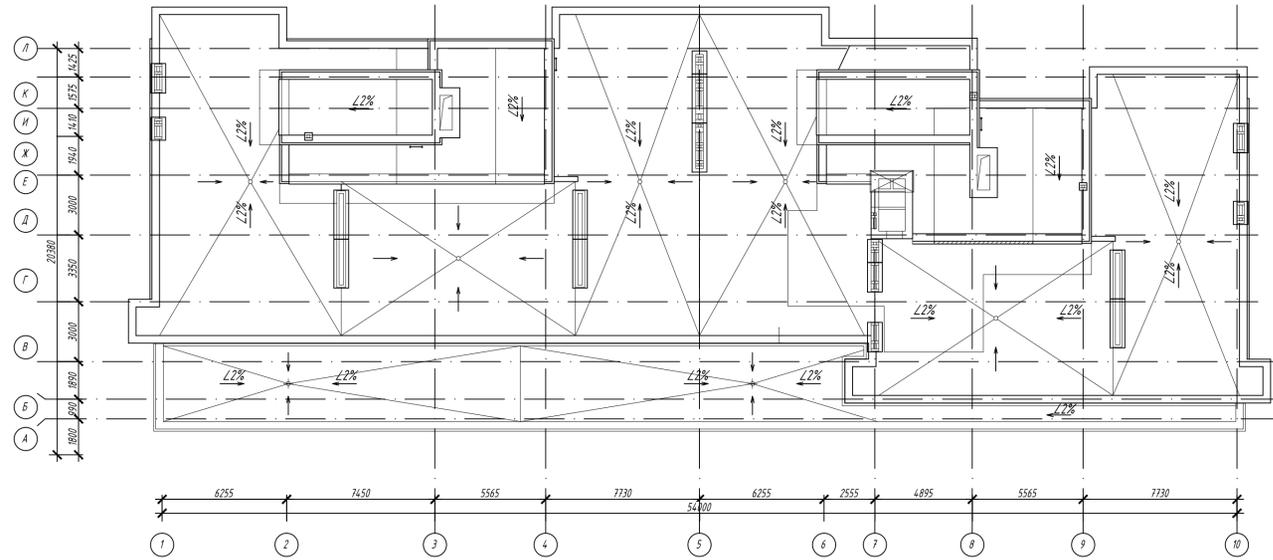
**ВКР -2069059-08.03.01-130916-2017**

12-этажный 100-квартирный жилой дом со встроенными торговыми-офисными помещениями и подземным паркингом в г. Пензе

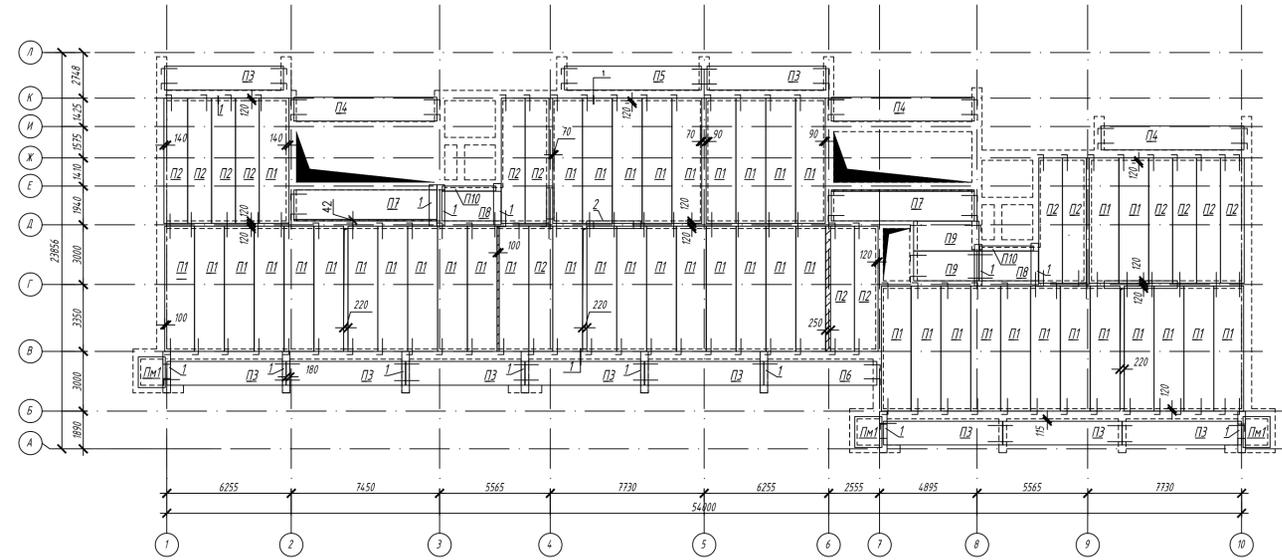
Жилой дом со встроенными помещениями	Статия	Лист	Листов
Разрезы 1-1, 2-2, 3-3, 4-4	ВКР	3	9

