

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»

Согласовано:  
Гл. специалист предприятия

подпись, инициалы, фамилия

Утверждаю:  
Зав. кафедрой

подпись, инициалы, фамилия

“.....”.....20 г.

“.....”.....20 г.

## ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА

К ВЫПУСКНОЙ КВАЛИФИКАЦИОННОЙ РАБОТЕ МАГИСТРА ПО  
НАПРАВЛЕНИЮ ПОДГОТОВКИ 08.04.01 «СТРОИТЕЛЬСТВО»  
НАПРАВЛЕННОСТЬ «ТЕОРИЯ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЗДАНИЙ И  
СООРУЖЕНИЙ»

Тема ВКР

Реконструкция торгового-жилищного  
комплекса под административное здание

Автор ВКР

Новикова Екатерина Сергеевна

Обозначение

КОС9059-08.04.01-151161-14 Группа Ст-22м

Руководитель ВКР

Туркин В.С.

Консультанты по разделам:

архитектурно-строительный

Тришневский А.В.

расчетно-конструктивный

Туркин В.С.

основания и фундаменты

Турков В.С.

технологии и организации строительства

Александрова Н.В.

экономики строительства

Крутинцев Б.Б.

вопросы экологии и безопасность

жизнедеятельности

Туркин В.С.

НИР

Туркин В.С.

Нормоконтроль

Туркин В.С.

ПЕНЗА 2017 г.

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

«УТВЕРЖДАЮ»  
Зав. кафедрой \_\_\_\_\_ 20 \_\_\_\_ г.

**ЗАДАНИЕ**  
на выполнение выпускной квалификационной работы магистра  
по направлению подготовки 08.04.01 «Строительство»  
направленность «Теория и проектирование зданий и  
сооружений»

Автор ВКР Норикова Екатерина Сергеевна

Группа Ст - 22 м

Тема ВКР Реконструкция торгово-складского  
комплекса под административное здание

Консультанты:  
архитектурно-строительный раздел Тресшурин А. В.

расчетно-конструктивный раздел Туркин И. С.

основания и фундаменты Телухов В. С.

технология и организация строительства Агафонкина Н. В.

экономика строительства Хрустальев Б. Б.

вопросы экологии и безопасности жизнедеятельности Туркин И. С.

ИИР Туркин И. С.

**I. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ВКР**

1. Место строительства г. Пенза

2. Назначение здания. Степень новизны разрабатываемой работы. Реальность ВКР  
Здание административное, Нагаброяка 2 этажа  
Усиление несущих конструкций

(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 29 мая по 25 июня 20 17 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 « 1 » июня 20 17 года.

Руководитель ВКР \_\_\_\_\_

## СОДЕРЖАНИЕ

	стр.
ВВЕДЕНИЕ.....	6
1. АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ РАЗДЕЛ .....	7
1.1 Генеральный план и благоустройство .....	7
1.2 Конструктивная характеристика реконструируемого здания.....	7
1.3 Результаты технического обследования конструктивных элементов .....	8
1.4 Выводы и рекомендации по дальнейшей нормальной эксплуатации здания.....	9
1.5 Конструктивное решение проектируемого здания .....	10
2. РАСЧЕТНО - КОНСТРУКТИВНЫЙ РАЗДЕЛ.....	12
2.1 Расчет и конструирование фундаментов мелкого заложения.....	12
2.1.1 Оценка конструктивных особенностей здания и сбор нагрузок на фундаменты .....	12
2.1.2 Расчет и проектирование ленточного фундамента на естественном основании.....	13
2.1.3 Усиление фундамента .....	18
2.2 Оценка технического состояния и усиление кирпичного простенка первого этажа .....	19
2.2.1 Вычисление необходимости усиления кирпичного простенка.....	20
2.2.2 Усиление простенка стальной обоймой.....	23
2.3 Подбор сечения бруска обрешетки.....	25
2.4 Расчет бруса стропильной балки.....	30
2.5 Проектирование предварительно напряженных плит безопалубочного формования .....	34
2.5.1 Расчет пустотной плиты в стадии эксплуатации.....	36
2.5.2 Расчет плиты по предельным состояниям первой группы.....	40
2.5.2.1 Расчет прочности наклонных сечений плиты.....	42
2.5.2.2 Установление уровня предварительного напряжения арматуры.....	45

2.5.2.3	Определение потерь предварительного напряжения арматуры.....	46
2.5.3	Расчет плиты по предельным состояниям второй группы.....	48
2.5.3.1	Расчет трещиностойкости плиты.....	48
2.5.3.2	Расчет прогибов плиты.....	49
3.	НИР.....	53
3.1	Расчет строповочных стержней пустотных плит перекрытий, изготовленных методом непрерывного формования.....	53
3.2	Расчет прочности строповочных стержней на изгиб.....	54
3.3	Расчет прочности полки над строповочным стержнем на продавливание.....	56
3.4	Расчет полки на отрыв в зоне расположения строповочного стержня.....	57
3.5	Расчет длины анкеровки арматуры ( $\emptyset 5$ Вр II) в бетоне.....	57
3.6	Проверка прочности плиты при подъеме краном за строповочные стержни.....	58
4.	ТЕХНОЛОГИЯ И ОРГАНИЗАЦИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА.....	61
4.1	Определение номенклатуры и объемов работ.....	61
4.2	Указания по подготовке строительной площадки и объекта.....	62
4.3	Методы и последовательность производства основных строительно – монтажных работ.....	63
4.4	Потребность в строительных машинах и механизмах.....	67
4.5	Проектирование объектного стойгенплана.....	70
4.5.1	Размещение и привязка монтажного крана.....	70
4.5.2	Внутриплощадочные дороги.....	70
4.5.3	Временные здания и сооружения.....	70
4.5.4	Проектирование складских площадок.....	72
4.5.5	Расчет временного теплоснабжения.....	74
4.5.6	Расчет потребности водоснабжения строительной площадки.....	75
4.5.7	Расчет освещения строительной площадки.....	77
4.5.8	Расчет потребности в электроэнергии.....	78

4.5.9	Определение технико -экономических показателей стройгенплана.....	80
4.5.10	Основные требования по технике безопасности при производстве строительно-монтажных работ.....	80
4.5.11	Противопожарные мероприятия на строительной площадке.....	82
5.	ЭКОНОМИКА СТРОИТЕЛЬСТВА.....	85
5.1	Календарное планирование реконструкции здания .....	85
5.2	Построение линейного календарного плана.....	91
5.3	Расчет технико- экономических показателей календарного плана .....	94
6.	БЕЗОПАСНОСТЬ ЖИЗНЕДЕЯТЕЛЬНОСТИ.....	96
6.1	Общие положения, цели и задачи разработки раздела безопасность жизнедеятельности.....	96
6.2.	Характеристика проектируемого объекта.....	96
6.3	Охрана поверхностных и подземных вод от загрязнения и истощения .....	96
6.3.1	Характер, объем и интенсивность воздействия проектируемого объекта на поверхностные и подземные воды в процессе эксплуатации.....	96
6.4	Отходы производства и потребления.....	97
6.5	Рекомендации по охране окружающей среды в процессе производства строительно - монтажных работ.....	97
	СПИСОК ИСПОЛЬЗУЕМОЙ ЛИТЕРАТУРЫ.....	100

## ВВЕДЕНИЕ

В данном дипломном проекте объектом исследования и реконструкции является здание складского назначения, расположенное по адресу: город Пенза, улица Володарского 94 «а». Здание построено в 1947 году. Исследование объекта по составляющим износа говорит о том, что этот объект нуждается в реконструкции – укреплению и усилению отдельных участков наружных стен, и их утеплению, замене кровли и отделочных материалов. При надстройке одного этажа требуется усиление фундаментов и несущих простенков.

Данное здание является объектом для хранения товара и местом его сбыта, имеются выставочные залы и отдельные кабинеты для управления. Здание складского назначения расположено в центре города, где основной вид застройки -малоэтажные здания старой постройки. Такое местоположение делает данное здание востребованным. Поэтому было принято решение данное здание расширять с помощью надстройки одного этажа с установлением назначения здания «административное».

Проектом предполагается выполнить надстройку второго этажа, и пристрой к зданию с наружными размерами в 15,0м х 3,14м, с предварительным демонтажем четырехскатной крыши. Из конструктивных соображений уместно демонтировать часть здания в осях «2-3», разобрав кирпичную кладку и фундаменты под стенами. Расширить оконный проем в существующей стене по оси «2» под дверь.

# 1. АРХИТЕКТУРНО - СТРОИТЕЛЬНЫЙ РАЗДЕЛ

## 1.1 Генеральный план и благоустройство

Участок расположен в Железнодорожном районе г.Пензы. Границами участка проектных работ являются с севера- одноэтажное здание, с запада- дворовые территории, с юга - двухэтажное здание, с востока - улица Володарского. Проектом предполагается благоустройство территории: гостевая автостоянка, размещение малых форм, озеленение.

## 1.2 Конструктивная характеристика реконструируемого здания

Нежилое здание, расположенное по улице Володарского 94«а», было построено в 1947 году. Существующее здание имеет прямоугольную форму в плане, размерами в осях «А-В» и «1-3» 13,40 х 9,28м. Высота первого этажа 2,99м, цокольного этажа 2,66м.

Полезная площадь цокольного этажа -74,5 м<sup>2</sup>, первого этажа -87,0м<sup>2</sup>.

Строительный объем здания  $S_0=822,5\text{м}^3$ , определен как площадь горизонтального сечения здания на уровне окон 1-го этажа на высоту от уровня пола до отметки карниза здания.

Площадь застройки  $Pз =148,8$ , определена как площадь горизонтального сечения по внешнему ободу здания на уровне цоколя (включая крыльца и выступающие части).

Площадь поверхности наружных стен здания  $S=289,49\text{м}^2$

Технико-экономические показатели:

$K_2 = \frac{S_0}{P_0} = \frac{822,5}{74,5+87,0} = 5,09 \text{ м}^3/\text{м}^2$ , показывает экономичность использования строительного объема здания.

$K_3 = \frac{S}{P_0} = \frac{289,49}{74,5+87,0} = 1,79 \text{ м}^2/\text{м}^2$ , показывает компактность здания.

Описание конструктивного решения существующего здания:

- Фундаменты бутовые - ленточные;
- Стены из кирпича красного (в 3 и в 2,5 кирпича);

- Перегородки деревянные оштукатуренные;
- Перекрытие деревянное утепленное;
- Лестница деревянная;
- Крыша деревянная четырёх скатная;
- Кровля из асбестоцементных листов;
- Полы дощатые;
- Оконные блоки двойные деревянные;
- Двери деревянные;

### **1.3 Результаты технического обследования конструктивных элементов здания**

Обследование стен, стропил, перекрытий проводилось путем внешнего осмотра наружных обмеров и выборочных вскрытий.

Обследование фундаментов производилось путем отрыва шурфов.

Прочность кладки стен и материалов фундаментов определялась неразрушающим методом. Прочность кирпича испытывалась путем отбора проб в количестве не менее 3 штук на гидравлическом прессе

#### **1. Фундаменты**

С целью обследования состояния материалов фундаментов и глубины их заложения было пройдено 6 шурфов.

По данным выработок шурфов с поверхности залегают: почвенно-растительный грунт мощностью 0,5м, глина полутвердая мощность слоя 4м и суглинок тугопластичный мощностью 6м.

При обследовании фундаментов установлено:

- Фундаменты под стены бутовые - ленточные шириной 800мм. Глубина заложения фундаментов достигает 2,50м от уровня земли.
- Материалами фундамента служит бутовый камень, кирпич и известковый раствор. Состояние фундаментов по данным шурфов удовлетворительное, в процессе обследования существенных дефектов не обнаружено.

- Прочность фундаментов по визуальным данным составляет:
  - кирпич марки М50, 50 кгс/см<sup>2</sup>
  - бутовый камень 100 кгс/см<sup>2</sup>
  - известковый раствор марки М10, не менее 15 кгс/см<sup>2</sup>
- Горизонтальная гидроизоляция фундаментов и стен, соприкасающихся с грунтом, отсутствует.

## 2. Стены и перегородки

Наружные стены здания выполнены из красного кирпича марки М50 на известковом растворе марки М10 (в 3 и в 2,5 кирпича), с фасадной стороны присутствует архитектурный орнамент.

Из-за неудовлетворительного состояния водосточных труб происходит увлажнение стен здания атмосферными осадками, отслоение штукатурки, разрушение кирпичной кладки и крошение кирпича по фасаду здания.

## 3. Перегородки

Перегородки, деревянные оштукатуренные толщиной 250мм.

## 4. Перекрытия.

Перекрытия на всех этажах выполнены деревянными. Деревянные балки размером 250x250 мм, уложены на несущие продольные и поперечные кирпичные стены.

### **1.4 Выводы и рекомендации по дальнейшей нормальной эксплуатации здания**

Обследование здания показало. Что здание находится в удовлетворительном состоянии. Наружные стены не удовлетворяют современным требованиям СНиП 23-03-2003 «Тепловая защита зданий», поэтому их нужно утеплить. Увеличение полезной площади здания за счет надстройки одного этажа является технически возможным и экономически обоснованным.

Произвести следующие работы:

1. Демонтировать четырехскатную крышу.

2. Из конструктивных соображений демонтировать часть здания в осях «2-3», разобрав кирпичную кладку и фундаменты под стенами, с последующим возведением нового пристроя, где будет располагаться лестница, ведущая на второй этаж.

3. Необходимо выполнить усиление существующего фундамента. Осуществить присоединение фундаментов пристраиваемых стен пристроя уже к существующим усиленным фундаментам. При устройстве монолитных фундаментов необходимо выполнить перевязку к существующему.

4. Необходимо расширить оконный проём под дверной по оси «2». А также усилить оконные проемы первого этажа в осях "В-А" в связи с тем, что простенки будут являться несущими, так как на них будет производиться опирание плит перекрытий.

5. Необходимо выполнить проверочные расчеты фундаментов, плиты перекрытия, запроектированной стропильной системы.

### 1.5 Конструктивное решение проектируемого здания

В плане здание с пристроем имеет прямоугольную форму с размерами в осях «А-Б» 13,4 м, в осях «1-3» 9,28 м, Здание двухэтажное с цокольным этажом. Конструктивная схема здания бескаркасная. Высота помещений цокольного этажа - 2,66м, первого этажа - 2,90м, второго (проектируемого) этажа- 2,90 м. Площадь застройки  $P_z = 166,7 \text{ м}^2$ , Общая площадь здания -  $328,4 \text{ м}^2$ , Строительный объем:  $S_o = 1261,9 \text{ м}^3$ . Высота здания- 7,3м. Площадь поверхности наружных стен здания:  $S = 385,5 \text{ м}^2$

Технико-экономические показатели:

$$K_2 = \frac{S_o}{P_o} = \frac{1261,9}{71,8+98,4+102,5} = 4,6 \text{ м}^3/\text{м}^2, \text{ показывает экономичность использования}$$

строительного объема здания.

$$K_3 = \frac{S}{P_o} = \frac{385,5}{71,8+98,4+102,5} = 1,41 \text{ м}^2/\text{м}^2, \text{ показывает компактность здания.}$$

Конструктивное решение здания:

1. Фундамент пристроя железобетонный монолитный ленточный по всей длине стен, имеющий вертикальную гидроизоляцию в местах, соприкасающихся с грунтом. Выполнена гидроизоляция из двух слоёв гидроизола на битуме. Под фундаментом произведена бетонная подготовка из бетона толщиной 300 мм. Под подошву организована песчаная подготовка толщиной 100мм.

2. Наружные стены толщиной 510 мм, выполнены из обыкновенного глиняного кирпича по ГОСТ 530-80 марки М100 на растворе М 75. В процессе возведения стен произведено армирование сварной арматурной сеткой из проволоки Вр-1 с ячейкой 50 мм. Через 5 рядов кладки. В качестве отделочного материала принята декоративная штукатурка по верх утеплителя, выполненного из полистирольных плит ПСБ-С-25 ГОСТ 15588-86 толщиной 80мм. Перемычки над оконными проёмами предусмотрены сборные железобетонные по серии 1.038.1-1

3. Перегородки -толщиной 120мм. из гипсокартона по металлическому профильному каркасу.

4. Перекрытия-сборные, железобетонные пустотные плиты, марок ПБ 62-15-8, ПБ 58-12-8 ПБ 62-15-8 и ПБ 30-12-8;

5. Крыша запроектирована с холодным чердаком, 2-х скатная, с покрытием из металлического профнастила по деревянной обрешётке стропильной системы с уклоном 30 %, обеспечивающая равномерный сток. Водоотвод - внешний организованный.

6. Лестницы железобетонные сборные из маршей ЛМ 27.12.14-4Л и Полуплощадок ЛП 28.13.14-4

Состояние здания хорошее, несущие конструкции имеют достаточный запас прочности, значительных повреждений конструкций нет.

Образ здания решается в лаконичном образовании форм. Для отделки фасада применяются современные отделочные материалы. Реконструкция здания и возведение основного пристроя не нарушает нормативную инсоляцию окружающей существующей застройки.

## 2. РАСЧЕТНО - КОНСТРУКТИВНЫЙ РАЗДЕЛ

### 2.1 Расчет и конструирование фундаментов мелкого заложения существующего здания

#### 2.1.1 Оценка конструктивных особенностей здания и сбор нагрузок на фундаменты

Фундаменты рассчитываются для наиболее характерных участков здания (наружные несущие стены). Расчет оснований производится по двум группам предельных состояний- по несущей способности и по деформациям. При расчете по первой группе учитываются расчетные нагрузки с соответствующим коэффициентом надежности, при расчете по второй группе предельных состояний учитываются расчетные нагрузки с коэффициентом перегрузки, равным 1.

Сбор нагрузок на сечение фундаментов определяется в общем случае статическим расчетом методами строительной механики расчетной схемы здания или сооружения. Допускается и приближенный метод грузовых площадей с учетом основного сочетания постоянных и временных нагрузок. Для расчета основания вычисляются нормативные ( для расчета оснований по деформациям) и расчетные(для расчета оснований по несущей способности). При определении значений расчетных нагрузок их нормативные значения умножаются на коэффициент надежности по нагрузке, значения нормативных нагрузок  $\gamma_f$  берем по СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия» [1].

Нагрузки на погонный метр длины кирпичной наружной стены:

Таблица 1 "Сбор нагрузок на покрытие"

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кПа.	$\gamma_f$	Расчетная нагрузка, кН
1.Постоянные:			
1.1. Вес кровли	2	1,3	2,6
2.Временные:			
2.1.Снеговая нагрузка	1,8	1.4	2,52
Итого:	3,8		5,12

Таблица 2 "Сбор нагрузок на перекрытие"

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кПа.	$\gamma_f$	Расчетная нагрузка, кН
1. Постоянные:			
1.1. Вес пола	1	1,2	1,2
1.2. Вес перегородок	1	1,3	1,3
1.3. Плита перекрытия ж/б	3	1,1	3,3
2. Временные:			
2.1. Полезная:	2	1,3	2,6
Временные:			
Итого:	7		8,4

Сбор нагрузки на фундамент наиболее нагруженной стены:

$$N_{ст}^{II} = (4,1 \cdot 0,8 \cdot 18) \cdot 0,7 + (3,6 \cdot 0,51 \cdot 18) \cdot 0,7 + 3,8 \cdot (6,34 + 3) + 7 \frac{6,34 + 3}{2} \cdot 3$$

$$= 201,31 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$N_{ст}^I = (4,1 \cdot 0,8 \cdot 18) \cdot 0,7 \cdot 1,2 + (3,6 \cdot 0,51 \cdot 18) \cdot 0,7 \cdot 1,2 + 3,8 \cdot (6,34 + 3) + 7 \frac{6,34 + 3}{2} \cdot 3 = 214,20 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

где: 0,7 - коэффициент проемности;

$\gamma_f = 1,2$  - коэффициент надежности по грузке;

3 - грузовое плечо.

### 2.1.2 Расчет и проектирование ленточного фундамента на естественном основании

Фундаменты мелкого заложения проектируются, как правило, расчетом основания по второй группе предельных состояний (по деформациям). Расчет фундаментов и их оснований по деформациям должен производиться на основные сочетания расчетных нагрузок с коэффициентами надежности, равными единице, в соответствии с [2].

Предварительные размеры подошвы фундамента вычисляются на основе сравнения среднего давления под подошвой фундамента и расчетного сопротивления грунта основания [[2]п.2.41]:  $P \leq R$ ,

где: P- давление под подошвой фундамента,

R– расчетное сопротивление грунта основания, контактирующего с подошвой фундамента. Значение R определяется по [[2] формуле 7].

Рассчитаем бутовый непрерывный фундамент на естественном основании под самой наружной стеной административного здания. Максимальная нагрузка по обрезу фундамента для расчета по деформациям,  $N_{II}=201,31$ кН/м. Пол подвала на 2,99 м ниже отметки 0,00. Основанием служит глина полутвердая. Мощность слоя 4м.

Таблица 3" Физико-механические показатели грунтов"

Наименование грунта	Мощность слоя, м	$\gamma \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$	$\gamma_s \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$	$\omega$	Пределы пластичности		$I_l$	e	$m_\theta$	$S_r$	$\varphi$	c
					$\omega_l$ %	$\omega_p$ %						
Растительный слой	0,5	15,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Глина полутвердая	4	18,0	27	11	24	18	0,12	0,75	0,05	0,81	18	16
Суглинок тугопластичный	6	17,8	27	29	36	23	0,3	0,87	0,11	0,89	12	9

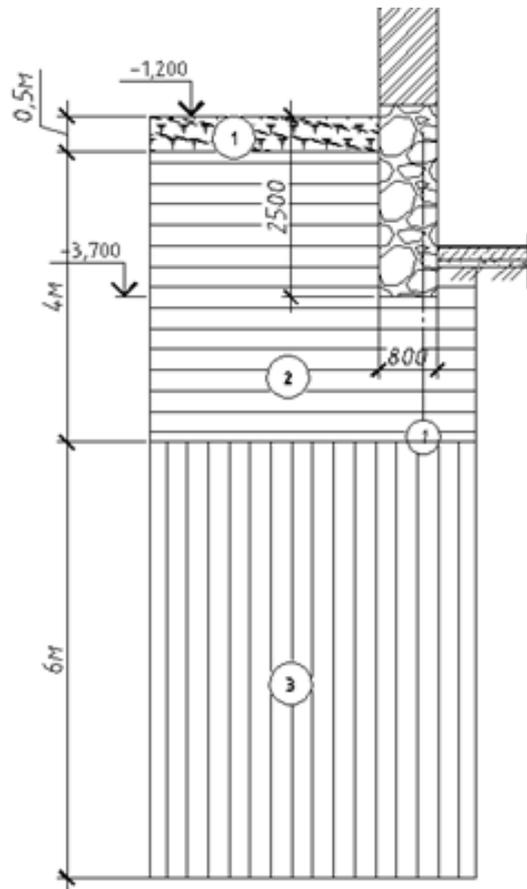


Рис. 2.1 Геологический разрез грунта

Расчетная глубина сезонного промерзания определяется по [[2], формула 3]:

$$d_f = k_h \cdot d_{fn},$$

$$d_f = 0,4 \cdot 1,5 = 0,6 \text{ м},$$

Для города Пензы нормативная глубина промерзания равна 1,5 м. Для административного здания с подвалом, коэффициент теплового режима, равен 0,3.