ПГУАС  
каф. СК, СТ 1-42

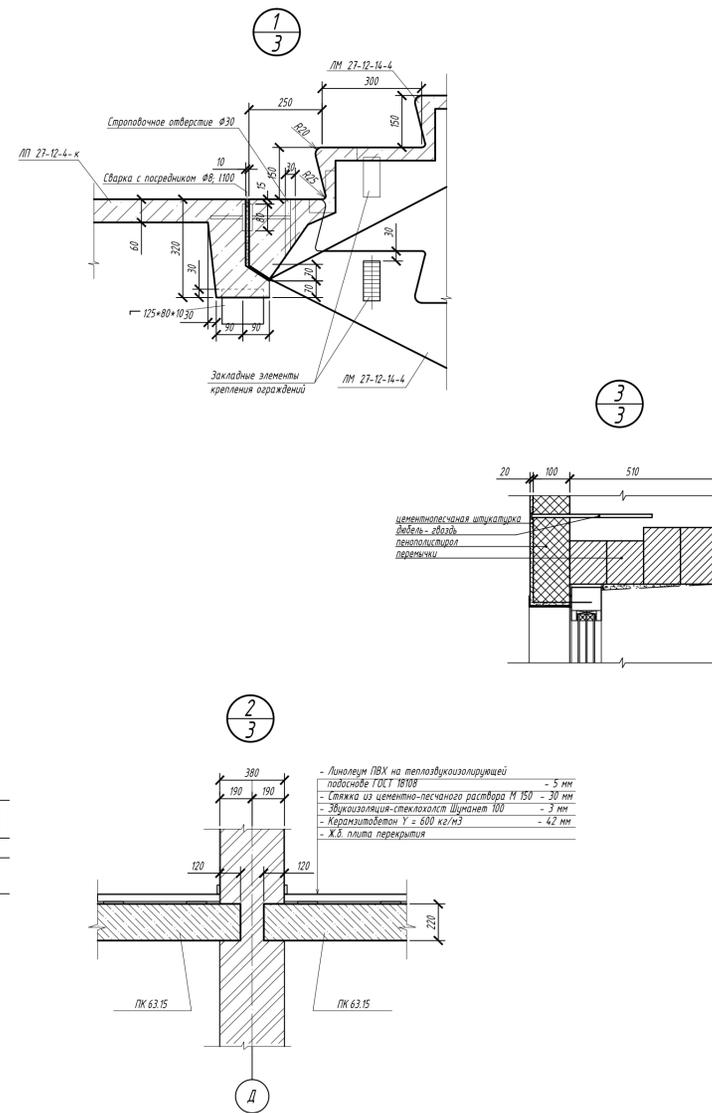
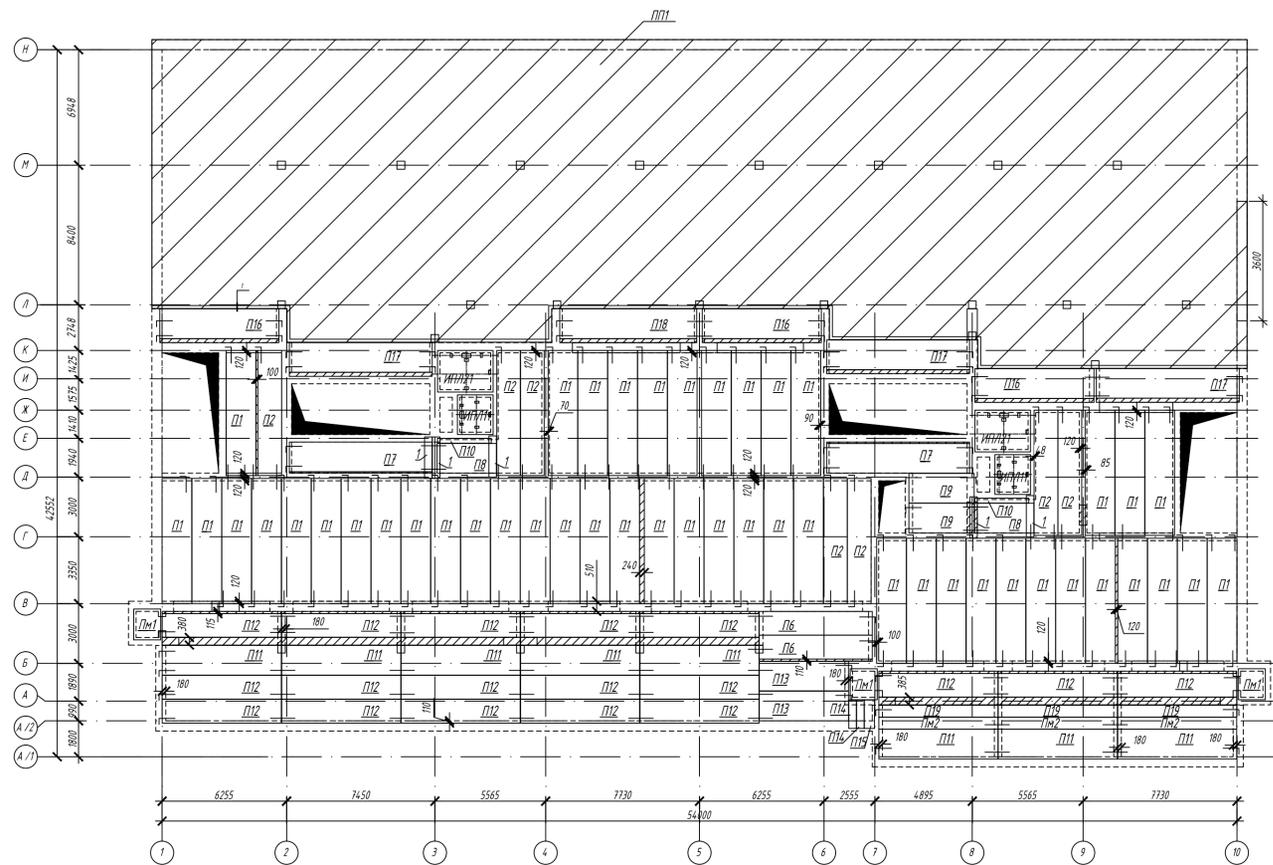
План кровли



План плит перекрытий 3-11 этажей



План плит перекрытия подвала

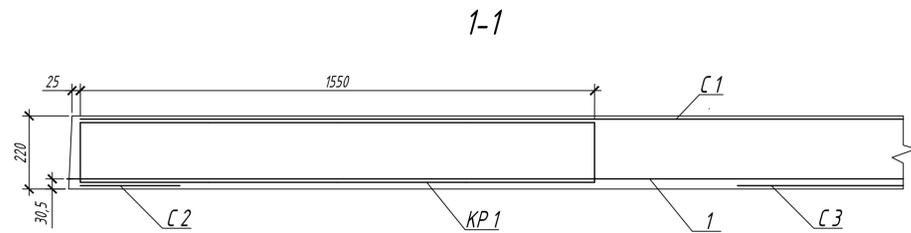
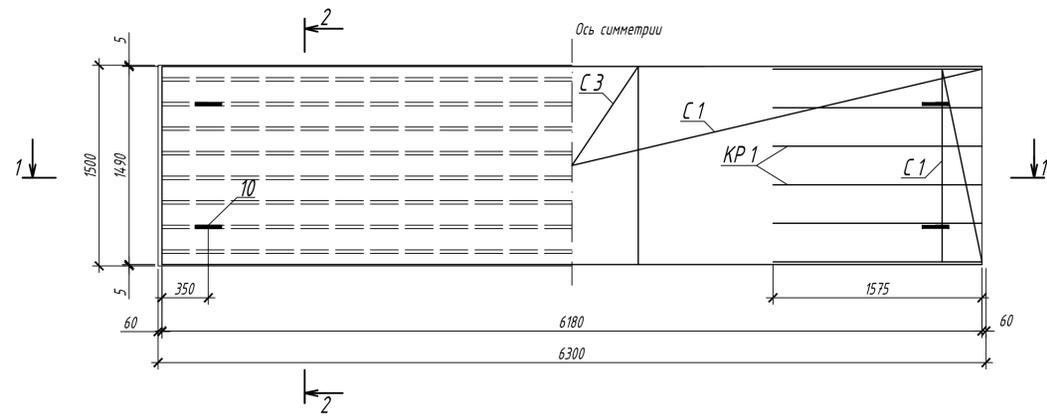


Спецификация на перекрытие

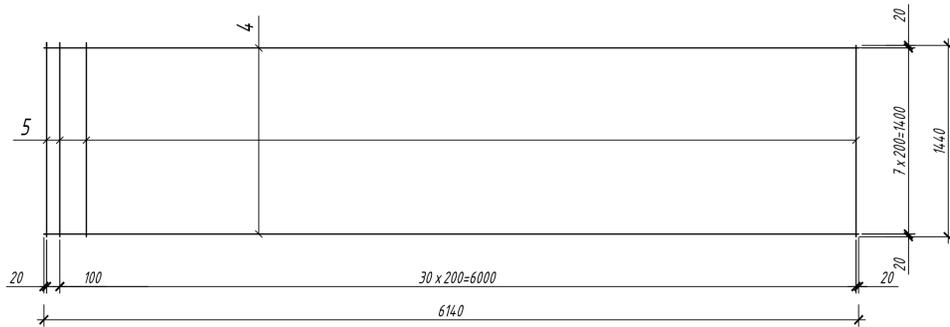
Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Примечание
1	Серия Б 1.038.1-1 вып. 2	ЗПП 21-71	18	433	
2	Серия Б 1.038.1-1 вып. 2	ЗПП 27-71	1	568	
П 1	Серия 1-14-1 вып. 63	ПК 63.15-8 Ам V T	92	2950	
П 2	Серия 1-14-1 вып. 63	ПК 63.12-8 Ам V T	22	2200	
П 3	Серия Б 1.041.1-1.2000 вып. 1	ПК 60.12-10 Ам 800	10	2100	
П 4	Серия 0-312 вып. 3,7	2 П 72.12-11.0 К 7(9) T	3	3060	
П 5	Серия 0-312 вып. 3,7	2 П 69.12-10.5 К 7(9) T	1	2930	
П 6	Серия 0-312 вып. 3,7	2 П 57.12-10.5 К 7(9) T	3	2430	
П 7	Серия Б 1.041.1-1.2000 вып. 4	ПК 72.12-8 Ам 800	4	2530	
П 8	Серия 1-14-1 вып. 63	ПК 30.15-8 Ам V T	2	1425	
П 9	Серия 0-312 вып. 4,8	2 П 33.15-35.5 К 7(9) T	4	1740	
П 10	Серия Б 1.038.1-1 вып. 2	ЗПП 27-71	4	568	
П 11	Серия 1-14-1 вып. 63	ПК 60.15-8 Ам V T	8	2800	
П 12	Серия 1-14-1 вып. 63	ПК 60.12-8 Ам V T	17	2100	
П 13	Серия 0-312 вып. 4,8	2 П 45.15-16.5 К 7(9) T	2	2380	
П 14	Серия Б 1.038.1-1 вып. 2	2 ПП 14-4	2	189	
П 15	Серия Б 1.038.1-1 вып. 2	5 ПП 14-5	1	253	
П 16	Серия Б 1.041.1-1.2000 вып. 2	ПК 60.15-10 Ам 800	3	2800	
П 17	Серия Б 1.041.1-1.2000 вып. 4	ПК 72.15-10 Ам 800	3	3350	
П 18	Серия 0-312 вып. 4,8	2 П 69.15-11.5 К 7(9) T	1	3630	
П 19	Серия 0-312 вып. 1,5	2 П 60.15-10.5 К 7(9) T	3	1280	
ПП 1	12/ П -2012- КЖИ -ПП 1	Плита перекрытия ПП 1	1	-	
Пм 1	12/ П -2012- КЖИ -Пм 1	Плита монолитная Пм 1	6	1280	
Пм 2	12/ П -2012- КЖИ -Пм 2	Плита монолитная Пм 2	3	2060	
ИПЛ 11	12/ П -2012- КЖИ -ИПЛ 11	Плита лифта ИПЛ 11	2	1780	
ИПЛ 21	12/ П -2012- КЖИ -ИПЛ 21	Плита лифта ИПЛ 11	2	2925	
				<b>Материалы</b>	
				Бетон класса В25	60,9 м <sup>2</sup>

Зав. иф.	Ласков И. И.		<b>ВКР -2069059-08.03.01-130916-2017</b>				
Руководитель	Артемьев Д. В.		12-этажный 100-квартирный жилой дом со встроенными торговыми-офисными помещениями и подземным паркингом в г. Пензе				
Архитектура	Луков Ю. М.		<b>Жилой дом со встроенными помещениями</b>				
Конструкция	Артемьев Д. В.		Статия	Лист	Листов		
Осн. и фунда.	Глухов В. С.		У	4	9		
ТОС	Азаркина Н. В.		ПГУАС каф. СК, СТ 1-42				
Экономика	Сафьянов А. П.	План кровли, план перекрытия подвала, план перекрытий 3-11 этажей, спецификация, узлы 1, 2, 3					
БЖД и ООС	Разживина Г. П.						
НИР	Артемьев Д. В.						
Нормоконтроль	Артемьев Д. В.						
Студент	Вершинина О. С.						