Учитывая конструктивные особенности здания (наличие подвала), отметка подошвы фундамента, исходя из конструктивных требований, равна -3,6 м.

Ширина подошвы фундамента равна 0,8 м.

Определяем расчетное сопротивление грунта основания по [[2], формула 7]:

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

где  $\gamma_{c1}$  и  $\gamma_{c2}$  - коэффициенты условий работы, принимаемые по таблице 3 СНиП 2. 0201-83;

$K=1,0$ , если прочностные характеристики грунта ( $\varphi$  и  $c$ ) определены по таблицам 1-3;

$M_y, M_q, M_c$  – коэффициенты, принимаемые по таблице 4, [2];

$K_z$  – коэффициент, принимаемый равным 1.

$b$  – ширина подошвы фундамента, м;

$\gamma_{II}$  – осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды  $\gamma_{взв} = (\gamma_s - \gamma_w)/(1 + e)$  кН/м<sup>3</sup>);

$\gamma_{II}$  – то же, залегающих выше подошвы;

$C_{II}$  – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа;

$d_1$  – глубина заложения фундамента без подвальных сооружений от уровня планировки или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундамента от пола подвала, определяемая по формуле:

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

$$d_1 = 0,7 + 0,29 \frac{22}{17,4} = 1,07 \text{ м,}$$

где :  $h_s$  – толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала, м;

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

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

Находим:  $\gamma_{c1} = 1,2$ ;  $\gamma_{c2} = 1$   $\varphi = 13^\circ$ ;  $K=1,0$ ;  $M_y=0,26$ ;  $M_q=2,05$ ;  $M_c=4,55$ ;

$K_z=1$  ( $b < 10$ );

$$d'_1 = d_1 + 0,5 - d = 4 + 0,5 - 2,5 = 2 \text{ м.}$$

$$\gamma_{II} = \frac{\sum \gamma_{IIi} \cdot d_i}{\sum d_i};$$

$$\gamma'_{II} = \frac{2 \cdot 18 + 0,5 \cdot 15}{2 + 0,5} = 17,4 \text{ кН/м}^2$$

$$\gamma_{II} = \frac{2 \cdot 18 + 6 \cdot 17,8}{2 + 6} = 17,85 \text{ кН/м}^3$$

$$R = \frac{1,2 \cdot 1}{1,0} \cdot (0,26 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 17,85 + 2,05 \cdot 1,07 \cdot 17,4 + (2,05 - 1) \cdot 2,63 \cdot 17,4 + 4,55 \cdot 16) = 195,28 \text{ кПа}$$

Определяем, подходит ли данная ширина подошвы фундамента с учетом нагрузки, принимая среднее расчетное значение удельного веса фундамента и грунта при наличии подвала  $\gamma_0 = 20 \text{ кН/м}^3$ .

$$b = \frac{N_{II}}{R - \gamma_{cp} \cdot d_1};$$

$$b = \frac{201,31}{195,28 - 20 \cdot 1,07} = 1,16 \approx 1,2 \text{ м.}$$

Среднее давление под подошвой фундамента:

$$P = \frac{N_{ст}''}{b} + \gamma_0 \cdot d^1 = \frac{201,31}{1,2} + 20 \cdot 1,07 = 189,16 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

Определяем расчетное сопротивление грунта основания при усиленном фундаменте, с ширенной подошвы 1,2 м:

$$R = \frac{1,2 \cdot 1}{1,0} \cdot (0,26 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 17,85 + 2,05 \cdot 1,07 \cdot 17,4 + (2,05 - 1) \cdot 2,63 \cdot 17,4 + 4,55 \cdot 16) = 197,50 \text{ кПа}$$

$$P = 189,16 \text{ кН/м}^2 < R = 197,50 \text{ кН/м}^2$$

Вывод: 1-Условие выполняется. Недонапряжение составит  $\frac{197,50 - 189,16}{197,50} \cdot 100\% = 4,2\%$ .

2 - Так как расчет фундамента показал, что существующий фундамент ширенной 0,8 м, требуется усилить, с целью дальнейшей надстройки одного этажа, прибегнем к методу усиления фундамента железобетонной обоймой. Общая ширина подошвы фундамента должна составить 1,2 м.

3- Ссылаясь на выше подсчитанную ширину фундамента (1,2 м), принимаем фундамент пристраиваемой части здания к существующему с аналогичной шириной подошвы.

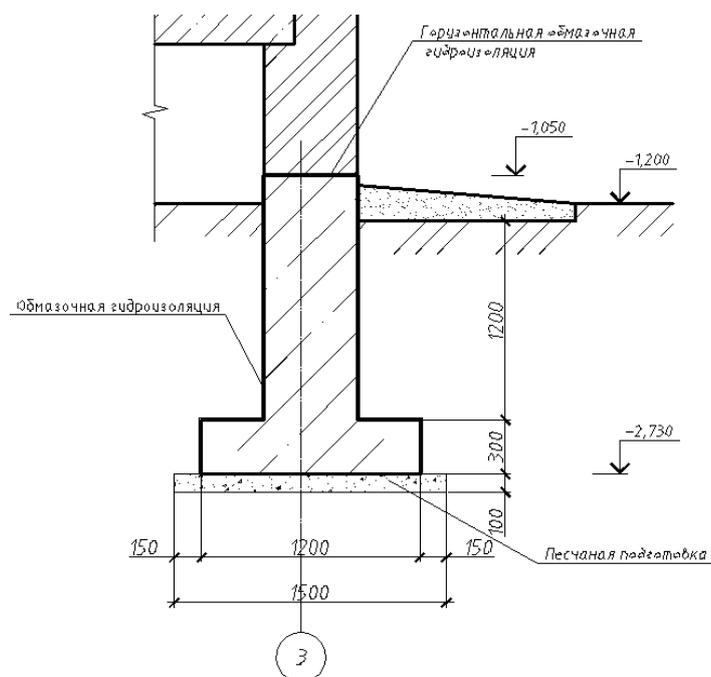


Рис.2.2 Схема ленточного фундамента под пристраиваемую стену

### 2.1.3 Усиление фундамента

Фундаменты являются важным элементом здания, обеспечивающим его прочность, устойчивость и долговечность, в связи, с чем при реконструкции зданий и сооружений уделяется большое значение их усилению.

При усилении бутобетонных фундаментов старых зданий хорошо зарекомендовал себя метод усиления железобетонной обоймой с обжатие грунта основания бетонными блоками (банкетами) при помощи домкрата, с целью повышения эффективности обоймы. Данный метод позволяет увеличить площадь подошвы фундамента и одновременно повысить его прочность.

1. На первом этапе намечаем участки захвата и по меткам проводим укрепление основания с одной стороны. Участок захвата должен быть не длиннее 4 м. На втором этапе не менее чем через 7 дней проводят укрепление с другой стороны.

2. Усиление фундамента начинается с рытья траншеи ручным способом вокруг кирпичного здания. Траншею можно рыть шириной до 2 м. После этого основание тщательно зачищается. Для этого используют металлическую щетку или перфоратор.

3. При помощи того же перфоратора на поверхность наносят насечки. Они должны быть не очень глубокие (до 1,5 см). Это улучшит сцепление бетонной смеси с фундаментом.

4. Усиление осуществляется следующим образом: в предварительно пробитые в фундаменте отверстия с шагом 2-3м, встраиваются стальные балки и замоноличиваются бетоном класса В15 - В20. Затем укладываются банкетты и на них – домкрат в распор с балкой. Усиление обжатия грунта домкратом фиксируется с помощью распорок, а затем – отвердевшим бетоном обоймы.

5. Далее устанавливают арматурные сетки или каркасы по боковым поверхностям фундамента, выше места усиления стальной балкой и заливается бетонная смесь.

Современная работа обоймы и фундамента обеспечивается балками и силами трения по поверхности контакта. Работы по усилению производятся последовательно, участками по всей длине фундамента.

## **2.2 Оценка технического состояния и усиление кирпичного простенка первого этажа**

Оценка технического состояния простенка производят по результатам натурного обследования и проверочных расчетов. При этом стараются учитывать все факторы, которые могут отрицательно повлиять на несущую способность и нормальную эксплуатацию стен. К таковым относят трещины, местные разрушения кладки, отклонение от вертикали, выпучивание, прогибы, малая площадь опирания элементов перекрытия и перемычек, изменение эксцентриситетов приложения нагрузки. Кроме того, учитывают фактическую прочность составляющих их кладки кирпича и раствора, определяемую по результатам лабораторных испытаний образцов.

Следует отметить, что объективная оценка несущей способности кирпичных стен всегда сопряжена со значительными трудностями, обусловленными различной степенью повреждений, а так же неоднозначностью прочностных показателей камня и раствора, причем не только в различных частях

здания, но и по толщине стены. Поэтому в практических расчетах обычно используют систему эмпирических коэффициентов, в той или иной степени учитывающих влияние отрицательных факторов. Так при расчете простенков с вертикальными трещинами, образовавшимися в результате перегрузки, в расчет вводят понижающий коэффициент.

### 2.2.1 Вычисление необходимости усиления кирпичного простенка

Требуется усилить кирпичный простенок первого этажа, имеющий вертикальные трещины, в связи с надстройкой 2 этажа и увеличением временной нагрузки на перекрытие.

Исходные данные: длина площадки опирания  $c = 160$  мм; высота этажа  $H_{эт} = 3,22$  м; количество этажей  $n = 2$ ; толщина наружной стены  $h = 800$  мм; ширина простенка  $b = 2200$  мм. Кладка выполнена из глиняного кирпича марки 50 на известковом растворе марки 10. Полезная нагрузка на перекрытие  $v = 7,2$  кПа. Снеговой район - III ( $s_g = 1,8$  кПа), [1]

Определяем расчетные усилия от действующей нагрузки в сечении I-I (рис. 2.3).

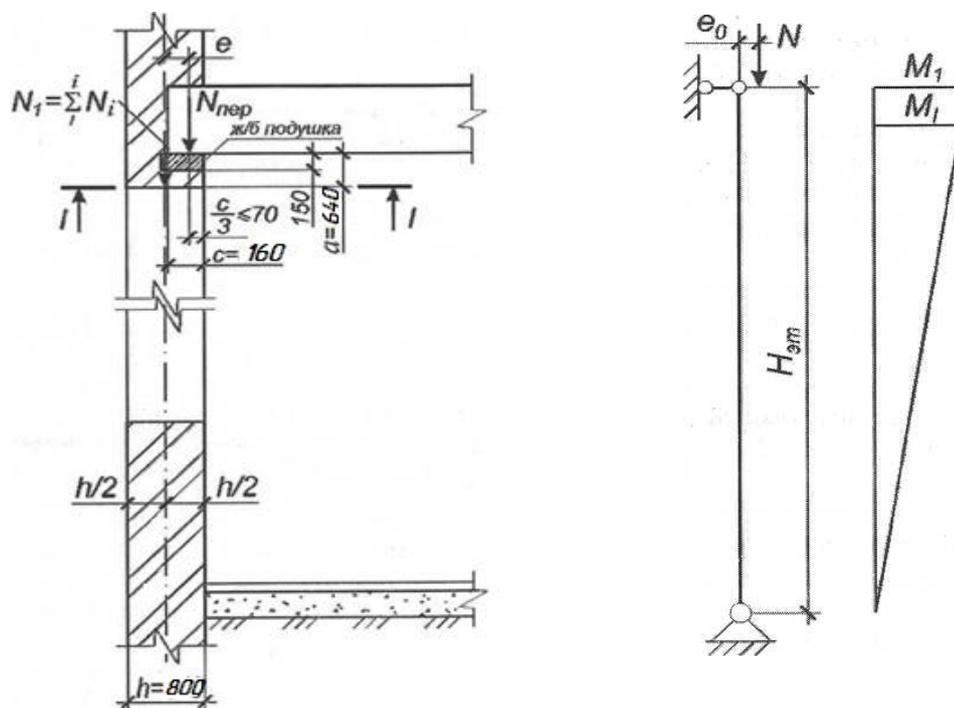


Рис.2.3 К определению расчетных усилий в сечении I-I простенка

1. Вычисляем расчетную продольную силу:

- от собственного веса стены

$$N_{\text{ст}} = (n - 10) \cdot b \cdot H_{\text{эт}} \cdot \rho \cdot \gamma_f \cdot 1,3 = (2 - 1) \cdot 2,2 \cdot 0,8 \cdot 3,22 \cdot 18 \cdot 1,3 = 145,87 \text{ кН},$$

где  $\rho = 8 \text{ кН/м}^3$  — плотность кирпичной кладки;

1,3 - повышающий коэффициент, учитывающий дополнительную нагрузку от межоконных перемычек;

- от перекрытия

$$N_{\text{ст}} = q_1 \cdot l = 9,75 \cdot 5,45 = 53,14 \text{ кН},$$

где:  $q_1 = 9,75 \text{ кН/м}^2$  - полная расчетная нагрузка на  $1 \text{ м}^2$  перекрытия (см. табл.6).

- от покрытия

$$N_{\text{покр}} = q_2 \cdot \frac{1}{2} \cdot B = 0,275 \cdot \frac{9,9}{2} \cdot 13,9 = 18,92 \text{ кН},$$

где:  $q_2 = 0,275 \text{ кН/м}^2$  - полная расчетная нагрузка от покрытия (см. табл. 1).

Суммарная величина расчетной продольной силы в сечении I-I

$$N_1 = \sum_1^i N_i = N_{\text{ст}} + (n - 1) \cdot N_{\text{пер}} + N_{\text{покр}} = 145,87 + (2 - 1) \cdot 53,14 + 18,92 = 217,93 \text{ кН}.$$

2. Определяем расчетный изгибающий момент:

- под опорой плиты над первым этажом (см. рис. 2.3)

$$M = N_{\text{пер}} \cdot e = 53,14 \cdot 0,347 = 18,44 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$\text{где: } e = \frac{h}{2} - \frac{c}{3} = \frac{800}{2} - \frac{160}{3} = 0,347 \text{ м},$$

здесь  $h = 800 \text{ мм}$  - толщина стены (простенка);  $c = 160 \text{ мм}$  - длина площадки опирания плиты на стену;

$$c = \frac{160}{3} = 53,2 < 70 \text{ мм}, \text{ принимаем } 53,2 \text{ мм [3]}$$

- в сечении I-I

$$M = \frac{H_{\text{эт}} - a}{H_{\text{эт}}} \cdot M = \frac{3,22 - 0,64}{3,22} \cdot 18,44 = 14,77 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

3. Вычисляем эксцентриситет продольной силы относительно оси симметрии простенка (начальный эксцентриситет) (рис. 2.4):

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{14,77}{217,93} = 0,068 \text{ м.}$$

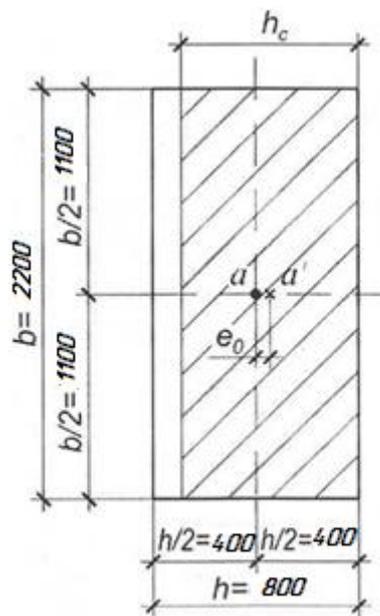


Рис. 4.2 Поперечное сечение простенка

4. Определяем несущую способность простенка.

Вычисляем площадь сечения простенка:

$$A = h \cdot b = 0,8 \cdot 2,2 = 1,76 \text{ м}^2.$$

Находим расчетную длину простенка:

$$l_0 = H_{\text{эТ}} = 3,22 \text{ м.}$$

Принимаем упругую характеристику кладки из кирпича марки 50 на известковом растворе марки 10, при прочности раствора  $= 0,2 \Rightarrow \alpha = 350$  (см. [4, табл. 15], табл. 6.2 прил. 6).

$$\text{Гибкость стены в пределах первого этажа } \lambda_h = \frac{l_0}{h} = \frac{3,22}{0,8} = 4,025 \approx 4,03$$

В зависимости от  $\lambda_h$  и  $\alpha$  определяем коэффициент продольного изгиба  $\varphi = 0,9391$  (см. [4, табл. 18], табл. 6.3 прил. 6).

5. Находим площадь и высоту сжатой части сечения

$$A_c = A \cdot \left(1 - \frac{2e_0}{h}\right) = 1,76 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 0,068}{0,8}\right) = 1,461 \text{ м}^2,$$

$$h_c = h - 2e_0 = 0,8 - 2 \cdot 0,068 = 0,664 \text{ м}$$

$$\text{В зависимости от } \lambda_h = \frac{l_0}{h} = \frac{3,22}{0,664} = 4,85 \text{ и } \alpha = 350 \text{ принимаем } \varphi = 0,9145$$

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0,9391 + 0,9145}{2} = 0,926$$

Определяем коэффициент  $\omega$  (см. [7, табл. 19], табл. 6.4 прил. 6)

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{h} = 1 + \frac{0,068}{0,8} = 1,085 < 1,45$$

Принимаем  $\omega = 1,085$ .

6. Вычисляем величину расчетной продольной силы, воспринимаемой сечением простенка:

$$m_g \cdot \varphi_1 \cdot R \cdot A_c \cdot \omega \cdot m_1 = 1,0 \cdot 0,926 \cdot 0,6 \cdot 10^3 \cdot 1,461 \cdot 1,085 \cdot 0,2 = 176,15 \text{ кН},$$

где:  $m_g$ - коэффициент, учитывающий влияние длительного воздействия нагрузки ( $m_g=1,0$  при  $h = 0,8 \text{ м} > 0,3 \text{ м}$ );

$m_1$ - коэффициент, учитывающий снижение несущей способности простенка при наличии сквозных трещин,  $m_1=0,2$

$R = 0,6 \text{ МПа}$  - расчетное сопротивление кладки М50 сжатию.

Проверяем условие:  $N \geq N_1$ ;  $176,15 \text{ кН} < 217,93 \text{ кН}$ .

Условие не удовлетворяется; следовательно, требуется усиление простенка.

Коэффициент усиления  $k = \frac{N_1}{N} = \frac{217,93}{176,15} = 1,237$ ; т.е. необходимо увеличить прочность простенка на 23,7 %.

### 2.2.2 Усиление простенка стальной обоймой

Назначим элементы усиления: принимаем для обоймы сталь марки ВСтЗсп. Вертикальную арматуру обоймы (уголки) из конструктивных соображений примем из равнополочных уголков 4 L 45 x 4 ( $A'_s = 3,48 \cdot 4 = 13,92 \text{ см}^2$ ). Хомуты обоймы принимаем из полосовой стали сечением 40 x 5 мм ( $A_{sw} = 2,0 \text{ см}^2$ ) с шагом  $s = 400 \text{ мм}$ .

Прочность простенка, усиленного по такой схеме, проверяют из условия:

$$N_1 \leq \psi \cdot \varphi \cdot \left[ \left( m_g \cdot m_k \cdot R + \eta \frac{2,5 \mu}{1 + 2,5 \mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right) A \cdot R_{sc} \cdot A'_s \right]$$

где:  $\psi$  и  $\eta$  -коэффициенты, равные при внецентренном сжатии:

$$\psi = 1 - \frac{2 \cdot e_0}{h} = 1 - \frac{2 \cdot 0,068}{0,8} = 0,83,$$

$$\eta = 1 - \frac{4 \cdot e_0}{h} = 1 - \frac{4 \cdot 0,068}{0,8} = 0,66 ;$$

$\varphi = \varphi_1 = 0,926$  и  $m_g = 1,0$ ;  $m_k = 0,2$  - коэффициент условий работы кладки с повреждениями.

$\mu$  - процент армирования поперечными планками

$$\mu = \frac{2 \cdot A_{sw} \cdot (h+b)}{h \cdot b \cdot s} \cdot 100\% = \frac{2 \cdot 2 \cdot 10^2 (800+2200)}{800 \cdot 2200 \cdot 400} \cdot 100\% = 0,17\%$$

где:  $R_{sw} = 150$  МПа - расчетное сопротивление поперечной арматуры обоймы по [3, табл. 10];

$R_{sc}$  - расчетное сопротивление вертикальных уголков ( $R_{sc} = 43$  МПа - при отсутствии непосредственной передачи нагрузки на обойму;  $R_{sc} = 190$  МПа - при передаче нагрузки с двух сторон - вверху и внизу обоймы).

1. Определяем величину расчетной продольной силы, воспринимаемой усиленным простенком при отсутствии непосредственной передачи нагрузки на обойму:

$$N_f = \psi \cdot \varphi \cdot \left[ (m_g \cdot m_k \cdot R + \eta \frac{2,5 \mu}{1+2,5 \mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100}) A \cdot R_{sc} \cdot A'_s \right] = 0,83 \cdot 0,926 \cdot \left[ \left( 1 \cdot 0,2 \cdot 0,6 \cdot 10^3 + 0,66 \frac{2,5 \cdot 0,17}{1+2,2 \cdot 0,17} \cdot \frac{150 \cdot 10^3}{100} \right) \cdot 1,76 + 43 \cdot 10^3 \cdot 13,92 \cdot 10^{-4} \right] = 607,73 \text{ кН};$$

$$N_1 < N_f; 217,93 \text{ кН} < 607,73 \text{ кН}$$

Прочность простенка, усиленного посредством обжатия поперечной арматурой обоймы при заданных размерах хомутов (сечением 40x5 мм) и шаге  $s = 400$  мм, достаточна. Условие выполняется, следовательно, несущая способность простенка достаточна при минимальном запасе прочности.

$$\frac{N_f - N_1}{N_1} = \frac{607,73 - 217,93}{217,93} = 1,78$$

Последовательность выполнения работ по усилению кирпичного простенка стальной обоймой:

1. Выравнивается (оштукатуривается цементно-песчаным раствором) поверхность усиливаемого простенка;

2. Устанавливаются в проектное положение на цементно-песчаном растворе вертикальные уголки усиления;

3. Привариваются к уголкам соединительные планки с шагом, не превышающим минимальный размер сечения усиливаемого простенка;
4. Тщательно зачеканиваются жестким раствором или инъецируются зазоры между элементами обоймы и каменной кладкой;
5. Оштукатуривается поверхность усиленного простенка.

### 2.3 Подбор сечения бруска обрешетки

Примечание: расчет деревянных настилов, т.е. брусков (доски) обрешетки производится по схеме двухпролетной балки на два сочетания нагрузок:

- от собственного веса и временной нагрузки (снег)
- от собственного веса и сосредоточенной нагрузки ( $P=1 \text{ кН}, \gamma_f=1,2$ )

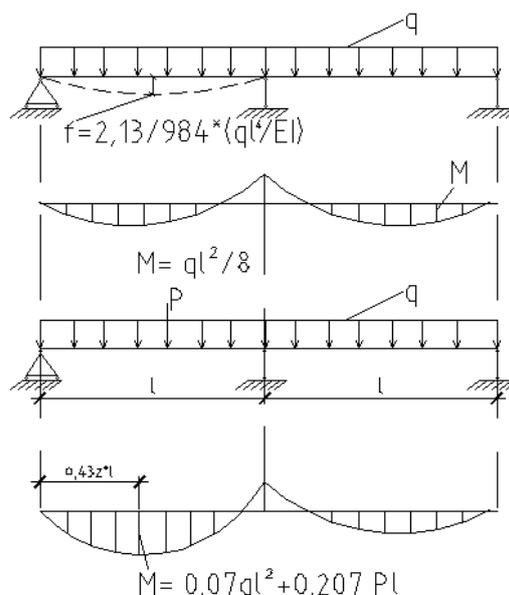


Рис. 2.5 Расчетные схемы бруска обрешетки

Проверка прочности обрешетки осуществляется по формуле:

$$\sigma = \frac{M}{W} \leq R_u \cdot m_b$$

Проверка прогибов производится по обычной формуле как для изгибающегося элемента, только как нагрузка от собственного вес и временной (снег), при этом максимальная величина прогиба для двухпролетной балки подсчитывается по формуле:

$$f = \frac{2,13}{384} \cdot \left[ \frac{q^4 \cdot l^4}{E \cdot Y} \right]$$

Для расчета деревянного настила вырезают полосу шириной 1 метр

Сосредоточенная нагрузка Р считается приложенной к двум доскам (брускам) если расстояние между осями досок (брусков) меньше 150 мм. При расстоянии более 150 мм весь груз прикладывается к одной доске (бруску).

Сбор нагрузок:

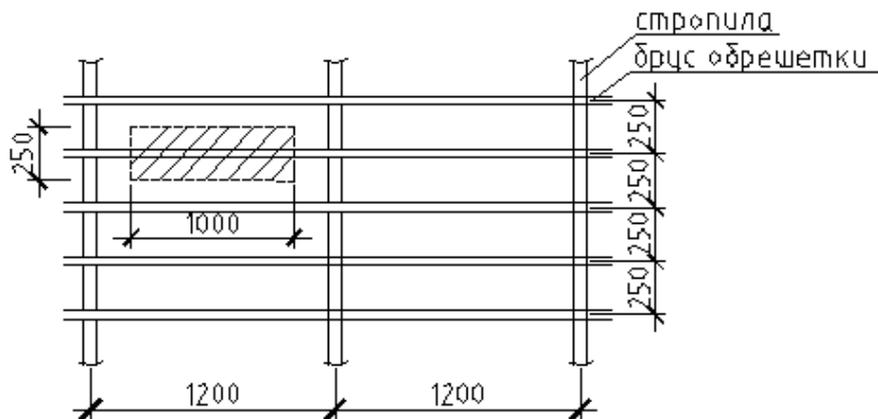


Рис. 2.6 Схема сбора нагрузок

Постоянная нагрузка:

– от стального профилированного листа:  $g_{ст} = 0,0005 \text{ м} \cdot 1 \text{ м} \cdot 0,25 \cdot 7850 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$

$$= 0,98 \frac{\text{кг}}{\text{м}} = 9,8 \text{ Н} = 0,0098 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

– от собственного веса бруска (доски) (предположительное сечение 150 мм. на 32 мм.)

$$g_{дер.бр.} = 0,15 \text{ м} \cdot 0,025 \text{ м} \cdot 1 \text{ м} \cdot 500 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3} = 1,9 \frac{\text{кг}}{\text{м}} = 0,019 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

где:  $500 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$  -объемная масса сосны

Постоянная нормативная нагрузка:

$$g^H = g_{ч} + g_{дер.бр.} = 0,0098 + 0,019 = 0,028 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Постоянная расчетная нагрузка при коэффициенте надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1,1$

$$g^P = g^H \cdot 1,1 = 0,028 \cdot 1,1 = 0,032 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Временная нагрузка:

(снег III снеговой район  $S_g = 180 \frac{\text{кг}}{\text{м}^2}$ , пункты 5.1, 5.2, 5.3, 5.7 прил.3, прил. 2[[1] прил.3, п.5.1 - 5.7] и [[5] п.4.4, 4.5])

Полное расчетное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия:

$$S = S_g = 180 \frac{\text{кг}}{\text{м}^2} \cdot 0,6 = 108 \frac{\text{кг}}{\text{м}^2}$$

где:  $S_g$  - расчетное значение веса снегового покрова на  $1 \text{ м}^2$  горизонтальной поверхности земли;

$\mu = 0,6$  - коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, принимаемый в соответствии с [[5] п. 5.3, 5.6].

$$P_{\text{сн}}^p = 0,25 \text{ м} \cdot 1 \text{ м} \cdot 108 \frac{\text{кг}}{\text{м}^2} = 27 \frac{\text{кг}}{\text{м}} = 0,27 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Нормативное значение снеговой нагрузки определяется расчетным значением коэффициента 0,7

$$P_{\text{сн}}^n = P_{\text{сн}}^p \cdot 0,7 = 0,27 \cdot 0,7 = 0,189 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Максимальный изгибающий момент при сочетании нагрузок.

1. Постоянная + временная ( $q^p = g^p + P_{\text{сн}}^p$ ), см. расчетную схему.

$$M_1 = \frac{(g^p + P_{\text{сн}}^p) \cdot l^2}{8} = \frac{(0,032 \frac{\text{кН}}{\text{м}} + 0,27 \frac{\text{кН}}{\text{м}}) \cdot 1,2^2 \text{ м}^2}{8} = 0,054 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

2. Постоянная +  $P = 1 \text{ кН} \cdot 1,2$

$$M_2 = 0,07 \cdot (g^p + P_{\text{сн}}^p) \cdot 1,2^2 + 0,207 \cdot P \cdot 1 = 0,07 \cdot (0,032 \frac{\text{кН}}{\text{м}} + 0,27 \frac{\text{кН}}{\text{м}}) \cdot 1,2^2 \text{ м}^2 + 0,207 \cdot 1 \text{ кН} \cdot 1,2 = 0,27 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Наиболее невыгодным сочетанием нагрузок является второе, где  $M_2 = 0,27 \text{ кН} \cdot \text{м} = M_{\text{max}}$ , поэтому требуемый момент сопротивления поперечного сечения бруса (доски) обрешетки:

$$W_{\text{тр}} = \frac{M_{\text{max}}}{R_u \cdot m_n}$$

где:  $R_u$  - расчетное сопротивление древесины изгибу [[6]табл. 3] для древесины сосны 3 сорта  $R_u = 8,5 \text{ МПа}$ .

$m_H = 1,2$  – коэффициент учитывающий кратковременное действие сопротивлению нагрузке.

$$W_{тр} = \frac{0,27 \text{ кН*м}}{8,5 \cdot 10^6 \frac{\text{Н}}{\text{м}^2} \cdot 1,2} = \frac{0,27 \text{ кН*м}}{8,5 \cdot 10^3 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \cdot 1,2} = 0,000026 \text{ м}^3 = 26 \text{ см}^3$$

Подберем сечение бруска (доски) обрешетки по сортаменту пиломатериалов по ГОСТ 8486-86Е

$$W_x = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{15 \cdot 3,2^2}{6} = 26 \text{ см}^2$$

В соответствии с сортаментом, принимаем доску сечением 150мм на 32мм,

$$W_{тр} = \frac{0,27 \text{ кН*м}}{8,5 \cdot 10^6 \frac{\text{Н}}{\text{м}^2} \cdot 1,2} = \frac{0,27 \text{ кН*м}}{8,5 \cdot 10^3 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \cdot 1,2} = 0,000026 \text{ м}^3 = 26 \text{ см}^3$$

$$W_x = W_{тр} = 26 \text{ см}^2$$

Проверка прочности и прогиба доски обрешетки, работающего на косои изгиб:

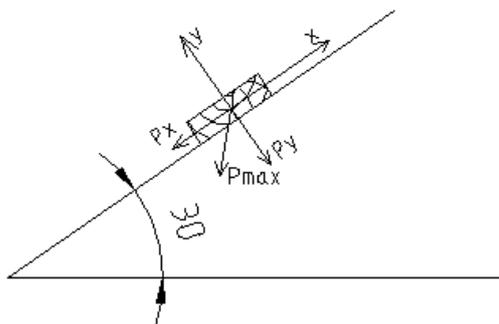


Рис. 2.7 Расчетная схема действия сил

Расчет прочности при косои изгибе производится по формуле:

$$\frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq R_u$$

Прогиб элемента при косои изгибе определяется как геометрическая величина.

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2}$$

В соответствии с эюрой моментов, расчетной схемы 2

$$M_{\max} = (0,07 \cdot q \cdot l + 0,207 \cdot P) \cdot l ; \text{ т.е. } P_{\max} \cdot l$$

$$P_{\max} = (0,07 + q \cdot l + 0,207 \cdot P) \cdot l = 0,07 \cdot (0,037 \cdot 1,2 + 0,037) \cdot 1,2 + 0,207 \cdot 1,2 = 0,25 \text{ кН}$$

Для определения  $M_x$  и  $M_y$  найдем составляющие нагрузки  $P_{\max}$

$$P_x = P_{\max} \cdot \cos 30^\circ = 0,25 \cdot 0,866 = 0,216 \text{ кН.}$$

$$P_y = P_{\max} \cdot \sin 30^\circ = 0,25 \cdot 0,5 = 0,125 \text{ кН.}$$

Тогда изгибающие моменты от действия сил  $P_x$  и  $P_y$ :

$$M_x = P_x \cdot l = 0,216 \text{ кН} \cdot 1,2 \text{ м} = 0,26 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

$$M_y = P_y \cdot l = 0,125 \text{ кН} \cdot 1,2 \text{ м} = 0,15 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Геометрические характеристики сечения

$$W_x = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{15 \cdot 3,2^2}{6} = 25,6 \text{ см}^2 \quad ; \quad I_x = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{15 \cdot 3,2^3}{12} = 40,9 \text{ см}^2 .$$

$$W_y = \frac{h \cdot b^2}{6} = \frac{3,2 \cdot 15^2}{6} = 120 \text{ см}^2 \quad ; \quad I_y = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{3,2 \cdot 15^3}{12} = 900 \text{ см}^2 .$$

Проверка прочности доски обрешетки при косом изгибе:

$$\frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{0,26 \cdot 10^3}{25,6} + \frac{0,15 \cdot 10^3}{120} = 10,15 + 1,25 = 11,4 \text{ мПа} > R_u = 8,5 \text{ мПа (сосна 3}$$

сорта)

$$11,4 \text{ мПа} > R_u = 13 \text{ мПа (сосна 2 сорта)}$$

Выводы: 1. При данных расчетных условиях древесина сосны 3-го сорта для доски обрешетки не подходит. По прочности проходит сосна 2-го сорта.

2. Прочности доски обрешетки сечением 150 на 32 (мм) из сосны 2-го сорта обеспечена.

Примечание 3: модуль упругости сосны  $E = (0,1 \dots 0,12) \cdot 10^6 \frac{\text{кГ}}{\text{см}^2} = (0,1 \dots 0,12) \cdot 10^5 \frac{\text{мН}}{\text{м}^2}$ ; проверка прогибов производится только на нормативные нагрузки от собственного веса и временной нагрузки (снег) (см. расчетную схему, рис.2.1)

При этом максимальная величина прогиба для двухпролетной балки (доски обрешетки) подсчитывается по формуле:  $f = \frac{2,13}{384} \cdot \left[ \frac{q^4 \cdot l^4}{E \cdot Y} \right]$

Выше подсчитано: постоянная нормативная нагрузка  $g^H = 0,033 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$   
нормативное значение снеговой нагрузки  $P_{\text{сн}}^H = 0,18 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$

т. е. нормативная нагрузка в первом сочетании нагрузок:

$$q^H = 0,033 + 0,18 = 0,213 \frac{\text{кН}}{\text{м}} = 213 \frac{\text{Н}}{\text{м}} = 213 \cdot \frac{0,1 \text{ кг}}{100 \text{ см}} = 0,213 \frac{\text{кг}}{\text{см}}$$

$$\text{Прогиб} : f_y = \frac{2,13}{384} \cdot \left[ \frac{q^H \cdot l^4}{EI_y} \right] = \frac{2,13}{384} \cdot \left[ \frac{0,213 \cdot 120^4 \text{ см}^4}{0,1 \cdot 10^6 \cdot 900 \text{ см}^4} \right] = 0,0027 \text{ см.}$$

$$f_x = \frac{2,13}{384} \cdot \left[ \frac{q^H \cdot l^4}{EI_x} \right] = \frac{2,13}{384} \cdot \left[ \frac{0,213 \cdot 120^4 \text{ см}^4}{0,1 \cdot 10^6 \cdot 40,9 \text{ см}^4} \right] = 0,059 \text{ см.}$$

$$f = \sqrt{0,0027^2 + 0,059^2} = 0,06$$

Проверка прогиба

$$\frac{f}{l} = \frac{0,06}{120} = \frac{1}{2222} < \frac{1}{150}$$

Вывод: прогиб доски обрешётки не превышает предельного [по [6], табл.16]

Принимаем доску обрешётки сечением 150 на 32 мм из сосны 2 сорта с шагом 250 мм.

## 2.4 Расчет бруса стропильной балки

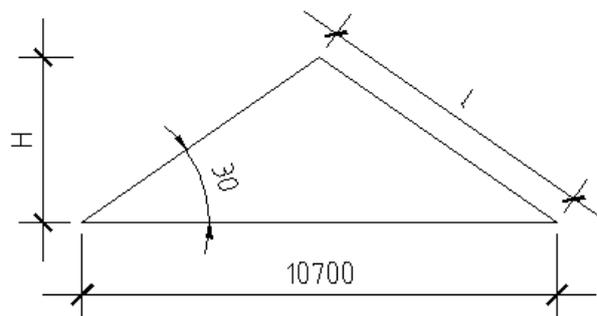


Рис. 2.8 Расчетная схема стропильной системы

$$h = 10,7 \cdot \text{tg } 30^\circ = 3 \text{ м.}$$

$$l = \sqrt{5,35^2 + 3^2} = 6 \text{ м.}$$

$$\frac{6}{0,25} = 24$$

Количество досок обрешетки 24 штук ( через 0,25 м. сечением 150 на 32 мм)

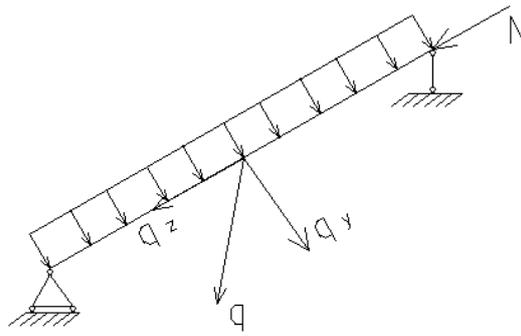


Рис. 2.9 Расчетная схема действия сил

Сбор нагрузок:

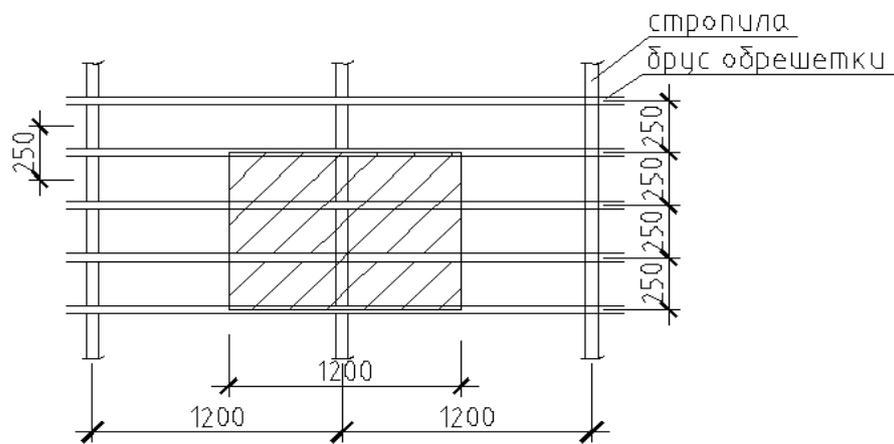


Рис. 2.10 Схема сбора нагрузок

Постоянная нагрузка:

- от стального профилированного листа:  $g_{ст} = 0,0005 \cdot 1,2 \text{ м} \cdot 1 \text{ м} \cdot 7850 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$

$$= 4,71 \frac{\text{кг}}{\text{м}} = 47,1 \text{ Н} = 0,047 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

- от 4 сосновых досок сечением 150 на 32 мм

$$g_{дер.доск} = 0,15 \text{ м} \cdot 0,032 \text{ м} \cdot 1,2 \text{ м} \cdot 4 \text{ шт} \cdot 500 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3} = 11,52 \frac{\text{кг}}{\text{м}} = 0,115 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

- от собственного веса стропильные балки (при предположительном сечении 100 \* 175 мм)

$$g_{стр.б.} = 0,1 \text{ м} \cdot 0,175 \text{ м} \cdot 1 \text{ м} \cdot 500 \frac{\text{кг}}{\text{м}^2} = 8,75 \frac{\text{кг}}{\text{м}} = 0,088 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

Постоянна нормативная нагрузка:

$$g^H = g_{сталь.л.} + g_{дер.доск} + g_{стр.б.} = 0,047 \frac{\text{кН}}{\text{м}} + 0,115 \frac{\text{кН}}{\text{м}} + 0,088 \frac{\text{кН}}{\text{м}} = 0,25 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

Постоянная расчетная нагрузка при коэффициенте по надежности  $\gamma_f = 1,1$

$$q^p = g^h \cdot \gamma_f = 0,25 \cdot 1,1 = 0,275 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

Внешняя нагрузка ( снег III снеговой район  $S_g = 180 \frac{\text{кг}}{\text{м}^2}$ , [1])

Расчетное значение снеговой нагрузки:

$$S = S_g \cdot \mu = 180 \cdot 0,6 = 115,2 \frac{\text{кг}}{\text{м}^2}, \text{ [[1] п.5.3 - 5.6]}$$

$$P_{\text{сн.}}^p = 1,2 \text{ м} \cdot 1 \text{ м} \cdot 115,2 \frac{\text{кг}}{\text{м}^2} = 138,24 \frac{\text{кг}}{\text{м}} = 1,382 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Нормативное значение снеговой нагрузки:

$$P_{\text{сн.}}^h = P_{\text{сн.}}^p \cdot 0,7 = 1,382 \cdot 0,7 = 0,967 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Расчетное значение нагрузки при сочетании постоянная + временная:

$$q = q^p + P_{\text{сн.}}^p = 0,275 + 1,382 = 1,657 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

С учетом угла наклона стропильной балки  $\alpha = 30^\circ$

$$q_y = q \cdot \cos 30^\circ = 1,657 \cdot 0,866 = 1,434 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

$$q_z = q \cdot \sin 35^\circ = 1,657 \cdot 0,5 = 0,828 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

$$N = q_z \cdot l = 1,434 \left( \frac{\text{кН}}{\text{м}} \right) \cdot 6 = 8,61 \text{ кН}.$$

где:  $l$  – длина расчетного элемента

Получается расчетная схема:

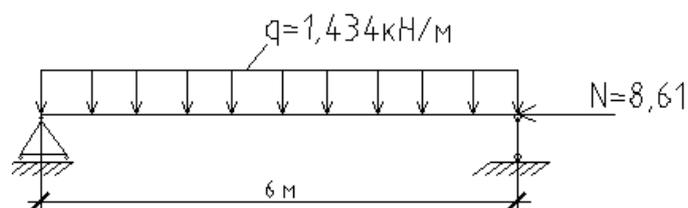


Рис. 2.11 Расчетная схема действия сил

Сжатие с изгибом (сосновой балки прямоугольного сечения)

Примечания:

$$i_x = \sqrt{\frac{Y_x}{A}} - \text{радиус инерции}$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} - \text{гибкость}$$

$$l_0 = l \cdot \mu_0$$

где:  $\mu=1$  – коэффициент при шарнирно-закрепленных концах, а также при шарнирном креплении в промежуточных точках элемента, [[1]п.п 4.21 и 6.25]

$$\lambda \leq 70 \Rightarrow \varphi = 1 - a \left(\frac{\lambda}{100}\right)^2$$

$$\lambda > 70 \Rightarrow \varphi = \frac{A}{\lambda^2}$$

$a = 0,8$  – коэффициент для дерева;

$A = 3000$  – коэффициент для дерева;

$$\mu_0 = 1$$

Проверка прочности сосновой стропильной балки прямоугольного сечения 100 на 175 мм. (для случая, когда  $R_c = R_u$ ).