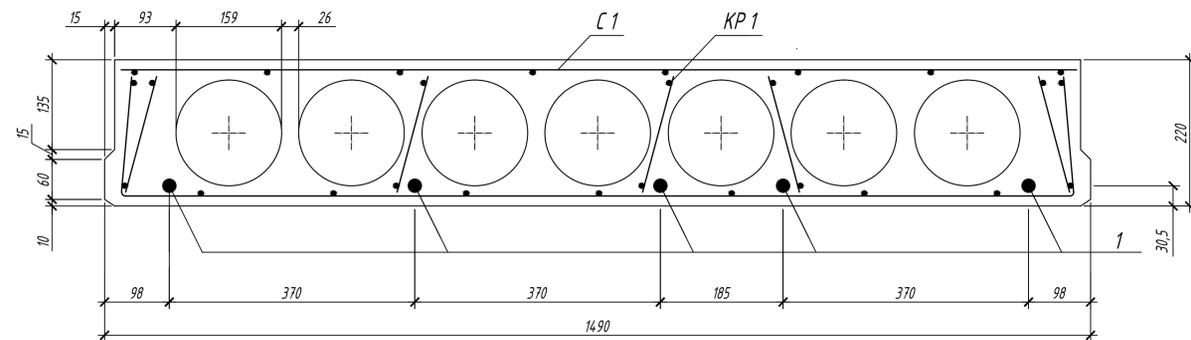
ПК 63.15



C1

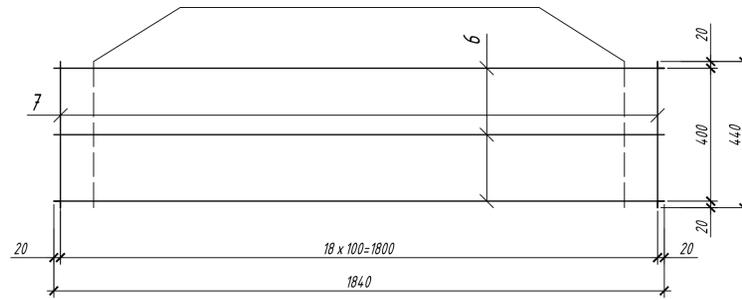


2-2

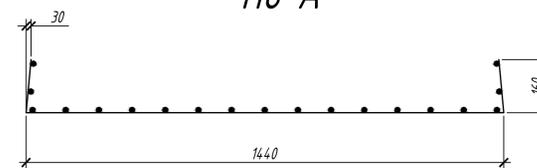


C2

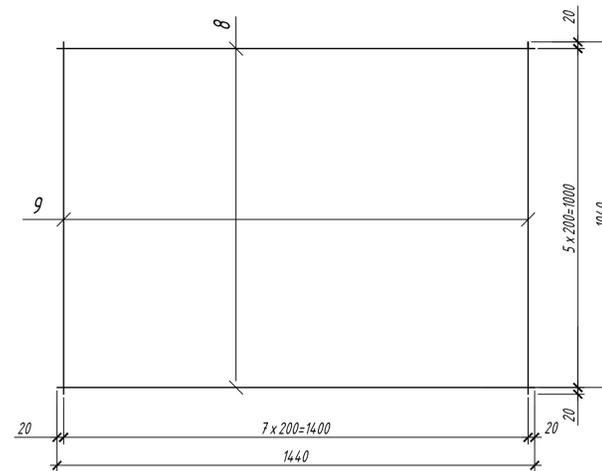
Линии сгиба ↓ A



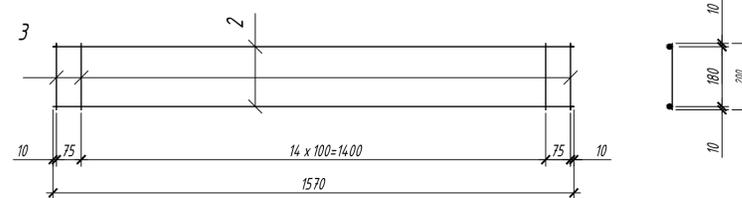
По А



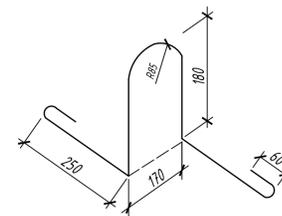
C3



KP1



Поз. 10



Спецификация плиты ПК 63.15

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса, кг	Прим.
<i>Сборочные единицы</i>					
	KP 1	Сварочный каркас	5	3,00	
	C 1	Сварная сетка	1	8,76	
	C 2	Сварная сетка	2	3,22	
	C 3	Сварная сетка	1	1,56	
Итого:				16,54	
<i>Детали</i>					
1	ГОСТ 6727-80	φ8 Вр 1500 l=6180	5	12,21	
10	ГОСТ 5781-82*	φ12 А 240 l=1140	4	4,05	
Итого:				16,26	
<i>KP 1</i>					
2	ГОСТ 52544-06	φ4 В 500 l=1570	2	0,29	
3	ГОСТ 52544-06	φ4 В 500 l=200	17	0,31	
Итого:				0,60	
<i>C 1</i>					
4	ГОСТ 52544-06	φ4 В 500 l=6140	8	4,52	
5	ГОСТ 52544-06	φ4 В 500 l=1440	32	4,24	
Итого:				8,76	
<i>C 2</i>					
6	ГОСТ 52544-06	φ4 В 500 l=1840	5	0,84	
7	ГОСТ 52544-06	φ4 В 500 l=440	19	0,77	
Итого:				1,61	
<i>C 3</i>					
2	ГОСТ 52544-06	φ4 В 500 l=1440	6	0,80	
3	ГОСТ 52544-06	φ4 В 500 l=1040	8	0,76	
Итого:				1,56	
<i>Материалы</i>					
			Бетон тяжелый В 30	1,18	м <sup>2</sup>
Всего:				32,70	

Ведомость расхода стали, кг

Марка элемента	Изделия арматурные			Общий расход
	Арматура класса			
	А 240	Вр 1500	В 500	
	ГОСТ 5781-82*	ГОСТ 6727-80	ГОСТ 52544-06	
	φ12	φ8	φ4	
ПК 63.15	4,05	12,21	16,54	32,80