Проверка прочности производим по формуле:

$$\frac{N}{A_{нт}} + \frac{M}{\xi * W_{нт}} \leq R_c$$

Величину коэффициента  $\xi$  подсчитываем по формуле:

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2 * N}{3000 * A_{нт} * R_c}$$

где:  $N$  – продольная сжимающая сила;

$M$  – внешний изгибающий момент;

$A_{нт}$  и  $W_{нт}$  – площадь и момент сопротивления нетто проверяемого сечения соответственно;

$\xi$  – коэффициент, учитывающий дополнительное увеличение изгибающего момента от действия силы  $N$  в деформированном элементе.

Предварительно считаем величины входящие в данную формулу:

$$A_{нт} = b \cdot h = 10 \cdot 17,5 = 175 \text{ см}^2 \text{ (ослаблений нет).}$$

$$W_{нт} = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{10 \cdot 17,5^2}{6} = 510,41 \text{ см}^3;$$

$$M_{\max} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{1,434 \cdot 6^2}{8} = 6,453 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$I_y = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{10 \cdot 17,5^3}{12} = 3349,61 \text{ см}^4;$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{3349,61}{10 \cdot 17,5}} = 5,05 \text{ см};$$

$l_0$  - расчетная длина при шарнирном закреплении расчетного стержня

$$l_0 = 1 \cdot \mu_0 = 600 \cdot 1 = 600 \text{ см}$$

Гибкость стержня  $\lambda$  относительно оси X

$$\lambda_x = \frac{l_0}{i_x} = \frac{600}{5,05} = 118,8 < 120$$

По [6] табл. 14 п. 1 сжатый внешний пояс предельная гибкость 120 см.

$R_c = 14 \text{ МПа}$  – расчетное сопротивление сжатию для сосны 1-го сорта из [[6] табл. 3]

$$\xi = 1 - \frac{118,8^2 \cdot 0,0086 \text{ МН}}{3000 \cdot (0,1 \text{ м} \cdot 0,175 \text{ м}) \cdot 14 \frac{\text{МН}}{\text{м}^2}} = 1 - 0,15 = 0,85 = 0,9$$

Проверка прочности :

$$\frac{0,00808 \text{ МН}}{(0,1 \text{ м} \cdot 0,175 \text{ м})} + \frac{0,0064 \text{ МН} \cdot \text{м}}{0,9 \cdot 510,41 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3} = 0,46 \text{ МПа} + 13,06 \text{ МПа} = 13,5 \text{ МПа}$$

$$13,5 \text{ МПа} < 14 \text{ МПа}$$

Вывод: Прочность обеспечена. Принимаем верхний пояс фермы в виде бруса сечением 100 на 175 мм из сосны 1-го сорта.

## **2.5. Проектирование предварительно напряженных плит безопалубочного формирования**

Предварительно напряженные плиты перекрытий ПБ по сравнению с обычными обладают лучшими эксплуатационными качествами, главные из которых - меньшая деформативность и материалоемкость, повышенная трещиностойкость по сравнению с обычными конструкциями. А также, существует ряд особых преимуществ отличающих их от плит марок ПК:

- Кратность шага ж/б плита имеет 100 мм, чем обусловлено большое количество ее типоразмеров (длина плит длине в диапазоне от 1,8 до 10,8 м) и широкое использование для перекрытия помещений с нестандартными пролетами;

- широкий спектр нагрузок (от 600 до 1450 кгс/м<sup>2</sup>);

- возможность распила под углом до 45° для перекрытий эркеров.

Плиты перекрытий изготавливаются в заводских условиях из тяжелых бетонов путем загрузки бетонной смеси на непрерывно движущиеся вибрационные конвейерные линии (стенды), плита-полуфабрикат получается большой длины, которую после становления бетона разрезают на готовые ж/б изделия. Плиты ПБ разрезают специальными станками в размер, нужный заказчику. Передаточная прочность бетона определяется расчетом в соответствии с действующим СНиП 2.03.01-84,[7]. Отпускная прочность бетона в изделии принимается не менее передаточной прочности и не менее 80% от проектной прочности. Плиты ПБ армируются методом непрерывного продольного армирования предварительно напряженными высокопрочными стальными канатами класса К-7 диаметром 9,12 мм, по ГОСТ 13840-68\* поперечное армирование отсутствует. Проектное положение арматуры обеспечивается пластмассовыми фиксаторами, установленными равномерное по площади изделия.

Таблица 4 "Нормативные и расчетные характеристики тяжелого бетона класса В40, твердеющего в условиях тепловой обработки при атмосферном давлении, МПа"

Класс бетона	Вид бетона	Для предельных состояний				$E_b$
		Первой группы		Второй группы		
		$R_{b2}$	$R_{bt}$	$R_{bn} = R_{b,ser}$	$R_{bt,n} = R_{bt,ser}$	
В30	тяжелый	22,0	1,4	29,0	2,1	36000

Таблица 5 "Нормативные и расчетные характеристики напрягаемой арматуры класса К-7"

Класс арматуры	Вид арматуры	Для предельных состояний				$E_s$
		Первой группы		Второй группы		
		$R_s$	$R_{sw}$	$R_{sc}$	$R_{sn} = R_{s,ser}$	
К1500	канатная	1250	-	500	1500	180000

Проектируемая плита должна рассчитываться по предельным состояниям первой и второй групп для работы конструкции в стадии изготовления,

транспортирования, монтажа и эксплуатации. Плита относится к третьей категории трещиностойкости. Поскольку к плите не предъявляются требования непроницаемости, то при канатной арматуре К1500 предельно допустимая ширина раскрытия трещин  $a_{срс,ult}$  не должна превышать 0,2 мм при продолжительном раскрытии и 0,3 мм при непродолжительном раскрытии,[8].

### 2.5.1 Расчет пустотной плиты в стадии эксплуатации

При расчёте плиты в стадии эксплуатации требуется выполнить: расчеты прочности продольных ребер по нормальным и наклонным сечениям, проверку трещиностойкости продольных ребер, расчет прогибов; при необходимости рассчитать ширину раскрытия трещин и влияние появления начальных трещин (от усилия предварительного напряжения арматуры) на величины прогибов и ширину раскрытия трещин в стадии эксплуатации.

Установление размеров и расчетного пролета плиты:

Для многопустотной панели шириной 1500 мм, длиной 5780 мм, высотой сечения 220 мм и с размерами пустот 140x145 мм.

Расчетный пролет панели  $l_0$  - принимаем равным расстоянию между осями ее опор:  $l_0 = 5780 - 160 = 5620(\text{мм})$ ;

где: 160 -площадка отпирания, мм;

Конструктивная ширина панели:  $B = n - 30 = 1500 - 30 = 1497 \text{ мм}$ ;

Высота сечения многопустотной предварительно напряженной плиты  $h = \frac{l_0}{30} = \frac{5620}{30} = 18,7 \text{ см}$

принимаем высоту плиты 22см.

Рабочая высота сечения  $h_0 = h - a = 22 - 3 = 19 \text{ см}$ .

Плита имеет 7 круглых пустот шириной 140 мм высотой 145мм. Толщина верхней и нижней полок:  $h'_f = \frac{22-14,5}{2} = 3,75 \text{ мм}$ .

Ширина средних ребер- 55мм;

Ширина крайних ребер:  $B_p^{кр} = \frac{1497-7*140-6*55}{2} = 93,5 \text{ мм}$ .

Минимальная толщина крайних ребер при боковых срезах 21,5 мм:  $93,5 - 21,5 = 72$  мм.

В расчетах по предельным состояниям первой группы необходимо учитывать расчетную ширину сжатой полки.

Толщина сжатой полки таврового сечения:  $\frac{h'_f}{h} = \frac{3,75}{22} = 0,17 > 0,1$  при этих условия в расчёт вводится вся ширина полки:  $b'_f = 1457$  мм; расчетная ширина ребра:  $b = b'_f - n_{\text{пуст}} * d = 1457 - 7 * 140 = 477$  мм;

Основные размеры пустотной плиты представлены на рис.2.12.

Сбор нагрузок и определение усилий в плите:

Таблица 6 "Нагрузки на сборное междуэтажное перекрытие"

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, Н/м <sup>2</sup>	Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$	Расчетная нагрузка, Н/м <sup>2</sup>
Постоянная: – керамическая плитка, $\delta = 0,01$ м; $\rho = 2100$ кг/м <sup>3</sup>	210	1,1	231
– стяжка цементно - песчаного раствора $\delta = 0,03$ м; $\rho = 2400$ кг/м <sup>3</sup>	720	1,3	936
– звукоизоляционная мембрана "Tecsound" $\delta = 0,0037$ м; $\rho = 1900$ кг/м <sup>3</sup>	70	1,3	91
– Собственный вес железобетонной панели	3000	1,1	3300
Итого	$g^n = 4000$		$g = 4558$
Временная – Кратковременная	1200	1,2	1440
– Длительная	2000	1,2	2400
Итого	$p^n = 3200$		$p = 3840$

Полная нагрузка			
–Постоянная длительная	6000		6998
–Кратковременная	1200		1400
Итого	$g^n + p^n = 7200$		$g + p = 8398$

Расчетная нагрузка вычисляется на 1м длины плиты с учетом коэффициента надёжности по назначению здания  $\gamma_n = 0,95$ , при номинальной ширине плиты 1,5м.

Постоянная нагрузка:  $g = 4558 \cdot 0,95 \cdot 1,5 = 6495 \text{ Н/м} = 6,49 \text{ кН/м}$ .

Временная:  $v = 3840 \cdot 0,95 \cdot 1,5 = 5472 \text{ Н/м} = 5,47 \text{ кН/м}$

Полная:  $q = 8398 \cdot 0,95 \cdot 1,5 = 11967 \text{ Н/м} = 11,97 \text{ кН/м}$

Нормативная нагрузка на 1 погонный метр плиты:

- постоянная:  $g^n = 4,01 \cdot 0,95 \cdot 1,5 = 5,71 \text{ кН/м}$

- постоянная и длительная:  $6,0 \cdot 0,95 \cdot 1,5 = 8,55 \text{ кН/м}$

- полная:  $g^n + v^n = 7,2 \cdot 0,95 \cdot 1,5 = 10,26 \text{ кН/м}$ .

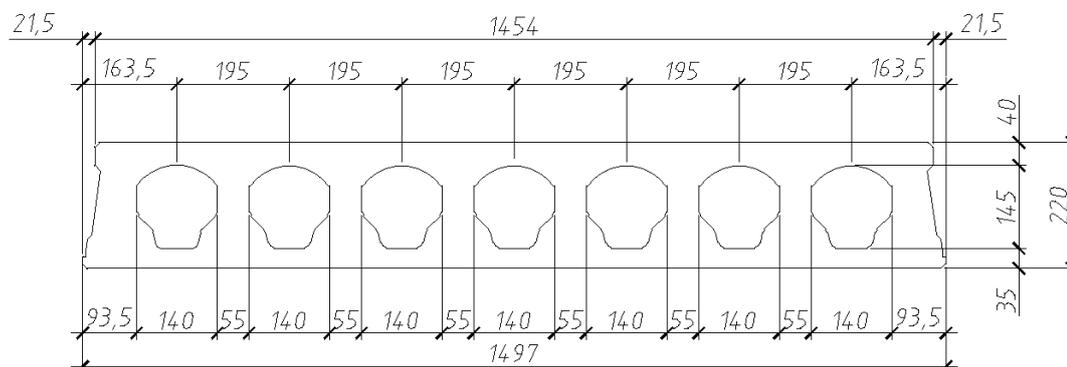


Рис.2.12 Основные размеры пустотной плиты ПБ

Моменты и поперечный силы от расчетных и нормативных нагрузок вычисляются в соответствии с расчетной схемой (рис.2.13) и вычисленными нагрузками. Усилия для расчетов по предельным состояниям первой группы: от расчётных нагрузок.

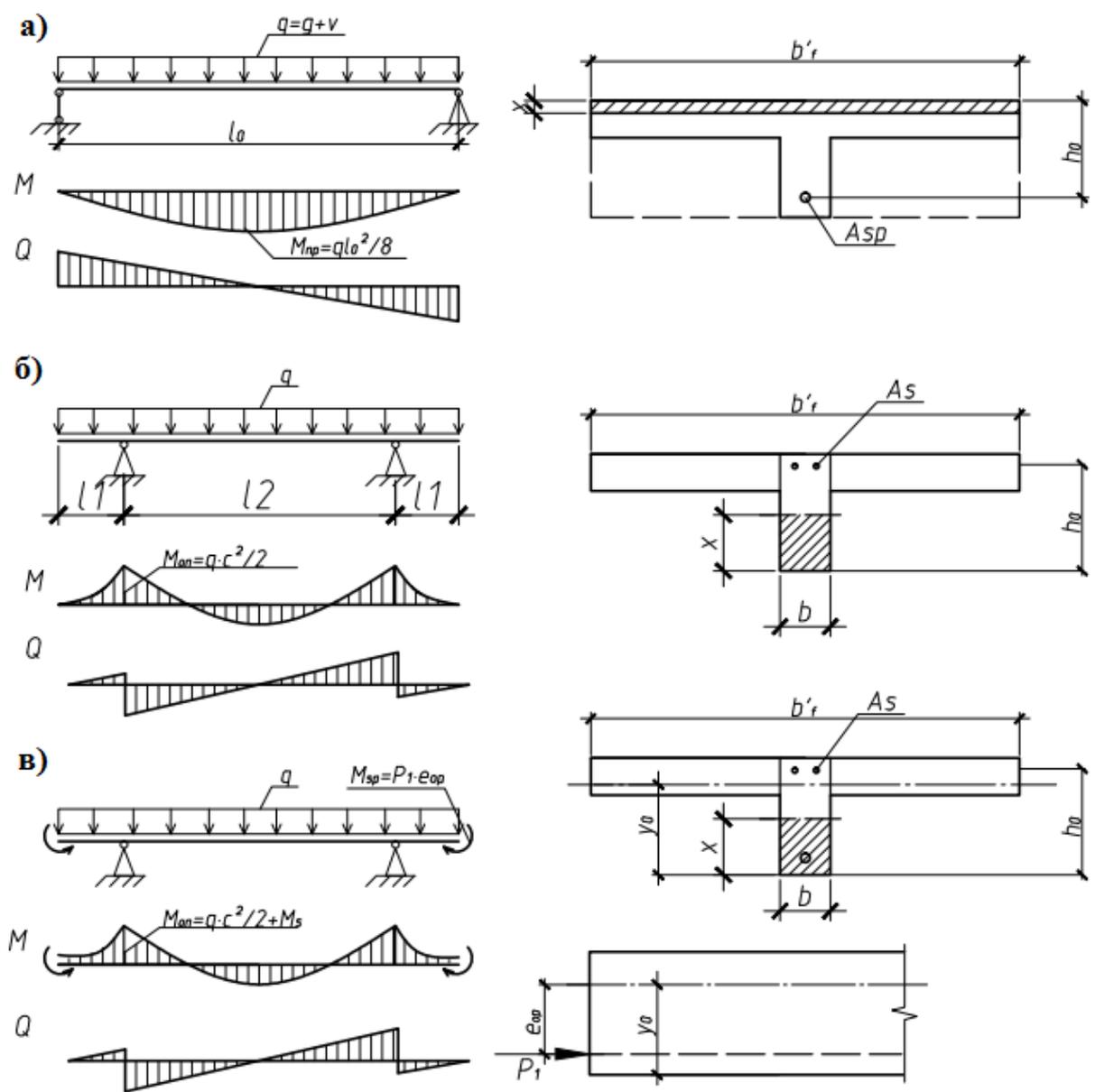


Рис 2.13 Расчетные схемы плиты при различных стадиях работы: а- стадия эксплуатации; б- стадия транспортирования и монтажа; в- стадия изготовления

$$M = \frac{q \cdot l_0^2}{8} = \frac{11,97 \cdot 5,78^2}{8} = 49,99 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q = \frac{q \cdot l_0}{2} = \frac{11,97 \cdot 5,78}{2} = 34,59 \text{ кН}$$

Усилия для расчетов по предельным состояниям второй группы от полной нормативной нагрузки:

$$M_n = \frac{q^n \cdot l_0^2}{8} = \frac{10,26 \cdot 5,78^2}{8} = 42,85 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

От постоянной и длительно действующей части нормативной нагрузки:

$$M_{п,дл.} = \frac{8,55 \cdot 5,78^2}{8} = 35,71 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

## 2.5.2 Расчет плиты по предельным состояниям первой группы

Расчет плиты по предельным состояниям первой группы включает расчёты прочности продольных ребер и полки плиты для различных стадий работы конструкции и, как правило, заключается в определении необычного количества арматуры и ее расположении в сечениях и по длине элемента.

Расчетной схемой прочности нормальных сечений в стадии эксплуатации является шарнирно опертая балка. Расчётное сечение двутаврового профиля с полкой в сжатой зоне см. рис.2.14. Изгибающий момент от полных нагрузок  $M = 49,99 \text{ кНм}$ . Размеры сечения:  $h = 22\text{см}$ ,  $b'_f = 145,7 \text{ см}$ ,  $b = 47,7 \text{ см}$ ,  $h'_f = 3,75 \text{ см}$ .

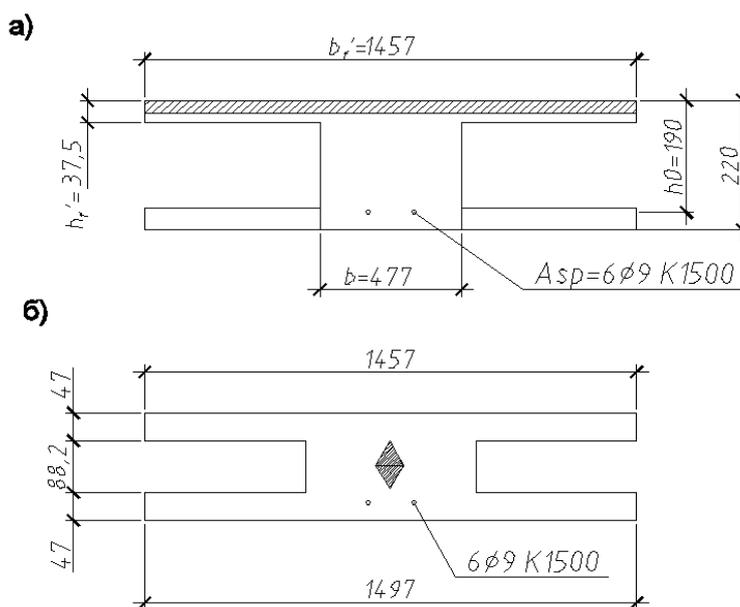


Рис.2.14. К расчету плиты перекрытия

- а- расчетное сечение для расчета по первой группе предельных состояний;
- б- расчетное сечение для расчета о второй группе предельных состояний

Минимальный защитный слой для конструкций в закрытых помещениях при нормальной влажности принимается не менее 20 мм. Расстояние от центра тяжести канатной арматуры до растянутой грани:  $a \geq 20 + \frac{\varnothing}{2}$  предполагаемый диаметр  $K1500 = 12 \text{ мм}$  тогда,  $a = 30 \text{ мм}$ , рабочая высота сечения  $h_0 = 190\text{см}$ .

Расчет прочности выполняется в предположении, что расчетной сжатой ненапрягаемой арматуры не требуется ( $A_{sc}$ ); уровень преднапряженности при коэффициенте точности напряжения  $\gamma_{sp}=0,8$  и с учетом всех потерь равен:

$$\frac{\sigma_{sp}}{R_s} \approx 0,8.$$

Величина напряжения обжатия:  $\sigma_{sp} = 0,8 \cdot R_s = 0,8 \cdot 1250 = 1000$  МПа

Расчетной схемой для расчета нормальных сечений плиты является шарнирно опертая балка таврового профиля с полкой в сжатой зоне  $M= 49,99$  МПа.

Проверяем положение нейтральной оси:

$R_b \cdot b'_f \cdot h'_f \left( h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) = 22 \cdot 10^3 \cdot 1,457 \cdot 0,0375 \cdot \left( 0,19 - \frac{0,0375}{2} \right) = 205,85$  кНм  $> M = 49,99$  кНм. Граница сжатой зоны проходит в полке, сечение рассчитывается как прямоугольное сечение с размерами  $b'_f = 1,475$  м,  $h'_f = 0,0375$  м,  $h_0 = 0,19$  м

Вычисляем табличный коэффициент  $\alpha_m$ :

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b'_f \cdot h_0^2} = \frac{49,99}{22 \cdot 10^3 \cdot 1,457 \cdot 0,19^2} = 0,043$$

Граничная высота сжатой зоны бетона при  $\frac{\sigma_{sp}}{R_s} \approx 0,8$  и арматуре К1500

$$\xi_R = 0,39;$$

$$\alpha_R = \xi_R \left( 1 - \frac{\xi_R}{2} \right) = 0,39 \cdot \left( 1 - \frac{0,39}{2} \right) = 0,313$$

Проверяется выполнение условия  $\alpha_m = 0,06 < \alpha_R = 0,354$ , следовательно, сжатой арматуры не требуется, и сечение рассчитывается с одиночной арматурой. Вычисляется относительная высота сжатой зоны:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,043} = 0,044$$

$$\frac{\xi}{\xi_R} = \frac{0,044}{0,39} = 0,113$$

Так как условие  $\xi < \xi_R$  соблюдается, расчетное сопротивление напрягаемой арматуры  $R_s$  можно увеличить путем умножения на коэффициент условий работы

$\gamma_{s3}$ , учитывающий увеличение сопротивления напрягаемой арматуры выше условного предела текучести.

$$\gamma_{s3} = 1,25 - 0,25 \frac{\xi}{\xi_R} = 1,25 - 0,25 * 0,113 = 1,22 > 1,1$$

Принимаем  $\gamma_{s3} = 1,1$ .

Требуемая площадь растянутой напрягаемой канатной арматуры:

$$A_s = \frac{\xi * R_b * b_f * h_0}{\gamma_{s3} * R_s} = \frac{0,044 * 22 * 10^3 * 1,457 * 0,19}{1,1 * 1250 * 10^3} = 0,000195 \text{ м}^2 = 1,95 \text{ см}^2 = 195 \text{ мм}^2.$$

По сортаменту выпускаемой стали определяются диаметр и необходимое количество стержней. Принимаем 4 $\emptyset$  9- К1500,  $A_{sp} = 204 \text{ мм}^2$ . Однако, конструктивно установлено, что минимальное количество стержней канатной арматуры принимается не менее 6шт. Отсюда, принимаем 6 $\emptyset$  9- К1500,  $A_{sp} = 306 \text{ мм}^2$

В многопустотных плитах в соответствии с [7, п.5.18] наибольшее расстояние между осями стержней продольной арматуры должно быть не более  $2h$ , ( $2 \cdot 220 = 440 \text{ мм}$ ) и не более 400 мм. В нашем случае это расстояние равно:  $\frac{1497 - 2 \cdot 66}{6} = 227,5 < 400 \text{ мм}$ . Условие выполняется. Здесь 66 мм, расстояние от боковой поверхности плиты понизу до оси крайнего продольного стержня.

### 2.5.2.1 Расчет прочности наклонных сечений плиты

В плитах безопалубочного формования поперечная арматура, хомуты не устанавливается по конструктивным соображениям. В соответствии с [9, п.5.27] в многопустотных плитах высотой менее 300 мм, на участках, где поперечная сила воспринимается только бетоном, поперечную арматуру можно не устанавливать.

Выполним проверочный расчет.

Исходные данные. Расчетная поперечная сила на опоре  $Q = 34,59 \text{ кН}$ , расчетная полная нагрузка  $q = 9,57 \text{ кН/м}$ , временная часть нагрузки  $q_v = 4,38 \text{ кН/м}$ ,  $R_b = 22 \text{ МПа}$  ( $22 \cdot 10^3 \text{ кН/м}^2$ ),  $R_{bt} = 1,4 \text{ МПа}$  ( $1,4 \cdot 10^3 \text{ кН/м}^2$ ), продольная арматура каркасов - проволока класса Вр-II диаметром 5 мм,  $R_{sw} = 680 \text{ МПа}$  ( $680 \cdot 10^3 \text{ кН/м}^2$ ); площадь одного поперечного стержня  $0,196 \text{ см}^2$ ,

( $F_{sw} = n \cdot f_{sw} = 6 \cdot 0,196 = 1,176 \cdot 10^4 \text{ м}^2$ ),  $h_o = 0,19 \text{ м}$ ,  $b = 0,477 \text{ м}$ ,  
уровень предварительных напряжений в арматуре  $\sigma_{sp} = 550 \text{ МПа}$ .

Расчет производится из условия прочности наклонного сечения:

$$Q < Q_b ,$$

где:  $Q$  - поперечная расчетная сила в рассматриваемом сечении;

$Q_b$  - поперечная сила, воспринимаемая бетоном;

Вычисляем поперечную силу, воспринимаемую бетоном  $Q_b$ :

$$Q_b = \frac{M_b}{c},$$

$$M_b = 1,5 \cdot \varphi_n \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o^2 = 1,5 \cdot 1,11 \cdot 1,4 \cdot 10^3 \cdot 0,477 \cdot 0,19^2 = 40,14 \text{ кНм}.$$

Предварительно назначается усилие преднапряжения с учетом всех потерь

$$P = \sigma_{sp} \cdot A_{sp} = 550 \cdot 10^3 \cdot 3,06 \cdot 10^{-4} = 168,30 \text{ кН}.$$

Вычисляется коэффициент, учитывающий влияние предварительного напряжения на прочность наклонного сечения

$$\varphi_n = 1 + 1,6 \left( \frac{P}{R_b \cdot A_l} \right) - 1,16 - \left( \frac{P}{R_b \cdot A_l} \right)^2 = 1 + 1,6 \cdot 0,073 - 1,16 \cdot 0,073^2 = 1,11 ;$$

где:  $A_l$  - площадь бетонного сечения без учета свесов сжатой полки;

$$A_l = b \cdot h = 0,477 \cdot 0,22 = 0,104942 \text{ м}^2;$$

$$\frac{P}{R_b \cdot A_l} = \frac{168,30}{22 \cdot 10^3 \cdot 0,10494} = 0,073;$$

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{40,14}{9,24}} = 4,34 \text{ м}.$$

Нагрузка приводится к эквивалентной равномерно распределенной и определяется в соответствии с формулой:  $q_1 = q - 0,5 \cdot q_v = 11,97 - 0,5 \cdot 5,47 = 9,24 \text{ кН/м}$ .

Невыгоднейшее расположение проекции наклонного сечения с при действии эквивалентной равномерно распределенной нагрузки определяется по формуле:

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}}.$$

При этом должны выполняться условия:

$$h_0 < c < 3h_0;$$

$$h_0 = 19 \text{ см} < c = 434 \text{ см} < 3h_0 = 57 \text{ см};$$

Верхнее условие не выполняется. Принимаем  $c = 0,57 \text{ м}$  и вычисляем  $Q_b$ .

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{40,14}{0,57} = 70,42 \text{ кН}$$

При вычислении  $Q_b$  должны выполняться условия:

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

$$Q_b = 70,14 \text{ кН} \geq Q_{b,min} = 0,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,5 \cdot 1,4 \cdot 10^3 \cdot 0,477 \cdot 0,19 = 63,44 \text{ кН};$$

$$Q_b = 70,14 \text{ кН} \leq Q_{b,max} \cdot 2,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 2,5 \cdot 1,4 \cdot 10^3 \cdot 0,477 \cdot 0,19 = 317,20 \text{ кН}.$$

Условия выполняются, для дальнейших расчетов принимаем:  $Q_b = 70,42 \text{ кН}$ .

Расчет плиты по предельным состояниям первой группы:

Для расчетов плиты по предельным состояниям первой группы необходимо вычислить геометрические характеристики расчетного сечения.

Площадь поперечного сечения бетона:

$$A = b'_f \cdot h - \frac{n \cdot \pi \cdot d^2}{4} = 145,7 \cdot 22 - \frac{7 \cdot 3,14 \cdot 14,5^2}{4} = 2050,08 \text{ см}^2 = 0,2050 \text{ м}^2$$

где:  $n$  - число пустот в сечении плиты.

Коэффициент приведения

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{18 \cdot 10^4}{3,60 \cdot 10^4} = 5.$$

Очертание пустот заменяем квадратным с равным моментом инерции.

Сторона квадрата  $a \approx 0,9d$ .

$$a = 0,9d = 0,9 \cdot 14,5 = 13,05 \text{ см}.$$

Толщина полок расчетного эквивалентного сечения

$$h'_f = f_f = \frac{(22 - 13,05)}{2} = 4,48 \text{ см}.$$

Ширина ребра  $b = 145,7 - 7 \cdot 13,05 = 54,35 \text{ см}$ .

Ширина пустот  $145,7 - 54,35 = 91,35 \text{ см}$ .

Площадь приведенного сечения

$$A_{red} = 145,7 \cdot 22 - 91,35 \cdot 13,05 = 2013,28 \text{ см}^2 = 0,2013 \text{ м}^2$$

(влиянием  $A_s$  пренебрегаем, ввиду малости величины  $\alpha \cdot A_s$ .)

Расстояние от нижней грани до центра тяжести приведенного сечения

$$y_0 = \frac{h}{2} = \frac{22}{2} = 11 \text{ см};$$

Момент инерции сечения (симметричного):

$$J_{red} = \frac{145,7 \cdot 22^3}{12} - \frac{91,35 \cdot 13,05^3}{12} = 112366 \text{ см}^2 = 112366 \cdot 10^{-8} \text{ м}^2$$

Моменты сопротивления сечения по нижней и верхней зоне равны:

$$W_{red} = W'_{red} = \frac{J_{red}}{y_0} = \frac{112366}{11} = 10215,1 \text{ см}^3.$$

Упругопластический момент по растянутой зоне для расчетов в стадии эксплуатации  $W_{p1} = \gamma \cdot W_{red} = 1,3 \cdot 10215,1 = 13279 \text{ см}^3 = 0,013279 \text{ м}^3$ .

Коэффициент  $\gamma$  определяется для двутаврового симметричного сечения при

$$2 < \frac{b'_f}{b} = \frac{b_f}{b} = \frac{145,7}{54,35} = 2,68 < 6. \text{ По [10, табл. 11, прил. 2] определяем: } \gamma = 1,25$$

Для расчетов в стадии изготовления

$$W'_{pl} = \gamma \cdot W'_{red} = 1,25 \cdot 10215,1 = 12768,88 \text{ см}^3 = 0,012769 \text{ м}^3.$$

Основные геометрические характеристики сечения представлены на рис. 2.14.

### 2.5.2.2 Установление уровня предварительного натяжения арматуры

Уровень предварительного напряжения для арматуры класса К1500 назначается так, чтобы соблюдались условия:

$$\sigma_{sp} \leq 0,8R_{s,ser}; \sigma_{sp} \geq 0,3R_{s,ser}.$$

Коэффициент точности натяжения канатной арматуры (учет возможных отклонений) при определении потерь предварительного натяжения в расчетах по второй группе предельных состояний принимается равным  $\gamma_{sp} = 1,0$ .

Предварительно назначим уровень преднапряжения 60% от  $R_{sn}$  арматуры К1500.

$$\sigma_{sp} = 0,6R_{sn} = 0,6 \cdot 1500 = 900 \text{ МПа}.$$

### 2.5.2.3 Определение потерь предварительного напряжения арматуры

Расчет потерь ведется при коэффициенте точности натяжения арматуры  $\gamma_{sp} = 1,0$  [7, п.1,7].

Первые потери

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

$$\Delta \sigma_1 = 0,03 \cdot \sigma_{sp} = 0,03 \cdot 900 = 27,0 \text{ МПа};$$

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

$\Delta \sigma_3$  - потери от деформации формы в расчетах не учитываются, так как 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 поэтому равны нулю,  $\Delta \sigma_4 = 0$ .

Суммарные первые потери преднапряжения:

$$\Delta \sigma_{sp(1)} = \Delta \sigma_{sp1} + \Delta \sigma_{sp2} + \Delta \sigma_{sp3} + \Delta \sigma_{sp4} = 27,0 + 0 + 0 + 0 = 27,0 \text{ МПа}$$

Начальное усилие обжатия с учетом первых потерь:

$$P_1 = A_{sp}(\sigma_{sp} - \Delta \sigma_{sp(1)}) = 3,06 \cdot 10^{-4} (900 - 27,0) \cdot 10^3 = 267,14 \text{ кН.}$$

Вторые потери

$\Delta \sigma_5$  - потери от усадки бетона, подвергнутого ТВО. Для бетонов В40, относительная деформация усадки бетона  $\varepsilon_{b,sh} = 0,00025$ .

$$\Delta \sigma_{sp5} = \varepsilon_{b,sh} \cdot E_s = 0,00025 \cdot 18 \cdot 10^4 = 45 \text{ МПа.}$$

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

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

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 \cdot e_{op} \cdot y_0}{J_{red}} = \frac{267,14 \cdot 10^3}{2013,28 \cdot 10^{-4}} + \frac{267,14 \cdot 10^3 \cdot 0,08 \cdot 0,11}{112366 \cdot 10^{-8}} = 3,42 \text{ МПа}$$

где:  $e_{op} = y_0 - a = 11,0 - 3 = 8 \text{ см} = 0,08 \text{ м}$  – расстояние от центра тяжести до верхней грани сечение.

Согласно [8] передаточная прочность бетона  $R_{bp}$  назначается не менее 15 МПа и не менее 50% прочности от класса бетона. Принимаем  $R_{bp} = 15 \text{ МПа}$ . Сжимающие напряжения в бетоне от силы  $P_1$  в стадии предварительного обжатия не должны превышать 90% от передаточной прочности  $R_{bp}$ .

$$\sigma_{bp} = 3,42 \text{ МПа} < 0,9 R_{bp} = 0,9 \cdot 15 = 13,5 \text{ МПа}.$$

Требование выполняется.

Определим напряжения в бетоне с учетом разгружающих напряжений от веса плиты на уровне центра тяжести продольной арматуры при  $y_0 = e_{op} = 0,08 \text{ м}$ . Из табл. 1 нагрузка от веса  $1 \text{ м}^2$  плиты принята 3000 Н. Изгибающий момент от собственного веса плиты вычислен при расчетном пролете  $l_0 = 5,62 \text{ м}$ .

$$M_{cb} = \frac{3,0 \cdot 1,5 \cdot 5,62^2}{8} = 17,77 \text{ кНм}$$

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{(P_1 \cdot e_{op} - M_{cb}) \cdot e_{op}}{J_{red}} = \frac{267,14 \cdot 10^3}{2013,28 \cdot 10^{-4}} + \frac{(267,14 \cdot 10^3 \cdot 0,08 - 17770) \cdot 0,08}{112366 \cdot 10^{-8}} =$$

1,58 МПа

где коэффициент приведения  $a = \frac{E_s}{E_b} = 5$ , эксцентриситет силы обжатия  $P_1$  относительно центра тяжести приведенного сечения  $e_{sp} = y_0 - a = 11,0 - 3 = 8 \text{ см} = 0,08 \text{ м}$ ;

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

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

$$\frac{0,8 \cdot 5 \cdot 1,9 \cdot 1,58 \cdot 10^3}{1 + 5 \cdot 0,001 \cdot \left( 1 + \frac{0,11^2 \cdot 2013,28 \cdot 10^{-4}}{112366 \cdot 10^{-8}} \right) \cdot (1 + 0,8 \cdot 1,9)} = \frac{14258,16}{1,109405} = 11,55 \text{ МПа} ,$$

Коэффициент армирования сечения (без учета ненапрягаемых стержней)

$$\mu_{sp} = \frac{A_{sp}}{A} = \frac{3,06}{2050,08} = 0,001493 \approx 0,001$$

Коэффициент ползучести бетона  $\varphi_{b,cr} = 1,9$ ; находится по [10, табл.10] для бетона В40 и влажности 40-75%.

Суммарные вторые потери

$$\Delta \sigma_{sp(2)} = \Delta \sigma_{sp5} + \Delta \sigma_{sp6} = 45 + 11,55 = 56,55 \text{ МПа}$$

Полные потери  $\Delta \sigma_{sp} = \Delta \sigma_{sp(1)} + \Delta \sigma_{sp(2)} = 27,0 + 56,55 = 83,55 \text{ МПа} < 100 \text{ МПа}$ .

Принимаем полные потери

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

Напряжения в напрягаемой арматуре после проявления всех потерь

$$\sigma_{sp2} = \sigma_{sp} - \Delta \sigma_{sp} = 900 - 100 = 800 \text{ МПа}.$$

Усилие обжатия с учетом полных потерь

$$P_2 = A_{sp} \cdot \sigma_{sp2} = 3,06 \cdot 10^{-4} \cdot 800 \cdot 10^3 = 244,8 \text{ кН}.$$

### 2.5.3 Расчет плиты по предельным состояниям второй группы

#### 2.5.3.1 Расчет трещиностойкости плиты

Исходные данные. Расчет по образованию трещин необходим для проверки элементов по раскрытию трещин. Так как к плите предъявляются требования, соответствующие 3-й категории трещиностойкости, коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f=1$  и соответственно расчетный момент равен нормативному  $M_n = 42,85 \text{ кНм}$ , момент сопротивления по растянутой зоне  $W_{red} = 0,010215 \text{ м}^3$ ,  $W_{p1} = 0,013279 \text{ м}^3$ , усилие обжатия с учетом полных потерь  $P_2 = 244,8 \text{ кН}$ , эксцентриситет силы обжатия  $e_{op} = 0,08 \text{ м}$ , расстояние до ядровой точки

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}} = \frac{0,010215}{2013,28 \cdot 10^{-4}} = 0,051 \text{ м} = 5,1 \text{ см}.$$

Условие необразования трещин в стадии эксплуатации

$$M_n < M_{crc}.$$

Момент, соответствующий образованию трещин  $M_{crc}$ , определяем по приближенному способу ядровых моментов:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} + M_{rp},$$

где:  $M_{rp} = P_2(e_{op} + r)$ ;

$$M_{rp} = 244,8 \cdot (0,08 + 0,051) = 32,07 \text{ кНм};$$

$$R_{bt,ser} W_{pl} = 2,25 \cdot 10^3 \cdot 0,013279 \text{ м}^2 = 29,88 \text{ кНм};$$

$$M_{crc} = 29,88 + 32,07 = 61,95 \text{ кНм} > M_n = 42,85 \text{ кНм}.$$

Условие выполняется, трещин в растянутой зоне не образуется. Расчет ширины раскрытия трещин не требуется.

Проверяем, образуются ли начальные трещины в верхней зоне плиты при ее обжатии при значении коэффициента точности натяжения  $\gamma_{sp} = 1,1$  (момент от веса плиты не учитывается). Расчетное условие

$$\gamma_{sp} P_1(e_{op} - r) \leq R_{btp} \cdot W'_{pl};$$

$$1,1 \cdot 267,14 \cdot (0,08 - 0,051) = 8,5 \text{ кНм} < 2,1 \cdot 10^3 \cdot 0,012769 = 26,81 \text{ кНм}.$$

Условие удовлетворяется, начальные трещины не образуются;  $R_{btp} = 2,1$  МПа - нормативное сопротивление бетона растяжению, соответствующее  $0,7 \cdot B = R_{bp}$  - принятой передаточной прочности бетона, 28 МПа.

### 2.5.3.2 Расчет прогибов плиты

Расчет по прогибам производят из условия:

$$f \leq f_{ult}$$

где:  $f$  - прогиб от внешней нагрузки,

$f_{ult}$  - предельно допустимый прогиб.

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

$$f = S \cdot l_0^2 \left( \frac{1}{\rho} \right),$$

где:  $\frac{1}{\rho}$  – полная кривизна сечения с наибольшим моментом. Для участков с трещинами в растянутой зоне полная кривизна определяется

$$\frac{1}{\rho} = \left(\frac{1}{\rho}\right)_1 - \left(\frac{1}{\rho}\right)_2 - \left(\frac{1}{\rho}\right)_3,$$

где:  $\left(\frac{1}{\rho}\right)_1$  – кривизна от непродолжительного действия всей нагрузки,

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

$\left(\frac{1}{\rho}\right)_3$  – кривизна от непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок,

$S$  – табличный коэффициент, принимаемый [по 10, табл.12, при. 5].

Для участков без трещин в растянутой зоне:

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

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

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

Кривизна от непродолжительного действия всей нагрузки  $\left(\frac{1}{\rho}\right)_1$

Исходные данные. Действующий момент от полной нормативной нагрузки  $M_n = 42,85$  кНм,  $h_0 = 19$  см,  $h'_f = 4,48$  см,  $b = 54,35$  см,  $A_{sp} = 3,06$  см<sup>2</sup>,

$$R_{b,ser} = 29,0 \text{ МПа}, R_{bt,ser} = 2,1 \text{ МПа}, P_2 = 244,8 \text{ кН}.$$

Для элементов прямоугольного таврового и двутаврового профилей допускается вычислять кривизну по упрощенной формуле при выполнении условий:

$$h'_f = 4,48 \text{ см} \leq 0,3h_0 = 3 \cdot 19 = 5,7 \text{ см}, \text{ условие выполняется};$$

$$a'_s = 0 \leq 0,2h_0 = 0,2 \cdot 19 = 3,8 \text{ см}, \text{ условие выполняется}.$$

Кривизну вычисляем по упрощенной формуле в предположении, что  $f \leq f_{ult}$ , принимая  $\psi_s = 1$ .

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_1 = \frac{M_n}{\varphi_c \cdot b \cdot h_0^3 \cdot E_{b,red}} = \frac{42,85}{0,268 \cdot 0,543 \cdot 0,19^3 \cdot 1,93 \cdot 10^7} = 0,0022 \text{ м}^{-1},$$

где  $\varphi_c$  - определяется по таблице 21, приложения.

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f}{b \cdot h_0} = \frac{(145,7 - 54,35) \cdot 4,48}{54,35 \cdot 19} = 0,396 \approx 0,4;$$

$$e_s = \frac{M_n}{P_2} = \frac{42,85}{244,8} = 0,175;$$

$$\frac{e_s}{h_0} = \frac{0,175}{0,19} = 0,92;$$

Вспомогательные коэффициенты:

$$E_{b,red} = \frac{R_{b,ser}}{\varepsilon_{b,red}} = \frac{29 \cdot 10^3}{15 \cdot 10^{-4}} = 1,93 \cdot 10^7 \text{ кН/м}^2$$

значение  $\varepsilon_{b,red} = 15 \cdot 10^{-4}$  – при непродолжительном действии нагрузки;

$$a_{s2} = a_{s1} = \frac{E_s}{E_{b,red}} = \frac{18 \cdot 10^7}{1,93 \cdot 10^7} = 9,33 ;$$

$$\mu = \frac{A_{sp}}{b \cdot h_0} = \frac{3,06 \cdot 10^{-4}}{0,5435 \cdot 0,19} = 0,003$$

$\varphi_c = 0,268$  - коэффициент определяется по [10, табл. 21] и вычисляем кривизну.

Кривизна от непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок  $\left(\frac{1}{\rho}\right)_2$

Исходные данные. Действующий момент от постоянной и длительной нормативной нагрузки  $M_{п,дл.} = 35,71 \text{ кН} \cdot \text{м}$ ,  $E_s = 18 \cdot 10^7 \text{ кН/м}^2$ ,  $E_b = 36 \cdot 10^7 \text{ кН/м}^2$ ,  $M_{rp} = 32,07 \text{ кНм}$ ,  $E_{b,red} = 1,93 \cdot 10^7 \text{ кН/м}^2$ ,  $\varphi_f = 0,4$ ,  $\mu a_{s2} = 0,03$

$$e_s = \frac{M_{rp}}{P_2} = \frac{35,71}{244,8} = 0,146;$$

$$\frac{e_s}{h_0} = \frac{0,146}{0,19} = 0,77$$

$\varphi_c = 0,46$  – коэффициент определяется по [10, табл. 21] и вычисляем кривизну.

Вычисляем кривизну по упрощенной формуле:

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_2 = \frac{M_{п,дл.}}{\varphi_c \cdot b \cdot h_0^3 \cdot E_{b,red}} = \frac{35,71}{0,46 \cdot 0,543 \cdot 0,19^3 \cdot 1,93 \cdot 10^7} = 0,0011 \text{ м}^{-1},$$

Кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок  $\left(\frac{1}{\rho}\right)_3$

Исходные данные:  $M_{п,дл.} = 35,7$  кН·м,  $R_{b,ser} = 29,0$  МПа,  $\varphi_f = 0,4$ ,  $e_s = 0,146$ ,  $\frac{e_s}{h_0} = 0,77$ ,  $\mu = 0,003$ ,  $\varepsilon_{b,red} = 28 \cdot 10^{-4}$  — при продолжительном действии нагрузки;

$$E_{b,red} = \frac{R_{b,ser}}{\varepsilon_{b,red}} = \frac{29 \cdot 10^3}{28 \cdot 10^{-4}} = 1,04 \cdot 10^7 \text{ кН/м}^2$$

$$a_{s2} = a_{s1} = \frac{E_s}{E_{b,red}} = \frac{18 \cdot 10^7}{1,04 \cdot 10^7} = 17,31;$$

$$\mu a_{s2} = 0,003 \cdot 17,31 = 0,052$$

$\varphi_c = 0,471$  - коэффициент определяется по [10, табл. 21] и вычисляем кривизну.