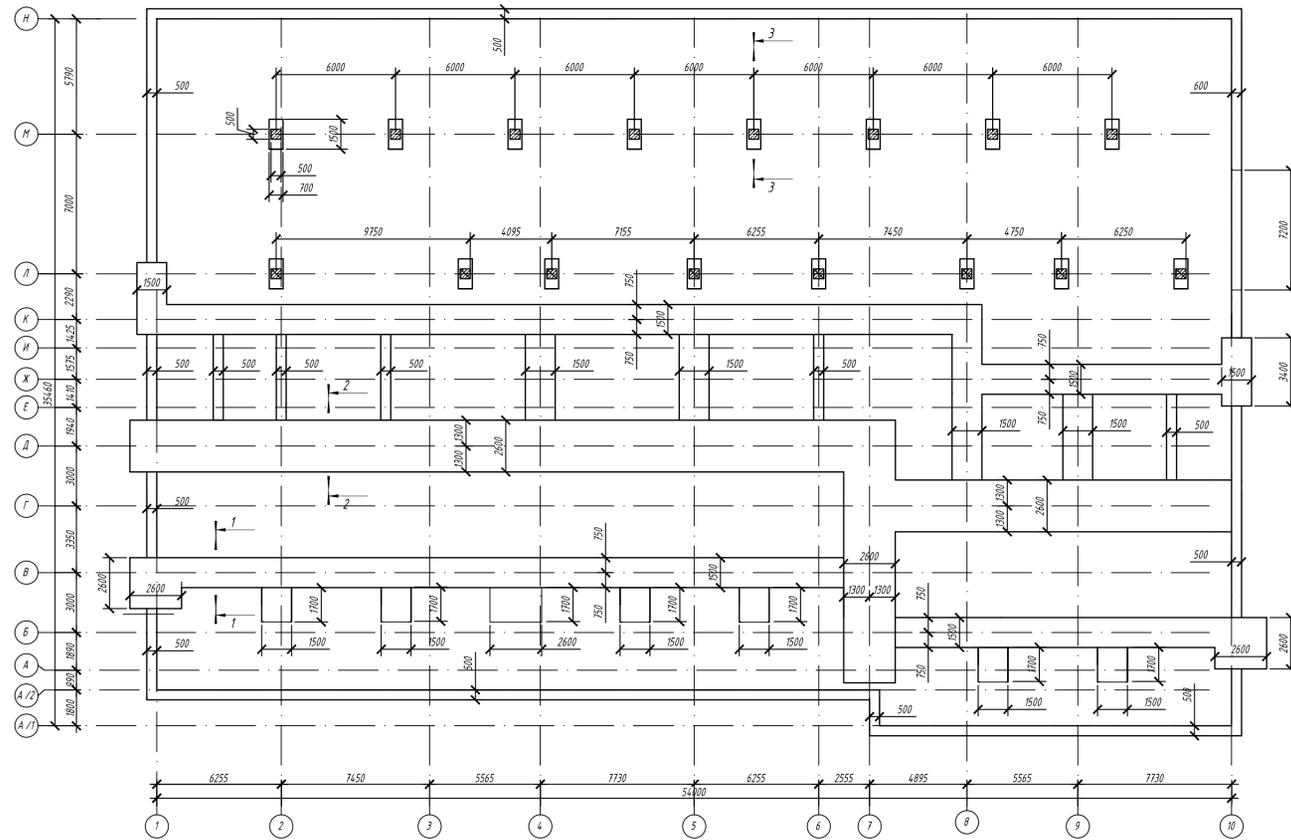
Зав. инф.	Ласьяков Н.Н.				
Руковод.	Артемкин Д.В.				
Архитектура	Луцкий Ю.М.				
Конструкция	Артемкин Д.В.				
Оси. и фунда.	Глухов В.С.				
ТОС	Азганкина Н.В.				
Экономика	Сафьянов А.Н.				
БЖД и ООС	Разжикина Г.П.				
НИР	Артемкин Д.В.				
Нормоконтроль	Артемкин Д.В.				
Студент	Вершинина О.С.				

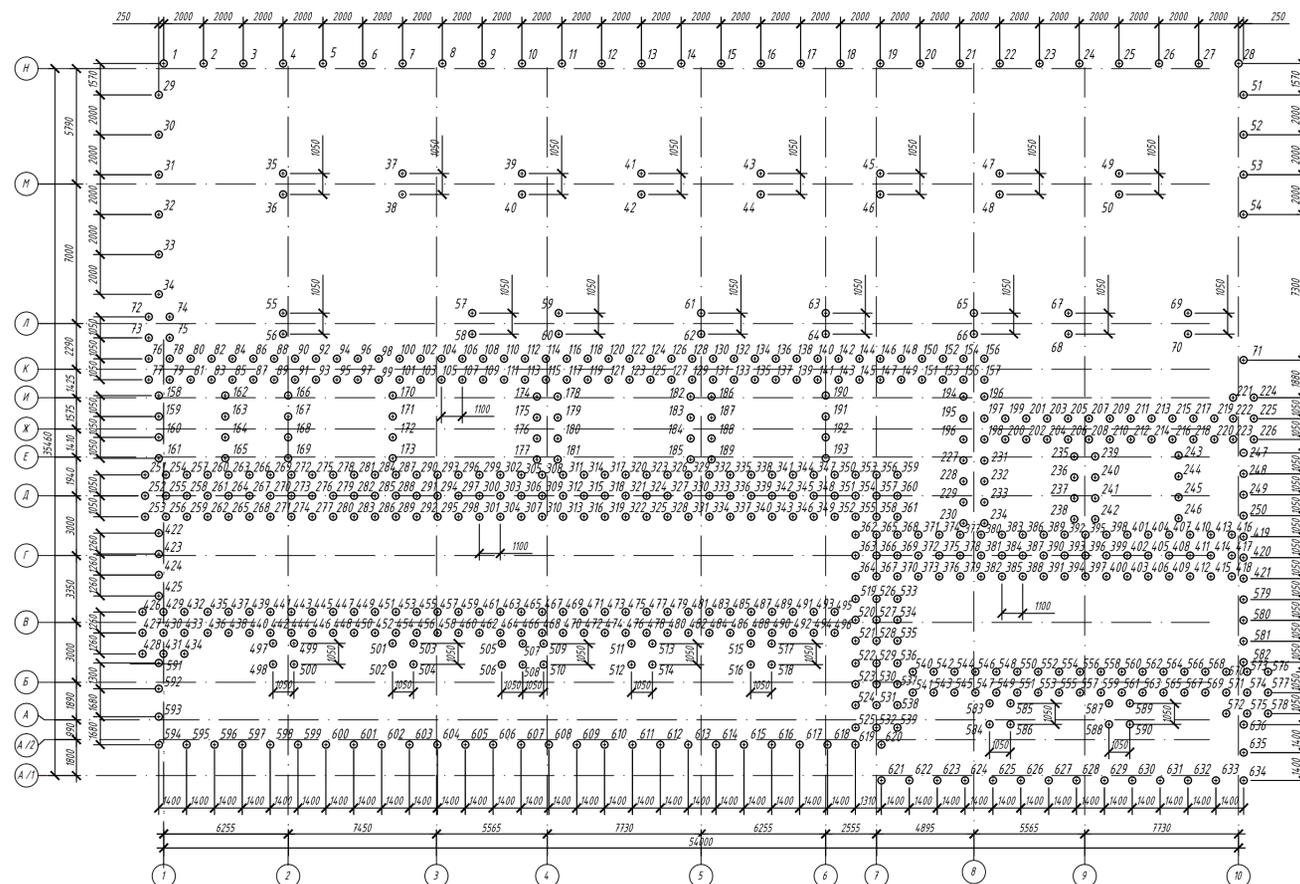
ВКР -2069059-08.03.01-130916-2017			
12-этажный 100-квартирный жилой дом со встроенными торгово-офисными помещениями и подземным паркингом в г. Пензе			
Жилой дом со встроенными помещениями		Сталия	Лист
		ВКР	5
		Листов	9
Плита перекрытия ПК 63.1-В Ам В Т, сетки С1, С2, С3, каркас KP1, спецификация			ПГУАС
			каф. СК, СТ 1-42



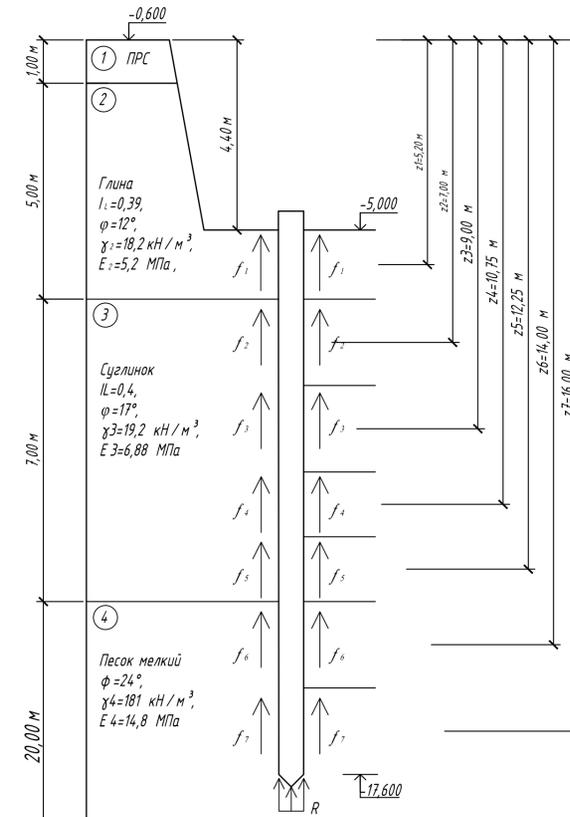
План ростверков на отм. -4,500



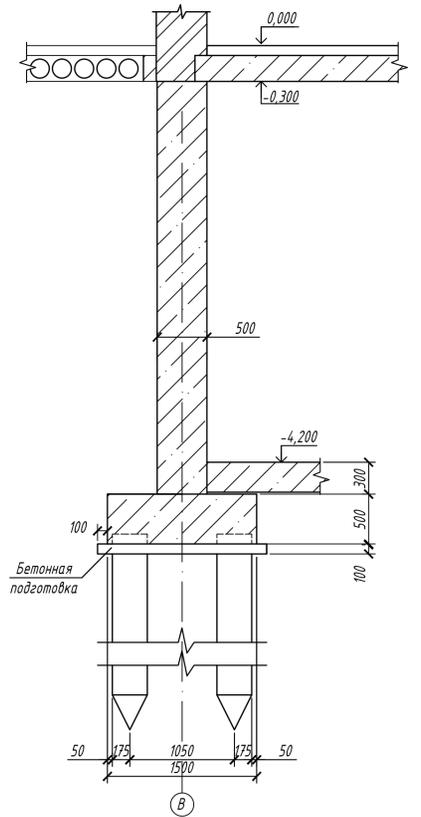
План свайного поля



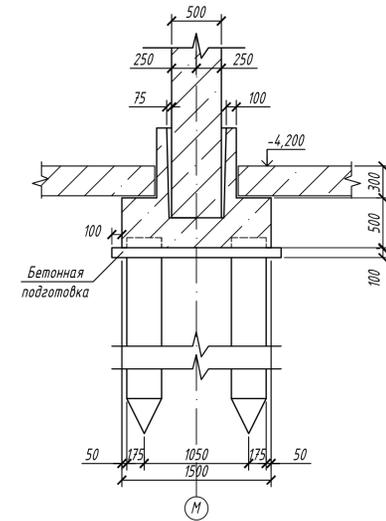
Разрез грунтовой толщи по свае



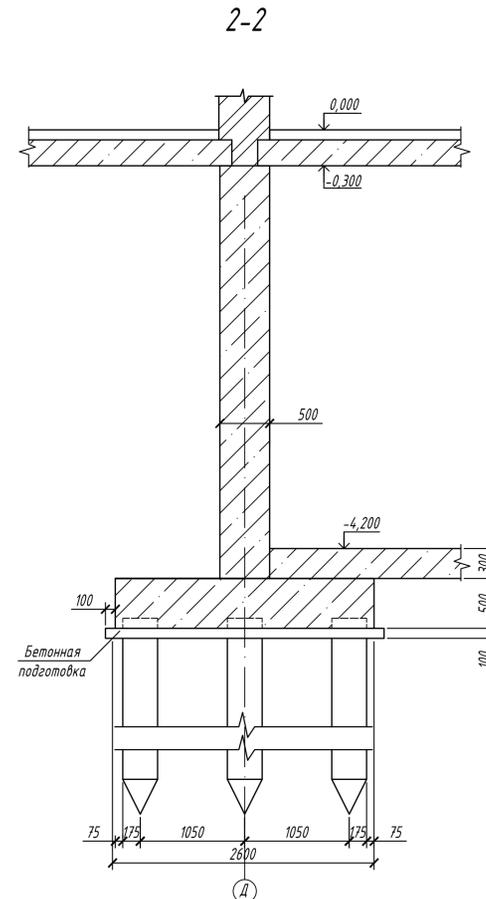
1-1



3-3



2-2

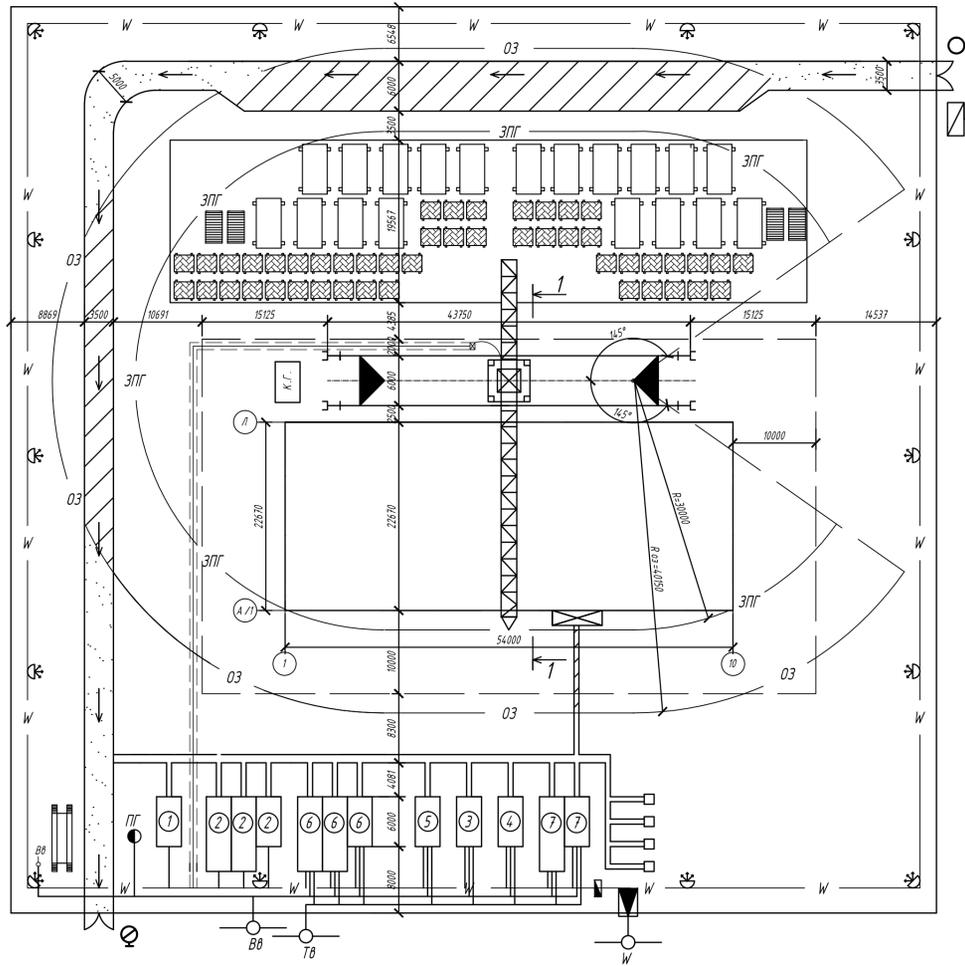


Примечания:

1. За относительную отметку 0,000 принята отметка чистого пола первого этажа.
2. Принято 636 свай С 13-35 длиной 13 метров и сечением 35х35 см.
3. Расчетная нагрузка допускаемая на сваю 726,00 кН.
4. Проектом предусматривается проведение испытаний свай динамической нагрузкой для подтверждения несущей способности свай.
5. Испытания проводятся для четырех свай. Величина отказа принята равной 5,00 мм для молота массой ударной части 3,00 тн, при сбрасывании с высоты 1,00 м.
6. Подготовка под ростверк устраивается толщиной 100 мм из бетона кл. В 7,5, W4
7. При устройстве ростверков применяется бетон кл. В 20, W6. При бетонировании в зимнее время осуществлять прогрев бетона.
8. По мере завершения забивки свай выполнить зачистку и уплотнения около свайного грунта в пределах бетонной подготовки.

Зав. ифр.	Ласьяков Н. Н.	ВКР -2069059-08.03.01-130916-2017	12-этажный 100-квартирный жилой дом со встроенными торгово-офисными помещениями и подземным паркингом в г. Пензе	Жилой дом со встроенными помещениями	Стация	Лист	Листов
Руковод.	Артемкин Д. В.						
Конструктор	Лучков Ю. М.						
Инженер	Артемкин Д. В.						
Осм. и фунд.	Глухов В. С.	План ростверков на отм. -4,500, план свайного поля, разрезы 1-1, 2-2, 3-3, разрез грунтовой толщи по свае	ВКР	7	9	ПГУАС	каф. СК, СТ 1-42
ТОС	Азфарганов Н. В.						
Экономика	Сафьянов А. Н.						
Осм. и фунд.	Глухов В. С.						
БЖД и ООС	Разживина Г. П.						
Нормоконтроль	Артемкин Д. В.						
Студент	Вершинина О. С.						