Вычисляем кривизну по упрощенной формуле:

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_2 = \frac{M_n}{\varphi_c \cdot b \cdot h_0^3 \cdot E_{b,red}} = \frac{35,71}{0,471 \cdot 0,543 \cdot 0,19^3 \cdot 1,04 \cdot 10^7} = 0,0019 \text{ м}^{-1},$$

Полная кривизна:

$$\left(\frac{1}{\rho}\right) = \left(\frac{1}{\rho}\right)_1 - \left(\frac{1}{\rho}\right)_2 + \left(\frac{1}{\rho}\right)_3 = 0,0022 - 0,0011 + 0,0019 = 0,003 \text{ м}^{-1}.$$

Прогиб плиты:

$$f = S \cdot l_0^2 \left(\frac{1}{\rho}\right) = \frac{5}{48} \cdot 0,003 \cdot 5,62^2 = 0,0099 \text{ м} = 0,99 \text{ см.}$$

где значение  $S = \frac{5}{48}$  принимается согласно [8, прил. табл.4.3].

Предельный нормативный прогиб плиты:

$$f_{ult} = \frac{l}{200} = \frac{5,62}{200} = 0,028 \text{ м} = 2,8 \text{ см,}$$

$f = 0,99 \text{ см} < f_{ult} = 2,8 \text{ см}$  - условие выполняется.

### 3. НИР

В данном разделе разработан вариант строповочного устройства для пустотных плит, изготавливаемых методом непрерывного формования.

Строповочное устройство предназначено для использования в плитах марки ПБ2.2...шириной 1,5м и длиной от 4,8 до 10,8 м. Строповочное устройство заменяет монтажную петлю и состоит из арматурного стержня длиной 630 мм, вставляемого сбоку в свежеформованное изделие. (рис. 3.1).

На данном этапе внедрения за базовую принята плита Марки ПБ 58-15-8 массой 3,05т, строповочное устройство которой подлежит обязательному испытанию статической нагрузкой 2340 кгс на 1 строповочный стержень.

Плиты изготавливаются из тяжелого бетона класса В40 по прочности на сжатие.

Прочность бетона к моменту плавного отпуска натяжения арматуры с помощью гидродомкрата на активном конце станда должна быть не менее 320 кгс/см<sup>2</sup>.

Нормируемая прочность бетона к моменту разрезки монолита на изделия и их подъема краном должна составлять не менее 80% от класса бетона по прочности на сжатие.

Концы монолита длиной не менее 500 мм у обоих концов станда должны обрезаться и не использоваться с качестве несущих плит в связи с возможной потерей анкеровки арматуры на этих участках.

#### **3.1 Расчет строповочных стержней пустотных плит перекрытий, изготавливаемых методом непрерывного формования**

Исходные данные:

Бетон тяжелый класса В40

Прочность бетона на момент обжатия преднапряженной арматурой  $R_{bp} = 32\text{МПа}$ , что соответствует классу В25,  $R_b = 14,5\text{МПа}$  (148 кг/см<sup>2</sup>),  $R_{bt} = 1,05\text{МПа}$  (10,7 кгс/см<sup>2</sup>)

Верхняя преднапряженная арматура 6 Ø5ВрII,  $R_s=1045\text{МПа}$  ( $10700\text{ кгс/см}^2$ )

Масса плиты 3,05 тс /плита марки ПБ 58-15-8

Нормативная нагрузка на строповочный стержень:

$$N_n = \frac{3,05}{3} = 1,016\text{ тс} = 1016\text{ кгс}$$

Коэффициент динамичности:  $K_g = 1,4$

Расчетная нагрузка на строповочный стержень:

$$N = N_n \cdot K_g = 1,016 \cdot 1,4 = 1,422\text{ тс} = 1422\text{ кгс}$$

Строповочный стержень: арматура класса А240,  $R_s=215\text{МПа}$  ( $2190\text{ кг/см}^2$ ),  
класса А300,  $R_s=270\text{МПа}$  ( $2750\text{ кг/см}^2$ )

Местоположение строповочного стержня в плите показано на рис.3.1.

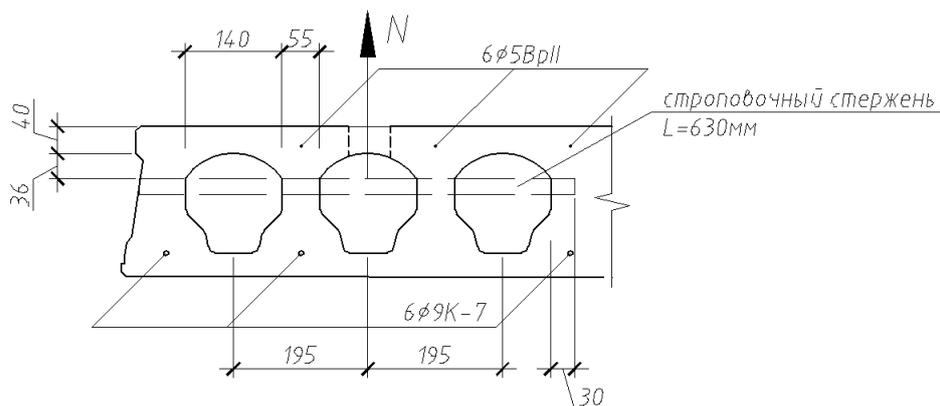


Рис. 3.1 Фрагмент панели в зоне расположения строповочного стержня.

### 3.2 Расчет прочности строповочного стержня на изгиб

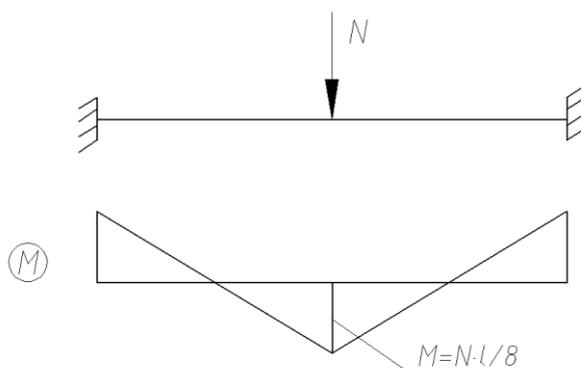


Рис. 3.2 Расчетная схема действия силы

За расчётный пролёт стержня принято расстояние в свету между продольными ребрами  $l = 140$  мм.

Расчетные формулы для определения диаметра строповочного стержня:

Изгибающий момент:

$$M = \frac{N \cdot l}{8} = \frac{1422 \cdot 14}{8} = 2489 \text{ кгс} \cdot \text{см}$$

Требуемый момент сопротивления:

$$\text{для арматуры класса А240: } W_x = \frac{M}{R_s} = \frac{2489}{2190} = 1,14$$

$$\text{для арматуры класса А240: } W_x = \frac{M}{R_s} = \frac{2489}{2750} = 0,91$$

Требуемый диаметр строповочного стержня:

$$\text{для арматуры класса А240: } d = \sqrt[3]{\frac{32W_x}{\pi}} = \sqrt[3]{\frac{32 \cdot 1,14}{3,14}} = 2,26,$$

$$\text{для арматуры класса А240: } d = \sqrt[3]{\frac{32W_x}{\pi}} = \sqrt[3]{\frac{32 \cdot 0,91}{3,14}} = 2,10$$

Результаты расчета и требуемые диаметры строповочных стержней при использовании арматуры классов А240, А300 даны в таблице 7.

Таблица 7 "Расчётные параметры строповочных стержней"

N/N п/п	Марка плиты	Расчётная нагрузка N, кгс	Изгибающий момент M, кгс·см	Требуемый момент		Требуемый диаметр d, см	
				А240	А3 00	А240	А300
1	ПБ 2.2-108-15	2627	4597	2,10	1,67	2,78	2,57
2	ПБ 2.2-102-15	2487	4352	1,99	1,58	2,73	2,52
3	ПБ 2.2-96-15	2333	4083	1,86	1,48	2,67	2,47
4	ПБ 2.2-90-15	2193	3838	1,75	1,4	2,62	2,43
5	ПБ 2.2-84-15	2044	3577	1,63	1,3	2,55	2,36
6	ПБ 2.2-78-15	1904	3332	1,52	1,21	2,49	2,31
7	ПБ 2.2-72-15	1750	3063	1,40	1,11	2,42	2,24
8	ПБ 2.2-66-15	1610	2818	1,29	1,02	2,36	2,18

9	ПБ 2.2-63-15	1540	2695	1,23	0,98	2,32	2,15
10	ПБ 2.2-60-15	1460	2555	1,17	0,92	2,28	2,11
11	ПБ 2.2-54-15	1306	2286	1,04	0,83	2,20	2,04
12	ПБ 2.2-48-15	1166	2041	0,93	0,74	2,12	1,96

### 3.3 Расчет прочности полки над строповочным стержнем на продавливание

Расчет производим на продавливающую силу от максимально нагруженного строповочного стержня, что соответствует плите марки ПБ 108-15-8.

Расчетная продавливающая сила

$$F = \frac{N}{2} = \frac{2627}{2} = 1314 \text{ кгс.}$$

Условие прочности полки на продавливание

$$F < F_b,$$

где:  $F_b$  - продавливающая сила воспринимаемая бетоном.

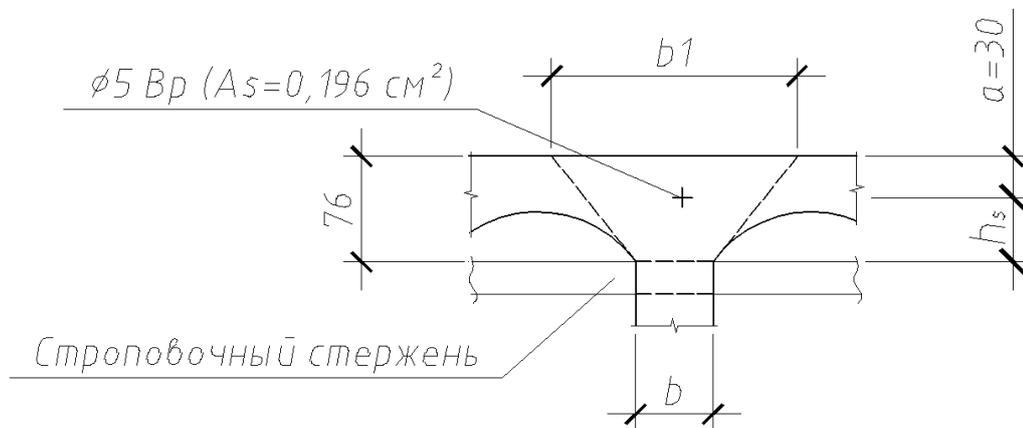


Рис. 3.3 Расчетная схема

Расчетные данные:  $h_0 = 19 \text{ см}$ ,  $h_s = 4,6 \text{ см}$ ,  $b = 55 \text{ см}$ ,

$$b_1 = b + 2h_s = 5,5 + 2 \cdot 4,6 = 14,7 \text{ см}$$

Суммарная площадь двух поверхностей продавливания:

$$A_{\Pi} = (b_1 + b)h_s = (14,7 + 5,5) \cdot 4,6 = 92,92 \text{ см}^2;$$

Продавливающая сила воспринимаемая бетоном:

$$F_b = \alpha \cdot R_{bt} \cdot A_{\Pi} = 1 \cdot 10,7 \cdot 92,92 = 994,2 \text{ кгс}$$

где:  $\alpha = 1$  - для тяжелого бетона.

Проверяем условие:

$F < F_b$  ,  $1314 > 994,2$  (кгс) - условие не выполняется, следовательно, необходимо учесть в расчете арматуру, расположенную в зоне продавливания.

Проверяем условие:  $F < F_b + 0,8 \cdot R_s \cdot A_s$  ,

$$1314 < 994,2 + 0,8 \cdot 10700 \cdot 0,196;$$

$$1314 < 2672 \text{ (кгс)} - \text{условие выполняется.}$$

### 3.4 Расчет полки на отрыв в зоне расположения строповочного стержня

Проверяем условие прочности по [9 формула 202]

$$F \left( 1 - \frac{h_s}{h_0} \right) \leq 0,8 R_s \cdot A_s ;$$

$$1314 \left( 1 - \frac{4,6}{19} \right) < 0,8 \cdot 10700 \cdot 0,196 ;$$

$$996 < 1677,8 \text{ (кгс)} - \text{условие выполняется.}$$

### 3.5 Расчет длины анкеровки арматуры ( $\emptyset 5 \text{ Вр II}$ ) в бетоне

Базовую длину анкеровки находим по [11, формула 5.1]

$$l_0 = \frac{R_s \cdot A_s}{R_{bond} \cdot I_s},$$

где:  $I_s$  - периметр стержня:  $I_s = \pi \cdot d = 3,14 \cdot 0,5 = 1,57$  см

$$R_{bond} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot R_{bt} = 2 \cdot 1 \cdot 10,7 = 21,4 \text{ кгс/см}^2,$$

где:  $\eta_1 = 2,0$  - для холоднодеформируемой арматуры периодического профиля;

$\eta_2 = 1$  - при диаметре арматуры менее 32 мм,

$$l_0 = \frac{10700 \cdot 0,196}{21,4 \cdot 1,57} = 62,42 \text{ см.}$$

Требуемая расчетная длина анкеровки по [11, формула 5.3]

$$l_{an} = \alpha \cdot l_0 \frac{A_{s.col}}{A_{s.cf}},$$

требуемая по расчету и фактическая. При  $A_{s.col} = A_{s.ef}, l_{an} = l_0 = 62,42 \text{ см}$ . Принимаем положение строповочного стержня на расстоянии 80 см от торца плиты.

### 3.6 Проверка прочности плиты при подъеме краном за строповочные стержни

Проверку производим на примере расчета плиты шириной 1,5 м с погонной массой 522 кг/м.

Расчетная равномерно-распределенная погонная нагрузка с учетом коэффициента динамичности:  $K_g=1,4$  [12, стр. 344]

$$q = 522 \cdot 1,4 = 731 \text{ кг/м.}$$

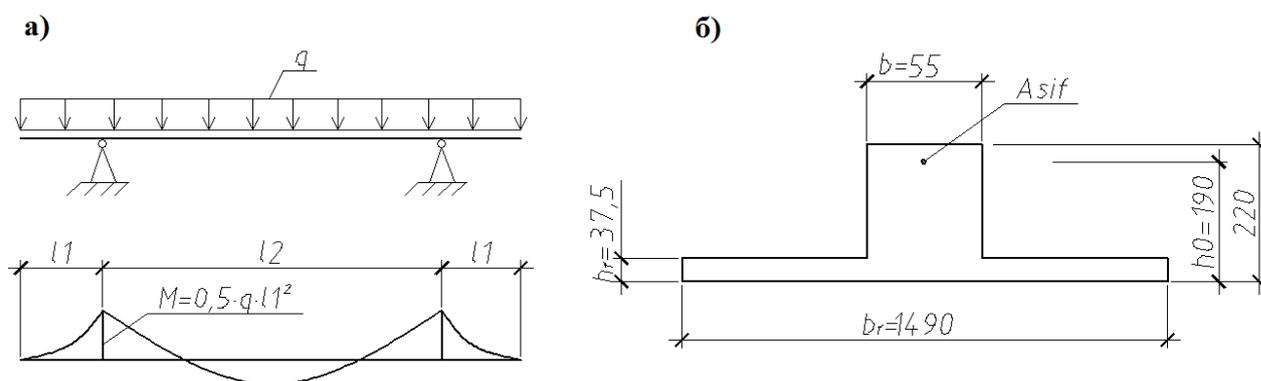


Рис. 3.4 К проверке прочности плиты за строповочные стержни:

а- расчетная схема; б- расчетное сечение

Расчетные параметры плиты

$$b = 5,5 \text{ см}; b_f = 149 \text{ см}; h_f = 3,5 \text{ см}; l_1 = 0,8 \text{ м}; A_{sif} = 1,18 \text{ см}^2, h_0 = 19 \text{ см.}$$

Изгибающий момент:

$$M = 0,5 \cdot q \cdot l_1^2 = 0,5 \cdot 731 \cdot 0,8^2 = 233,92 \text{ кг} \cdot \text{м} = 23392 \text{ кг} \cdot \text{см.}$$

Находим положение нейтральной оси из условия:

$$M < R_b \cdot b_f \cdot h_f (h_0 - 0,5 \cdot h_f),$$

$23392 < 148 \cdot 149 \cdot 3,5(19 - 0,5 \cdot 3,5)$  — условие выполняется, т.е. нейтральная ось проходит в полке.

Находим коэффициенты:

$$\alpha_0 = \frac{M}{R_b \cdot b_f \cdot h_0^2} = \frac{23392}{148 \cdot 149 \cdot 19^2} = 0,003.$$

По таблице 20 [9],  $\nu \geq 0,995$

Требуемая площадь сечения арматуры:

$$A_{s1} = \frac{M}{R_s \cdot h_0 \cdot \nu} = \frac{23392}{10700 \cdot 19 \cdot 0,995} = 0,12 \text{ см}^2$$

Фактическая площадь сечения арматуры:

$$A_{sf} > A_s,$$

$1,18 > 0,12 \text{ (см}^2\text{)}$ , т.е. прочность сечения достаточная.

Проверку прочности нормального сечения плиты в середине пролета не производим, так как она гарантируется прочностью плиты при эксплуатационной нагрузке, которая существенно превышает нагрузку от собственного веса.

Нормативная нагрузка на строповочные стержни и рекомендуемые на основании расчета диаметры стержней даются в таблице 8.

Для строповочных стержней применять горячекатаную арматуру из стали марок СтЗсп, СтЗпс (для А240), 10ГТ (для А300) [11, п.2.16]

Таблица 8 "Диаметры строповочных стержней"

N/N п/п	Марка плиты	Масса плиты, т	Нормативная нагрузка на стержень, т	Диаметр стержня, мм	
				кл. А240	кл. А300
1	ПБ 2.2-108-15	5,63	1,88	28	25
2	ПБ 2.2-102-15	5,33	1,78	28	25
3	ПБ 2.2-96-15	5,00	1,67	28*	25*
4	ПБ 2.2-90-15	4,70	1,56	28	25
5	ПБ 2.2-84-15	4,38	1,46	25*	25
6	ПБ 2.2-78-15	4,08	1,36	25	25
7	ПБ 2.2-72-15	3,75	1,25	25	22*
8	ПБ 2.2-66-15	3,45	1,15	25	22

9	ПБ 2.2-63-15	3,30	1Д	25	20*
10	ПБ 2.2-60-15	3,13	1,04	22*	20*
11	ПБ 2.2-54-15	2,80	0,93	22	20
12	ПБ 2.2-48-15	2,50	0,83	22	20

Примечания:

1) Допускается замена строповочных стержней классов А240, А300 соответственно на А-І, А<sub>с</sub>- ІІ.

2) Для арматуры классов А240, А-І применять сталь марок ВСтЗсп2 и ВСтЗпс2, а для арматуры классов А300, А<sub>с</sub>- ІІ - сталь марки 10ГТ.

3) Строповочные стержни вставлять в предварительно выполненные шпурь (скважины) диаметром на 4-5 мм меньше диаметра стержня. Шпурь выполнять с помощью заострённого стержня, шлямбура (трубы) или путём сверления.

4) Длина строповочных стержней 630 мм.

5) С целью упрочнения зоны расположения строповочных стержней полку над крайними рёбрами заармировать 1Ø5 ВрІІ.

6) \*- стержни, в составе панели испытывать на прочность.

## 4. ТЕХНОЛОГИЯ И ОРГАНИЗАЦИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА

### 4.1 Определение номенклатуры и объемов работ

Номенклатура и объемы работ определены на основе сборников ЕНиР [13] и по компоновочным чертежам. Результаты определения объемов работ представлены в таблице 9.

Таблица 9 "Ведомость объема работ"

№ п/п	Наименование процессов работ	Единица измерения	Количество
1	Разборка крыши	100 м <sup>2</sup>	1,02
2	Демонтаж чердачного перекрытия	1 м <sup>2</sup>	132,65
3	Разбор кирпичной кладки	1 м <sup>3</sup>	22,72
4	Разбор фундаментов	1 м <sup>3</sup>	31,4
5	Устройство шурфов при ремонте ф-та	100 м <sup>3</sup>	0,91
6	Усиление фундамента железобетоном	1 м <sup>3</sup>	26,8
7	Разработка грунта II группы экскаватором Э-302	100 м <sup>3</sup>	0,59
8	Доработка грунта вручную	1 м <sup>3</sup>	0,3
9	Установка металлической опалубки	1 м <sup>2</sup>	109,43
10	Установка арматуры отдельными стержнями	т	2,07
11	Укладка бетонной смеси из автомобиля самосвала	1 м <sup>3</sup>	30,23
12	Разбор металлической опалубки	1 м <sup>2</sup>	109,43
13	Гидроизоляция в 2 слоя на мастике	100 м <sup>2</sup>	0,1
14	Засыпка пазух грунтом	1 м <sup>3</sup>	15,0
15	Усиление простенков стальными обоями	1 т	0,21
16	Кирпичная кладка стен	1 м <sup>3</sup>	34,77
17	Монтаж маршей и площадок	1 эл	5
18	Монтаж ж/б перемычек	1 проем	5
19	Монтаж плит перекрытий площадью до 5 м <sup>2</sup>	1 эл	7
20	Монтаж плит перекрытий площадью до 10 м <sup>2</sup>	1 эл	9
21	Кладка стен из кирпича	1 м <sup>3</sup>	58,11
22	Монтаж ж/б перемычек	1 проем	11
23	Монтаж плит перекрытий площадью до 5 м <sup>2</sup>	1 эл	10
24	Монтаж плит перекрытий площадью до 10 м <sup>2</sup>	1 эл	9
25	Устройство перегородок из гипсокартона	1 м <sup>2</sup>	219

26	Устройство крыши	1м <sup>3</sup>	27,3
27	Устройство кровли проф.листом	100м <sup>2</sup>	1,95
	Внутренняя отделка		
28	Установка оконных блоков	100шт	0,24
29	Улучшенная штукатурка стен	100м <sup>2</sup>	10,25
30	Улучшенная штукатурка потолков	100м <sup>2</sup>	8,52
31	Клеевая окраска водными составами потолков	100м <sup>2</sup>	8,52
32	Окраска стен	100м <sup>2</sup>	3,72
33	Оклейка стен обоями	100м <sup>2</sup>	8,30
34	Устройство полов из плитки	100м <sup>2</sup>	1,92
35	Устройство покрытия полов из линолеума	100м <sup>2</sup>	0,7
	Внешняя отделка		
36	Утепление наружных стен пенополистеролом	1м <sup>3</sup>	30,3
37	Отделочная фасадная штукатурка	100м <sup>2</sup>	2,61

#### 4.2 Указания по подготовке строительной площадки и объекта

В соответствии со СНиП 3.03.01–87 [14,п.1.4], СНиП 12–01–2004 [15] здание возводится последовательным методом при комплексной механизации транспорта, погрузочно-разгрузочных работ и использованием эффективного монтажа оборудования и инструментов.