Стройгенплан



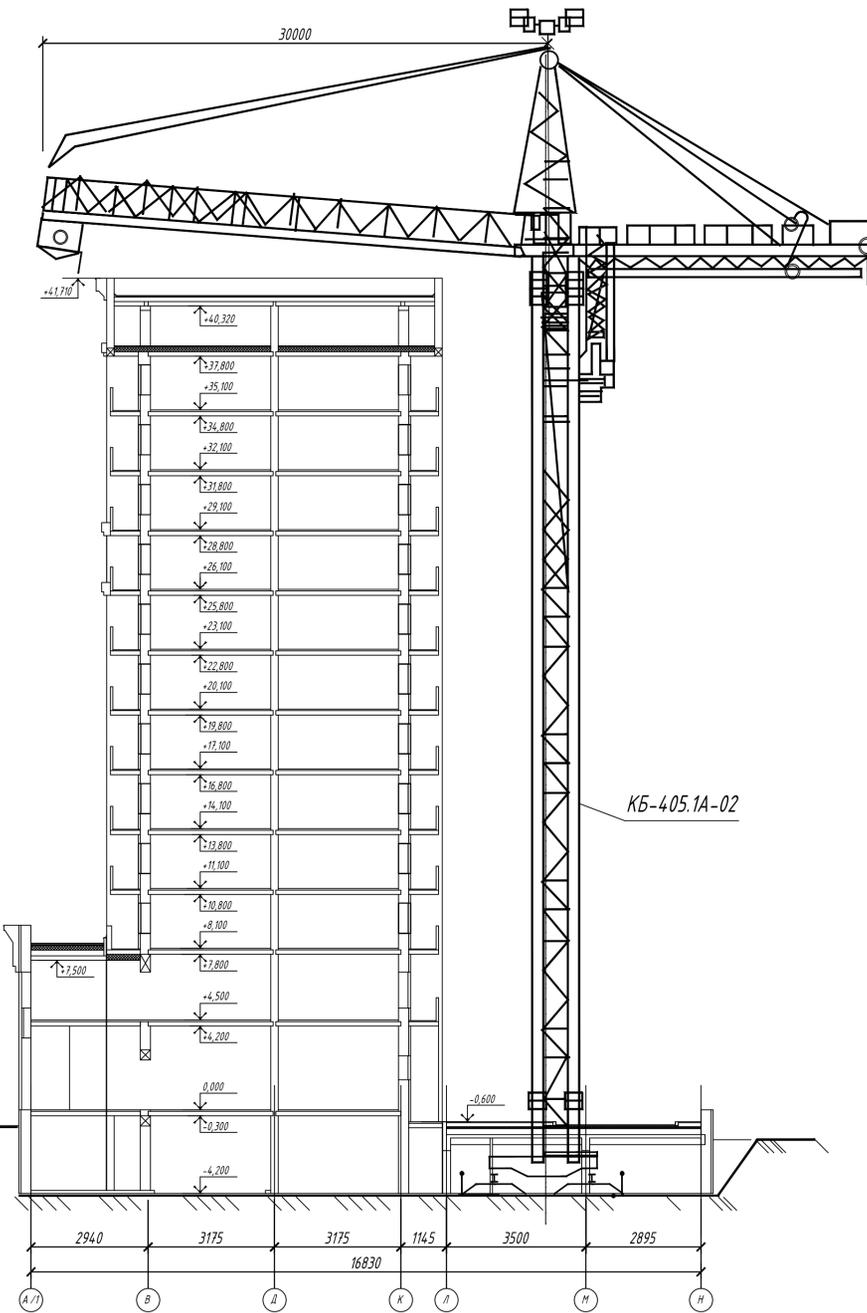
Экспликация временных зданий и сооружений

Поз.	Назначение	Размеры, м	Кол.	Площадь	Тип
1	Прорабская	3x6	1	18,00	Контейнер
2	Гардеробная	3x9	2	72,00	Контейнер
3	Душевая	3x6	1	36,00	Контейнер
4	Умывальная	3x6	1	18,00	Контейнер
5	Сушильная	3x6	1	18,00	Контейнер
6	Помещение для обогрева отдыха и приема пищи	3x9 3x6	2 1	72,00	Контейнер
7	Столовая (буфет)	3x9 3x6	1 1	54,00	Контейнер
8	Туалет	3x6	4	5,76	Биотуалет

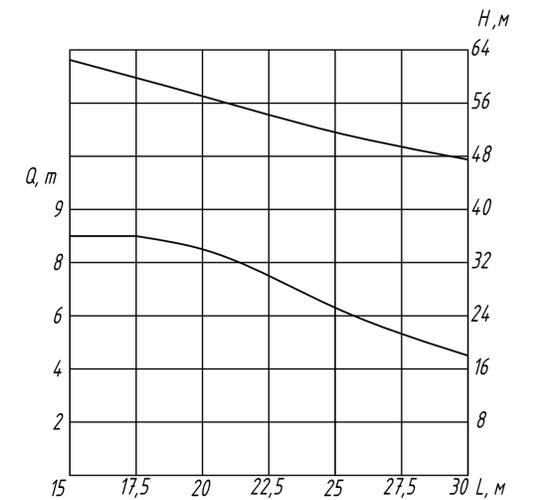
- Пожарный гидрант
- Временная электросеть
- Временный водопровод
- Временное теплоснабжение
- Трансформаторная подстанция
- Проектор ПЭС-45
- Знак ограничения скорости

- Знак, запрещающий въезд
- Башенный кран
- Опасная зона
- Временная дорога из щебня
- Граница опасной зоны
- Зона падения груза
- Строящееся здания
- Место нахождения контрольного груза
- Площадка для складирования перекрытий
- Площадка для складирования лестниц
- Площадка для складирования кирпича
- Эстакада для мойки колес
- Рудильник
- Информационный щит

1-1



Характеристики крана КБ-405.1А-02



Указания по производству работ и технике безопасности

- До начала производства работ выполнить перенос сетей водопровода, канализации, теплотрассы, газопровода, выполнить подземную часть.
- Временное электроснабжение выполнить от существующих электросетей, электролинию сделать изолированным проводом. Работы по прокладке электроосвещения выполнить в соответствии с требованиями СНиП 12-03-01 п.6.4.
- Кирпичную кладку стен вести с шарнирно-панельных или телескопических подмостей, кирпич в поддонах запрещается проносить краем над людьми. Подъем раствора производить в металлических ящиках емк. 0.25 и 0.5 м<sup>3</sup>.
- Выделение опасных зон, доступ в которые рабочим, не занятым на выполнении данных работ, запрещен; организацию безопасных путей для пешеходов и транспорта
- Размещение временных зданий и сооружений вне зоны действия монтажных кранов.
- Соблюдение расстояния от постоянных и временных зданий и сооружений до штабелей складов пиломатериалов не менее 30 м, а до штабелей круглого леса - 15 м.
- Расположение туалетов на расстоянии, не превышающем 200 м до наиболее удаленных рабочих мест.
- Удаление питьевых установок от рабочих мест на расстояние не более 75 м.
- Размещение средств пожаротушения (пожарных гидрантов, щитов, оборудованных инвентарем для пожаротушения), а также определение мест для курения.
- При производстве СМР руководствоваться требованиями СНиП 12-03-2001 "Безопасность труда в строительстве".

Зав. инф.	Ласьяков Н.Н.							
Руковод.	Артемкин Д.В.							
Архитектура	Лучков Ю.М.							
Конструкции	Артемкин Д.В.							
Осн. и фунда.	Глухов В.С.							
ТОС	Азгфаркина Н.В.							
Экономика	Сафьянов А.Н.							
БЖД и ООС	Разжикина Г.П.							
НИР	Артемкин Д.В.							
Нормоконтроль	Артемкин Д.В.							
Студент	Вершинина О.С.							

ВКР -2069059-08.03.01-130916-2017

12-этажный 100-квартирный жилой дом со встроенными торговыми-офисными помещениями и подземным паркингом в г. Пензе

Жилой дом со встроенными помещениями

Страницы: ВКР 8 9

Календарный план, технико-экономические показатели, условное обозначение

ПГУАС каф. СК, СТ 1-42