В подготовительный период необходимо выполнить до начала производства работ все работы связанные с освоением и подготовкой строительной площадки, обеспечивающие ритмичное ведение строительного производства.

- создание геодезической разбивочной основы здания;
- расчистка территории строительной площадки от зеленых насаждений и снос не используемых в процессе строительства строений;
- создание общеплощадочного складского хозяйства;
- монтаж инвентарных зданий и временных сооружений для строителей;
- инженерная подготовка строительной площадки с планировкой территории, обеспечением временных дорог, прокладка сетей водо– и энергоснабжения и обозначение существующих коммуникаций;
- устройство временных и постоянных подъездных путей;

–установка и прием монтажных механизмов, приспособлений и оборудования.

#### **4.3 Методы и последовательность производства основных строительномонтажных работ**

Земляные работы.

До выполнения работ по вертикальной планировке на всей площади строительства срезается растительный грунт толщиной 0,2м и вывозится. Срезку грунта при вертикальной планировке глубиной 0,3–0,4 м выполняют бульдозером на базе МТЗ –80.

После окончания планировочных работ приступают к разработке котлована под фундаменты. Разработку котлована производят экскаватором Э –203 с прямой лопатой с доработкой в ручную. Грунт разрабатывают в отвал. Не использованный для обратной засыпки грунт используют для последующей вертикальной планировки. После окончания планировочных работ производится устройство фундаментов. Излишки грунта транспортируют автомобилями - самосвалами ЗИЛ ММЗ – 555

Для удаления из котлована и траншей грунтовых, дождевых вод предусматривается поверхностный водоотлив насосом ГНОМ– 10А в количестве 2 шт. (один из них резервный)

Обратная засыпка фундаментов производится слоями с тщательным уплотнением электротрамбовками ИЭ – 4505А.

Бетонные работы.

Монолитными железобетонными запроектированы фундаменты под стены пристроя колонны из бетона класса В25. Бетонную смесь доставляют на строительную площадку в автомобилях - самосвалах ЗИЛ –ММЗ–555.

При бетонировании бетонную смесь к месту укладки подают в бадьях БП-1,00 стреловым автомобильным краном МКТ – 40, Lстр.=27м, Q = 40т. Уплотнение бетонной смеси производится глубинными вибраторами ИВ-22.

Укладка бетонной смеси после перерывов допускается только после обработки поверхности рабочего шва.

При устройстве бетонной подготовки под полы, бетонную смесь подают автосамосвалами непосредственно к месту укладки, а в недоступных местах – автокраном. Бетон укладывается полосами шириной 3 – 4 м, отделенными друг от друга маячными рейками.

Уплотняют уложенную бетонную смесь электровиброрейками СО –132, передвигаемыми по маячным рейкам.

Кладочно – монтажные работы.

Кирпичная кладка и монтаж конструкций здания (плит перекрытий, лестничных маршей и пр.) осуществляется при помощи стрелового автомобильного крана.

Кирпичную кладку и монтаж конструкций производить в соответствии с требованиями [14]. Работы по кладке стен вести с соблюдением горизонтальности и вертикальности рядов, а также требуемой толщины и перевязки швов. Кладочно – монтажные работы на каждом этапе производятся в следующем порядке:

- устройство плит перекрытий;
- монтаж маршей;
- кирпичная кладка стен;

По окончании кладки каждого яруса необходимо с помощью нивелира проверить горизонтальность отметки верха кладки. При вынужденных разрывах кладка должна выполняться в виде наклонной или вертикальной штрабы.

Разность высот возводимой кладки на смежных захватках и при кладке примыканий не должна превышать высоты этажа.

Узлы сопряжения сборных конструкций (сварка, замоноличивание) выполнять вслед за их установкой и выверкой.

Кирпич доставляют к месту монтажа автотранспортом, разгружают монтажным автокраном и складировать в зоне действия монтажного крана. Сборные конструкции доставляют к месту монтажа автотранспортом и

монтируют монтажным автокраном (с колёс). Монтажные работы должны производиться только по утвержденному проекту производства работ.

Кровельные работы.

Для выполнения работ по устройству металлической кровли поточным методом площадь кровли разбивается на отдельные участки, на которых последовательно выполняются работы по устройству теплоизоляции, профлиста. Кровля выполняется из профнастила типа «С – 21». Для выполнения различных операций при устройстве кровли применять: приставные лестницы.

При устройстве кровли рабочие должны быть обеспечены средствами индивидуальной безопасности (монтажные предохранительные пояса).

Работы по устройству полов.

Работы по устройству каждого элемента пола должны производиться после полного окончания строительных и монтажных работ, при производстве которых эти элементы могут быть повреждены. Устройство полов допускается при температуре воздуха на уровне пола и температуре нижележащего слоя и укладываемых материалов не ниже:

1) 5°С при укладке стяжек, покрытий и прослоек из смесей, в состав которых входит цемент.

2) 0°С при укладке покрытий из щебеночных и штучных материалов без приклейки к нижележащему слою.

Устройство тротуаров, дорог, площадок.

Планировку поверхности выполнить при помощи бульдозера МТЗ – 80. Песок, гравий, бетонную и асфальтовую смесь завозить при помощи автосамосвалов.

Песок и гравий разравнивать при помощи бульдозера МТЗ-80, уплотнение при помощи самоходных катков ДУ – 10А.

Бетонную смесь укладывать полосами шириной 2 м с последующим уплотнением виброрейками и вибраторами ИВ – 22.

Укладку и разравнивание асфальтовой смеси производить при помощи асфальтоукладчика, уплотнение - при помощи самоходного катка ДУ – 50.

Строительные работы в зимнее время.

Выполнение основных видов строительного-монтажных работ в условиях зимы с сохранением установленных сроков их строительства предусматривается за счет применения дополнительных механизмов и приведения различных технических и подготовительных мероприятий. Основными техническими мероприятиями по подготовке к работам в зимних условиях являются:

- 1) Определение видов и объемов работ, выполняемых в зимний период строительства.
- 2) Составление (или уточнение) проекта производства работ.
- 3) Проведение подготовительных мероприятий на строительной площадке.

Для успешного выполнения работ в зимний период строительства необходимо:

- 1) До наступления заморозков на территории строительной площадки произвести подготовительные мероприятия по утеплению незаконченных и мелкозаложенных фундаментов, а все законченные фундаменты и элементы конструкций ниже отм.0,00 засыпать.

- 2) своевременно провести подготовительные работы по отводу дождевых и внешних вод с территории сооружаемых зданий, дорог и выемок.

- 3) приспособить для работы в зимних условиях временные установки, строительные машины и прочее производственное и вспомогательное хозяйство.

- 4) обеспечить дополнительное электрическое освещение на строительной площадке.

- 5) выполнить все противопожарные мероприятия в объеме, согласованном с местными органами пожарной безопасности.

Расчетный зимний период для Пензенской области с 15 октября по 15 апреля. При производстве основных видов строительного-монтажных работ в зимних условиях предусматривается:

- 1) устройство монолитных бетонных конструкций – с применением метода термоса.

2) замоноличивание стыков с применением электропрогрева. Внутренние отделочные работы должны производиться в отапливаемых помещениях, для чего к началу отопительного периода должны быть смонтированы системы отопления.

Подробно технология производства всех строительного-монтажных работ, вопросы техники безопасности должны быть разработаны в проекте производства работ.

#### 4.4 Потребность в строительных машинах и механизмах

Потребность в основных строительных машинах и механизмах определена, исходя из объемов и методов работ, подлежащих выполнению и установленных ежегодных норм выработки данных машин. Общая потребность в основных строительных машинах и механизмах приведена в таблице 10.

Расчёт стрелового автомобильного крана для производства строительного-монтажных работ произведён исходя из максимального вылета стрелы и грузоподъёмности. Расчет потребности в автотранспорте выполнен исходя из средней грузоподъёмности автосамосвального и бортового транспорта 4,5 т, а специализированного транспорта – 10 т.

Таблица 10 "Общая потребность в основных строительных машинах и механизмах приведена"

№ п/п	Наименование	Марка	Кол-во	Область применения
1	2	3	4	5
1	Бульдозер Экскаватор	на базе МТЗ-80	1	Планировочные работы
2	Автомобильный кран	МКТ-10	1	Монтажные, погрузочно-разгрузочные работы
3	Катки самоходные	ДУ-10А ДУ-50	1 1	Уплотнение грунта Уплотнение асфальта
4	Компрессор	ЗИФ-55в	1	Для работы пневмоинструмента
5	Электро-сварочный аппарат	ТДМ-500	1	Электро-сварочные работы
6	Бетононасос	СБ-126.А	1	Бетонные работы

7	Насос	ГНОМ–10А	2	Удаление воды из котлованов
8	Вибратор	ИВ–22	2	Уплотнение бетонной смеси
9	Электровиброрейка	СО–132А	1	Уплотнение бетонной смеси
10	Пневмотрамбовка	И–157	2	Уплотнение грунта
11	Шлифовальные машины	СО-86	3	Отделочные работы
12	Леса строительные	–	–	Кирпичная кладка, отделочные работы

При производстве работ по возведению здания применен комплекс машин. В качестве ведущей машины принят монтажный кран. Выбор монтажного крана произведен по следующим параметрам:

1. Грузоподъемность –  $Q_{стр}^{тр}$  ;
2. Высота подъема крюка –  $H_{стр}^{тр}$  ;
3. Вылет стрелы –  $H_{стр}^{тр}$  .

Кроме того, при осуществлении выбора монтажного крана выше перечисленные параметры, приняты во внимание совместно с учетом объемно-планировочного и конструктивного решения здания. Так как по габаритам и массе плита перекрытия ПБ62.12-8 является относительно других элементов больше, то расчеты проводим по данной конструкции.

Требуемая высота подъема крюка при установке конструкций в проектное положение определена по [16, формула 7]:

$$H_{стр}^{тр} = h_0 + h_3 + h_3 + h_c ,$$

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;  $h_3=0,5$ м;

$h_3$  – высота элемента, м;

$h_c$  – расчетная высота грузозахватного приспособления от верха монтируемого элемента до уровня крюка крана, м;

Минимальное требуемое расстояние от уровня стоянки крана до верха стремы определяется по [16, формула 10]:

$$H_{\text{стр}}^{\text{тр}} = H_{\text{кр}}^{\text{тр}} + h_{\text{п}}, \text{ либо}$$

$$H_{\text{стр}}^{\text{тр}} = h_0 + h_3 + h_{\text{эл.}} + h_{\text{стр.}} + h_{\text{п}},$$

где:  $h_{\text{п}}$  – высота полиспаста в стянутом состоянии, принимаемая от 1,5 до 2 м.

$$H_{\text{стр}}^{\text{тр}} = 7,32 + 0,5 + 0,22 + 2 + 1,5 = 11,54 \text{ м.}$$

Требуемый вылет крюка крана, оснащенной монтируемой стрелой, определяется по [16, формула 12]:

$$L_{\text{кр}}^{\text{тр}} = \frac{(a + d)(H_{\text{стр}}^{\text{тр}} - h_{\text{ш}})}{h_{\text{п}} + h_{\text{с}}} + c$$

где:  $a$  – расстояние от центра тяжести строповки поднимаемого элемента до точки, ближе всего расположенной к стреле крана, м.

$d$  – расстояние от стрелы крана до точки, включая зазор между элементом и стрелой (принимаемое не менее 0,5 м)

$h_{\text{ш}}$  – высота шарнира пяты стрелы от уровня стоянки крана (принимаемое от 1 до 2 м);

$c$  – расстояние от оси вращения крана до оси пяты стрелы (принимаемое от 1 до 2 м).

$$L_{\text{кр. тр.}} = \frac{(4,59 + 0,5) * (11,54 - 1,5)}{2 + 1,5} + 1 = 15,60 \text{ м.}$$

$$L_{\text{кр. тр.}} = \frac{(9,321 + 0,5) * (11,54 - 1,5)}{4 + 1,5} + 1 = 17,93 \text{ м.}$$

Требуемая грузоподъемность, определяется по [16, формула 6]:

$$Q_{\text{стр}}^{\text{тр}} = P_{\text{к}}^{\text{п}} + P_{\text{о}}^{\text{п}};$$

где:  $P_{\text{к}}^{\text{п}}$  – масса монтируемого конструктивного элемента, т.

$P_{\text{о}}^{\text{п}}$  – масса установленной на нем оснастки, т.

$$1. \text{ Колонна: } Q_{\text{стр}}^{\text{тр}} = 2,7 + 0,33 = 3,03 \text{ т.}$$

Требуемая длина стрелы крана, определяется по формуле:

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

$$l_{\text{стр}}^{\text{тр}} = \sqrt{(15,60 - 1)^2 + (11,54 - 1,5)^2} = 17,70 \text{ м.}$$

$$l_{\text{стр}}^{\text{тр}} = \sqrt{(17,93 - 1)^2 + (11,54 - 1,5)^2} = 19,68 \text{ м.}$$

Применяем автокран МКАТ–40 с вылетом стрелы 27м., и возможной грузоподъемностью с данным вылетом 13т.

## **4.5 Проектирование объектного стойгенплана**

### **4.5.1 Размещение и привязка монтажного крана**

Размещение и привязка осей движения стрелового автокрана МКТ-40 представлены в графической части. Их расчет произведен с учетом минимальных требуемых параметров монтажного крана и на основании принятых технологий монтажа конструкций.

### **4.5.2 Внутриплощадочные дороги**

С учетом принятой схемы монтажа непосредственно с транспортного средства, на территории строительной площадки запроектирована временная внутрипостроечная дорога, шириной 3,5 м для однополосного движения.

В местах, где положение временных дорог совпадает с положением запроектированных постоянных проездов, выполнить проектное щебеночное основание, по которому будет осуществляться подъезд к строящемуся зданию.

### **4.5.3 Временные здания и сооружения**

Определение номенклатуры временных зданий произведено на основе расчетной численности работающих на строительной площадке и нормативной площади на одного человека. Максимальное число работающих за день  $N_p$ , принято по календарному плану производства работ.

Число работающих мужчин и женщин, соответственно.

$$N_p^{\text{м}} = 0,7 \cdot N_p ,$$

$$N_p^{\text{ж}} = 0,3 \cdot N_p ,$$

$$N_p^{\text{м}} = 0,7 \cdot 5 = 4 \text{ чел.},$$

$$N_p^{\text{ж}} = 0,3 \cdot 5 = 2 \text{ чел.}$$

Общая численность работающих на строительстве объекта:

$$N = \frac{N_p}{K_p};$$

где:  $K_p$  – нормативный коэффициент, учитывающий долю рабочих в общем количестве работающих на возводимом объекте.  $K_p = 0,836$ .

$$N = \frac{6}{0,836} = 7 \text{ чел.}$$

Количество инженерно технических работников  $N_{итр}$ , определено с учетом нормативного коэффициента категорий работников:

$$N_{итр} = N \cdot K_u$$

$$N_{итр} = 7 \cdot 0,12 = 1 \text{ чел.},$$

Количество служащих:

$$N_c = N \cdot K_s$$

$$N_c = 7 \cdot 0,035 = 1 \text{ чел.},$$

Количество младшего обслуживающего персонала:

$$N_m = N \cdot K_m$$

$$N_m = 7 \cdot 0,015 = 1 \text{ чел.}$$

Таблица 11 "Расчет требуемой площадь и оборудование временных зданий"

Номенклатура помещений	Для мужчин		Для женщин		Тип временного здания, размеры ,м.
	Площадь помещени й $A_m$ , $m^2$	Оборудо вание	Площадь помещен ий $A_{ж}$ , $m^2$	Оборудов ание	
Гардеробная	$3 \cdot 1 = 3$	1 двойной шкаф на чел.	$2 \cdot 1 = 2$	1 двойной шкаф на чел	Сборно-разборный (2*1,5)*2
Помещения для обогрева, отдыха и приема пищи	3	-	2	-	Сборно-разборный (2*1,5)*2
Умывальне	$3 \cdot 0,05 = 0,15$	1 кран	$4 \cdot 0,05 = 0,1$	1 кран	Сборно-разборный (1*2)*1
Душевая	$3 \cdot 0,5 = 1,5$	1 душ. сетки	$2 \cdot 0,5 = 1$	1 душ. сетки	Сборно-разборный (1,5*1)*2
Туалет	1	1 унитаз	1	1 унитаз	Контейнерные
Прорабская	$4 \cdot 4,8 = 19,2$				Сборно-разборный (3*6,5)*1

Принято, что строительство осуществляется силами строительной организаций, постоянные кадры которых и местное население, временно набранное на строительство, обеспечено жилой площадью и необходимым культурно-бытовым обслуживанием.

#### 4.5.4 Проектирование складских 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.

Площадь складов рассчитывается по количеству материалов:

Наибольший суточный расход материалов:  $Q_{сут} = \frac{Q_{общ}}{T}$

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

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

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

$\alpha$  – 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 [16, формула 20]:

$$F = \frac{Q_{\text{зап.}}}{q};$$

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

$$\text{Общая площадь склада: } S = \frac{F}{\beta},$$

где: β– коэффициент учитывающий проходы.

Таблица 12 "Расчет площадей склада"

Конструкции, изделия, материалы	Единица измерения	Общая потребность Q <sub>общ</sub>	Продолжительность укладки мат-ов в конструкцию T, дн	Наибольший суточный расход Q <sub>общ</sub> /T	Число дней запаса, n	Коэффициент неравномерного поступления, α	Коэффициент неравномерности потребления K	Запас на складе Q <sub>зап</sub>	Норма хранения на 1 м <sup>2</sup> площади	Полезная площадь склада F, м <sup>2</sup>	Коэф–т использ–я пл. склада β	Полная площадь склада S, м <sup>2</sup>	Характеристика склада
кирпич	м <sup>3</sup>	92,88	21,5	4,3	1	1,1	1,3	12,2	0,7	17,4	0,6	10,5	Откр
плитка керам.	м <sup>2</sup>	420	2	210	1	1,1	1,3	150	0,7	5	0,6	8	Закр.
Рубероид	м <sup>2</sup>	10	1	10	1	1,1	1,3	14,3	0,7	2,5	0,6	4,2	Закр.
пиломатериалы	м <sup>2</sup>	223	4	55,7	1	1,1	1,3	79,6	0,7	9	0,6	15	Закр.
лестничные марши и площадки	шт	5	1	5	1	1,1	1,3	7,15	0,7	7	0,6	11,7	Откр.
перемычки	шт	25	3	8,3	1	1,1	1,3	11,9	0,7	3,3	0,6	5,5	Откр.

#### 4.5.5 Расчет временного теплоснабжения

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

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

Временное теплоснабжение строительной площадки предназначено для отопления и горячего водоснабжения бытовых, служебных и подсобно-вспомогательных зданий и сооружений. Общую потребность в тепле  $Q_{\text{общ}}$ ,  $\frac{\text{кДж}}{\text{ч}}$ , вычисляют по [16, формула 22]:

$$Q_{\text{общ}} = (Q_1 + Q_2 + Q_3) \cdot k_1 \cdot k_2;$$

где:  $Q_1$  – расход тепла на отопление зданий и тепляков;

$Q_2$  – то же, на технологические нужды;

$Q_3$  – то же на сушку зданий;

$k_1$  – коэффициент, учитывающий потери в сетях, принимаемый 1,10-1,15;

$k_2$  – коэффициент, отражающий добавку за неучтенные расходы тепла, принимаемый 1,1-1,2.

Расход тепла на отопление зданий определяется по [16, формула 23]:

$$Q_1 = V_{\text{зд}} q_0 \alpha (t_{\text{в}} - t_{\text{н}});$$

где:  $V_{\text{зд}}$  – объем здания по наружному обмеру,  $\text{м}^3$ ;

$q_0$  – удельная тепловая характеристика здания,  $\frac{\text{кДж}}{\text{м}^3}$  на град (для административных зданий = 2,64; для производственных - 3,35, для тепляков - 3,77);

$\alpha$  – коэффициент, зависящий от расчетных температур наружного воздуха ( $\alpha=1,1$ );

$t_{\text{в}}$  – наружная температура воздуха,  $^{\circ}\text{C}$  ( $t_{\text{в}} = 20^{\circ}\text{C}$ );

$t_{\text{н}}$  – температура воздуха в помещении,  $^{\circ}\text{C}$  ( $t_{\text{н}} = -20^{\circ}\text{C}$ )

$$Q_1 = V_{зд} q_0 \alpha (t_b - t_n) = 44,1 \cdot 2,64 \cdot 1,1 \cdot (20 + 20) = 5122,6 \frac{\text{кДж}}{\text{ч}};$$

Часовой расход тепла на технологические нужды  $Q_2, \frac{\text{кДж}}{\text{ч}}$ , определяется по [16, формула 24]:

$$Q_2 = \frac{V \cdot M}{t \cdot k_n}$$

где:  $V$  – объем работ;

$M$  – удельный расход тепла на единицу объема работ, кКал. Расход тепла в отдельных случаях можно принимать на  $1 \text{ м}^3$  в кДж: при подогреве воды до  $75^\circ\text{C}$  – 31400; при оттаивании грунта – 62800-83750; при пропаривании бетона – 920000.

$t$  – расчетное время потребления тепла, ч;

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

$$Q_2 = VM / tk_n = 5,33 \cdot 31400 / 16 \cdot 1,2 = 8716,77 \frac{\text{кДж}}{\text{ч}};$$

$$Q_{\text{общ}} = (Q_1 + Q_2) k_1 k_2 = (5122,6 + 8716,77) \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 16745,6 \frac{\text{кДж}}{\text{ч}}.$$

#### 4.5.6 Расчет потребности водоснабжения строительной площадки

Водоснабжение строительства должно осуществляться с учетом действующих систем водоснабжения. При устройстве сетей временного водоснабжения в первую очередь следует прокладывать и использовать сети запроектированного постоянного водопровода. При решении вопроса о временном водоснабжении строительной площадки задача заключается в определении схемы расположения сети и диаметра трубопровода, подающего воду на следующие нужды:

производственные ( $V_{пр.}$ ),

хозяйственно – бытовые ( $V_{хоз.}$ ),

пожаротушение ( $V_{пож.}$ ).

Полная потребность в воде составит

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

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

По максимальной потребности находят секундный расход воды на производственные нужды, л./сек. по [16, формула 26]:

$$V_{\text{пр.}} = \sum \frac{q_n \cdot K_r \cdot K_n}{t \cdot 3600};$$

где  $q_n$  — удельный расход воды на производственные нужды, приготовление раствора (1м) - 200л;

$$q_n = 200 \cdot 5,33 = 1066$$

в наиболее загруженную смену;

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

$t$  — учитываемое число часов работы в смену;

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

$$V_{\text{пр.}} = \sum \frac{1066 \cdot 1,5 \cdot 1,2}{16 \cdot 3600} = 0,33 \frac{\text{л}}{\text{с}};$$

Секундный расход воды на хозяйственно-бытовые нужды:

$$V_{\text{хоз.}} = \frac{q_x \cdot n_p \cdot k_r}{t \cdot 3600} + \frac{q_g \cdot n_g}{t_g \cdot 60};$$

$$V_{\text{хоз.}} = \frac{50 \cdot 7 \cdot 1,5}{16 \cdot 3600} + \frac{25 \cdot 3}{40 \cdot 60} = 0,04 \frac{\text{л}}{\text{с}};$$

где:  $q_x$  — бытовое потребление воды, одним работником ;

$n_p$  — количество работников в максимальную смену, чел.;

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

$q_g$  — расход воды, л, на одного рабочего, пользующегося душем;

$t_g$  — продолжительность работы душевой установки (40 мин);

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

Для противопожарных целей принимаем 3 гидранта в расходом воды  $5 \frac{\text{л}}{\text{с}}$ .

Гидранты проецируются на постоянной линии водопровода.

$$V_{\text{расч}} = 0,5(V_{\text{пр}} + V_{\text{хоз}}) = 0,5(0,03 + 0,04 + 5) = 2,54$$

Диаметр трубопровода для временного водопровода рассчитывают:

$$D = 2 \cdot \sqrt{\frac{V_{\text{рас}} \cdot 1000}{\pi \cdot v}};$$

$v$  – скорость движения воды по трубам (1,5–2,0  $\frac{\text{м}}{\text{с}}$ )

$$D = 2 \cdot \sqrt{\frac{2,54 \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,5}} = 25 \text{ мм.}$$

Принимаем диаметр труб временного водопровода 100 мм.

#### 4.5.7 Расчет освещения строительной площадки

На строительной площадке запроектировано два вида освещения. Общее равномерное освещение  $E_n = 2$  лк, на всю территорию площадки. Локальное, запроектировано в зависимости от схем монтажа и с учетом требований освещенности для производства монтажных работ.  $K_n = 50$  лк.

Расчет общего равномерного освещения производится в следующей последовательности:

Количество прожекторов FL–03:

$$N = \frac{m \cdot E_n \cdot k \cdot A}{P_{\text{л}}},$$

где:  $m = 0,2$  – коэффициент учитывающий световую отдачу источника света КПД прожекторов и коэффициент светового порока;

$E_n = 2$  лк – коэффициент освещенности горизонтальной поверхности ;

$k = 1,5$  – коэффициент запаса;

$A = 16,9 \cdot 25,1 = 424,2 \text{ м}^2$  – освещаемая площадь ;

$P_{\text{л}} = 250 \text{ Вт}$  – мощность лампы.

$$N = \frac{0,2 \cdot 2 \cdot 1,5 \cdot 424,2}{250} = 3 \text{ шт.}$$

Минимальная высота установки над освещаемой поверхностью вычислении по формуле:

$$h_{\text{min}} = \sqrt{\frac{J_{\text{min}}}{300}}$$

где:  $J_{\text{min}} = 3000$  лк – минимальная сила света

$$h_{\min} = \sqrt{\frac{3000}{300}} = 10 \text{ м,}$$

Определяем количество прожекторов для освещения строительной площадки во вторую смену:

$$N = \frac{0,2*2*1,5*424,2}{150} = 3 \text{ шт.}$$

Минимальная высота установки над освещаемой поверхностью вычислении по формуле:

Таким образом, общее равномерное освещение (2 лк) строительной площадки следует обеспечить, установив 3 прожекторов FL-03 по периметру площадки в соответствии со стройгенпланом.

Для локально освещения приняты прожектора FL-03 на передвижных вышках, зона освещения принята на 2 ячейки объекта, площадью 36 м<sup>2</sup>.

$$N = \frac{0,2*(50-2)*1,5*36}{150} = 2 \text{ шт.}$$

Таким образом, локальное освещение (50лк) строительной площадки следует обеспечить установкой 2 прожекторов на персональных вышках по периметру зон монтажа.

#### **4.5.8 Расчет потребности в электроэнергии**

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, определяется по [16, формула 30]:

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

где:  $\alpha$ —коэффициент потери мощности в сети, принимаемый равным 1,05–1,1;

$P_c$ —мощность машин и других силовых установок:

– Сварочные аппараты типа СТ -2 -0,3 кВт

– Бетононасосы -3,5 кВт

– Электровибраторы И-50-1 кВт

$$P_c = 0,3 + 3,5 + 1 = 4,8 \text{ кВт}$$

$P_T$ —мощность, расходуемая на производственные нужды

$$P_T = 0 \text{ кВт};$$

$P_{o.v.}$ —мощность, требуемая для внутреннего освещения:  $150 * 3 = 450 \text{ Вт}$ ;

$P_{o.n.}$ —мощность, требуемая для наружного освещения:

– Проходы и проезды :  $150 * 1 = 150 \text{ Вт}$ ;

– Монтаж строительных конструкций:  $150 * 2 = 300 \text{ Вт}$ ;

– Освещение складов:  $150 * 2 = 300 \text{ Вт}$ ;

$$P_{o.n.} = 300 + 150 + 300 = 750 \text{ Вт}.$$

$\cos \varphi$ —коэффициент мощности в сети, зависящий от характера загрузки и числа потребителей. Для производственных и технологических нужд:  $\cos \varphi = 0,75$ , для наружного и внутреннего освещения:  $\cos \varphi = 1$ .

$K_{1c}$ ,  $K_{2c}$ ,  $K_{3c}$ ,  $K_{4c}$  —коэффициенты спроса, зависящие от числа потребителей:

$K_{1c} = 0,65$  – до 10 электродвигателей ;

$K_{2c} = 0,85$ ;

$K_{3c} = 0,8$  – для внутреннего освещения;

$K_{4c} = 1$  – для внутреннего освещения.

$$P_p = 1,1 * \left( \frac{0,65*4,8}{0,75} + \frac{0,8*1,050}{1} + \frac{1*4,766}{1} \right) = 9,77 \text{ кВт.}$$

На основании подсчитанной общей мощности электропотребителей в качестве временного источника электроснабжения стройплощадки выбираем районные сети высокого напряжения (6000—10000 В).

#### **4.5.9 Определение технико -экономических показателей стройгенплана**

1. Площадь строительной площадки – 424,2 м<sup>2</sup>;
2. Площадь застройки временными зданиями и сооружениями – 31 м<sup>2</sup>;
3. Площадь складов – 54 м<sup>2</sup> ;
- 4.Протяженности временных дорог и коммуникаций , пог.м:
  - дорог – 2753 п.м.
  - водопровода – 12,3п.м.
  - световой линн – 250,3п.м.
  - ограждения – 525,6п.м.

#### **4.5.10 Основные требования по технике безопасности при производстве строительного-монтажных работ**

1. Стройплощадка должна быть оснащена санитарно-бытовыми помещениями, выполненными и оборудованными в соответствии с утвержденными нормами по проектированию бытовых зданий и помещений.

2. На реконструируемом объекте должны быть аптечки с медикаментами и другие средства для оказания первой помощи пострадавшим.

3. На строительной площадке, где это требуется по условиям работы, у оборудования, машин и механизмов и других опасных местах, должны быть вывешенные, а в темное время суток и освещенные, предупредительные надписи и знаки безопасности.

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 выше 1м над землей или перекрытием, должны быть ограждены перилами высотой 1 м от рабочей поверхности.

6. При работе на высоте и где нет опоры на горизонтальную поверхность, должны выдаваться предохранительные пояса.

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. Не допускается подъем конструкций и изделий, не имеющих монтажных петель, маркировки и меток, обеспечивающих их надежную строповку и монтаж.

9. Очистку конструкций и элементов от грязи и т.п. следует производить на земле до их подъема к проектному месту.

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.

12. На монтажной площадке должна быть установлена связь при помощи радиации между лицом, руководящим подъемом и машинистом крана, а также рабочими

13. Запрещается перемещать груз над людьми, работающими внизу людьми.

14. При уплотнении бетонной смеси электровибраторами следует придерживаться следующих требований:

1)Рукоятки вибраторов должны быть оснащены амортизаторами.

2) Ручное перемещение вибраторов во время виброуплотнения производить при помощи гибких тяг.

3) При перерывах в работе, а также при переходах бетонщиков с одного места на другое, электровибраторы требуется отключить.

4) После работы вибраторы и провода очистить от бетонной смеси и грязи, насухо протереть.

15. Металлические части машин и механизмов с электроприводами должны быть заземлены.

16. Временную наружную проводку на строительной площадке следует выполнять в изолированном гибком проводе на опорах, чтобы нижняя точка провода находилась на высоте не менее 2,5м над рабочим местом, 4,5м над проходами и над проездами.

17. Для переносных светильников напряжение должно быть не больше 25 В, а в особо опасных местах – не выше 12В.

18. При производстве строительно-монтажных работ необходимо соблюдать требования СНиП III-4-80\*, 12-03-2001, 12-4-2003 "Техника безопасности в строительстве".

#### **4.5.11 Противопожарные мероприятия на строительной площадке**

Территория строительства представляет собой объект, опасный в пожарном отношении. Чтобы исключить возможность возникновения пожаров, необходимо строго соблюдать правила противопожарной безопасности.

Проектом организации строительства и реконструкции предусматриваются следующие профилактические противопожарные мероприятия:

1) Территория строительной площадки должна иметь подъездные пути и проезды.

2) К реконструируемому зданию, в том числе и временным, должен быть организован 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 строительной площадке запрещено, в виду существования застройки. Наполненные и пустые баллоны, используемые в процессе строительства, следует хранить отдельно. Хранить в одном помещении баллоны с кислородом и баллоны с другими горючими газами запрещается.

6) Электрохозяйство стройплощадки строительства, в том числе силовое и осветительное оборудование должно соответствовать требованиям "Правил устройства электроустановок".

7) Строительная площадка должна быть снабжена средствами пожаротушения: песком, водой, огнетушителями и противопожарным инвентарем.

8) На строительной площадке должен быть устроен противопожарный щит.

9) С целью предотвращения возникновения пожаров на строительной площадке необходимо: ограничить количество хранящихся горючих материалов (леса, пиломатериалов, жидкостей и газообразных горючих веществ), вовремя удалять отходы горючих материалов и строительного мусора.

10) С целью быстрого уведомления о пожаре и вызове пожарной бригады, на строительной площадке должна быть телефонная связь с возможностью доступа к телефону в любое время суток.

11) Ответственность за пожарную безопасность на реконструируемых объектах, строительных площадках, а также за соблюдение противопожарных требований, своевременное выполнение противопожарных мероприятий, наличие и исправное содержание средств пожаротушения несет начальник строительства или заменяющее его лицо.

12) Обеспечение пожарной безопасности на строительной площадке реконструируемого здания должно соответствовать требованиям действующих СНиП "Организация строительного производства" [15], "Правила пожарной безопасности при производстве строительного-монтажных работ" [17].

## 5. ЭКОНОМИКА СТОИТЕЛЬСТВА

Сметная стоимость на общестроительные работы определена по сборникам ТЕР-2001 [18]. Сметная стоимость ремонта здания определяется в базисном уровне цен 2001г. с переводом в текущие цены 2017г. коэффициентом  $K_{\text{смп}} = 5$ .

### 5.1 Календарное планирование реконструкции здания

Календарный план производства работ составляется на основе ведомости требуемых ресурсов, представленной в таблице 13. Производство работ должно осуществляться в одну или две смены. Профессиональные и количественные составы бригад приняты в соответствии с рекомендациями производственных норм сборников ЕНиР[13].

По этим данным подбирается численный состав бригады и с таким расчетом, чтобы состав бригады в процессе выполнения однотипных работ оставался неизменным. Расчет количественного состава бригады производят в зависимости от объема и фронта работ.

Профессиональный состав комплексной бригады определяется с учетом коэффициента удельной трудоемкости каждого вида работ при заданном количественном составе бригады.

Таблица 13 "Ведомость требуемых ресурсов"

№ п/п	Шифр и № поз. норматива	Наименование работ	Объем		Сметная стоимость		Трудоемкость работ чел./дн.		Состав звена			Потребность в механизмах маш./см.			Зарплата строителей и машинистов, руб	
			Ед. изм.	Кол-во	за ед., руб.	всего, руб.	на единицу	всего чел./дн.	Профессия	Разряд	Кол-во	Наименование механизмов	на единицу	всего маш./см	единицы	всего
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1	46-04-007-4	Разборка деревянных эл-в конструкции крыши	100 м <sup>2</sup>	1,02	695,08	708,98	51,60	52,63	Плотник	4 3	1 1	Подъемки мачтовые строительные	6,14	6,26	527,51	538,06
2	46-04-007-3	Демонтаж чердачного перекрытия	100 м <sup>2</sup>	1,33	1205,22	1602,94	121,90	162,13	Плотник	4 2	1 1	Подъемки мачтовые строительные	5,49	7,30	949,60	1262,97
3	46-04-001-4	Разбор кирпичной кладки	1 м <sup>3</sup>	22,72	179,25	4072,56	8,24	187,21	Каменщик	3	2	Молотки отбойные	2,30	52,25	86,43	1963,68
4	46-04-001-1	Разбор фундаментов	1 м <sup>3</sup>	31,4	200,23	6287,22	9,59	301,13	Каменщик	3 2	1 1	Молотки отбойные	5,68	136,8	88,03	2764,14
5	01-02-055-1	Устройство шурфов при ремонте ф-та	100 м <sup>3</sup>	0,91	1026,25	933,89	125,00	113,75	Землекоп	2 1	1 1	-	-	-	1026,25	933,89
6	46-01-001-1 204-9001	Усиление фундамента железобетоном Арматура	1 м <sup>3</sup> т	26,8 1,15	1529,63 -	40994,08	23,50	629,8	Каменщик	4 3	1 1	Автомобили бортовые Вибраторы поверхностные	0,35 0,66	9,38 17,68	195,18	5230,82
7	01-01-001-8	Разработка грунта П гр. экскаватором Э-302	100 м <sup>3</sup>	0,06	4160,0	249,60	2,82	0,17	Машинист	5	1	Экскаватор одноковшовый Э-302	3,03	0,18	198,49	11,9

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
8	01-02-063-2	Доработка грунта вручную	100 м <sup>3</sup>	0,03	7721,05	231,63	281,58	8,45	Землекоп	3 2	1 1	Краны переносный	91,2	2,74	3500,31	105,0
9	06-01-012-1	Установка металлической опалубки	100 м <sup>2</sup>	1,09	2318,74	2527,38	95,92	104,55	Слесарь	4 3	1 1	Автопогрузчики	0,27	0,22	798,96	870,87
10	06-01-001-22  204-9001	Укладка бетонной смеси из автомобиля самосвала  Арматура	100 м <sup>3</sup>  т	0,31  2,07	82735,75  -	25648,08	446,04	138,72	Машины ст Бетонщик	6 3 2	1 1 1	Вибраторы глубинные Установки для сварки ручной Бетоновозы	21,42 123,76 1,87	6,64 38,36 0,58	4278,09	1326,21
11	08-01-003-7	Гидроизоляция в 2 слоя на мастике	100 м <sup>2</sup>	0,1	2004,85	200,49	21,20	2,12	Гидроизолятор	4 2	1 1	-	-	-	196,52	19,65
12	01-02-005-1	Засыпка пазух грунтом	100 м <sup>3</sup>	0,15	378,06	56,71	12,53	1,88	Землекоп	2 1	1 1	Трамбовки пневматические	18,12	2,72	144,67	21,70
13	46-01-004-2	Усиление простенков стальными обоями	1т	0,21	10859,06	2280,40	195,63	41,08	Каменщик	4 2	1 1	Установки для сварки ручной дуговой	37,06	7,78	1947,07	408,88
14	08-02-001-1  404-9032	Кирпичная кладка стен  Кирпич силикатный	1 м <sup>3</sup>  100 шт	34,77  18	217,23  -	7553,09	5,40	187,76	Каменщик	4 3	1 1	Подъемный кран МКТ-40	0,40	13,91	49,04	1705,12
15	07-01-047-1  440-9001	Монтаж маршей и площадок  Конструкции сборные /б	100 шт  шт	0,05  5	8430,41  -	421,52	208,25	10,41	Машины ст Монтажник - констр.	6 4 2	1 1 1	Подъемный кран МКТ-40	54,55	2,73	2615,25	130,76

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
16	07-01-021-1	Монтаж ж/б перемычек	100 шт	0,05	4967,53	248,37	96,75	4,84	Машины ст	5	1	Подъемный кран МКТ-40	35,84	1,79	1346,89	62,34
	440-9001	Конструкции сборные ж/б	шт	5					Каменщик	3 2	1 1					
17	07-01-029-2	Монтаж плит перекрытий площадью до 5 м <sup>2</sup>	100 шт	0,07	25154,89	1802,84	339,84	23,79	Машины ст	6	1	Подъемный кран МКТ-40	59,74	4,18	3835,76	268,5
	440-9001	Конструкции сборные ж/б	шт	7	-				Монтажник - констр.	4 3 2	1 1 1					
18	07-01-029-18	Монтаж плит перекрытий площадью более 8 м <sup>2</sup>	100 шт	0,09	50988,08	4588,93	459,34	41,34	Машины ст	6	1	Подъемный кран МКТ-40	36,52	3,28	4819,42	433,75
	440-9001	Конструкции сборные ж/б	шт	9	-				Монтажник - констр.	4 3 2	1 1 1					
19	08-02-001-1	Кирпичная кладка стен	1 м <sup>3</sup>	58,11	217,23	12623,24	5,40	313,79	Каменщик	4 3	1 1	Подъемный кран МКТ-40	0,40	23,24	49,04	2849,71
	404-9032	Кирпич силикатный	100 шт	30	-											
20	07-01-021-1	Монтаж ж/б перемычек	100 шт	0,11	4967,53	546,43	96,75	10,64	Машины ст	5	1	Подъемный кран МКТ-40	35,84	3,94	1346,89	148,16
	440-9001	Конструкции сборные ж/б	шт	11					Каменщик	3 2	1 1					
21	07-01-029-2	Монтаж плит перекрытий площадью до 5 м <sup>2</sup>	100 шт	0,10	25154,89	2515,49	339,84	33,98	Машины ст	6	1	Подъемный кран МКТ-40	59,74	5,97	3835,76	385,57
									Монтажник - констр.	4 3 2	1 1 1					

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
22	07-01-029-18  440-9001	Монтаж плит перекрытий площадью более 8 м <sup>2</sup>  Конструкции сборные ж/б	100 шт  шт	0,09  9	50988,08  -	4588,93  -	459,34  -	41,34  -	Машины ст Монтажник - констр.	6  4 3 2	1  1 1 1	Подъемный кран МКТ-40	36,52	3,29	4819,42	433,75
23	10-01-002-1	Устройство крыши (стропил)	1м <sup>3</sup>	27,3	2295,02	62654,05	24,09	657,66	Плотник	4 3 2	1 1 1	Подъемный кран МКТ-40	0,15	4,09	198,63	5422,59
24	12-01-007-08	Устройство кровли проф. листом	100 м <sup>2</sup>	1,95	14098,79	27492,64	90,85	177,16	Плотник	3 2	1 1	Подъемный кран МКТ-40	0,42	0,82	812,37	1584,12
25	10-01-013-6	Устройство перегородок из гипсокартона	100 м <sup>2</sup>	2,19	8386,66	18366,78	84,04	184,05	Плотник	3 2	1 1	Автомобили бортовые	0,57	1,25	715,17	1566,22
26	15-05-003-1	Установка оконных блоков	100 м <sup>2</sup>	1,6	7436,14	11897,82	119,78	191,65	Стекольщик	3 2	1 1	Автомобили бортовые	0,56	0,89	1005,96	1609,54
27	15-02-015-5	Улучшенная штукатурка стен	100 м <sup>2</sup>	10,25	2066,57	21182,34	74,24	760,96	Штукатур	4 3 2	1 1 1	Растворонасосы	4,76	48,79	745,07	7636,97
29	15-04-001-2	Клеевая окраска водными составами потолков	100 м <sup>2</sup>	8,52	888,88	7573,26	65,23	555,76	Маляр строитель	3	1	Автомобили ботовые Подъемники мачтовые	0,10 0,01	0,85 0,09	571,6	4870,03
30	15-04-005-3	Окраска стен	100 м <sup>2</sup>	3,72	1657,88	6167,31	42,90	159,59	Маляр строитель	3	1	Автомобили ботовые Подъемники мачтовые	0,10 0,01	0,37 0,04	376,19	1399,43



Продолжительность работ выполняемых механизированным способом, определяется по [16, формула 1]:

$$T_{\text{мех}} = \frac{Q_{\text{м}}}{nt}$$

где  $Q_{\text{м}}$  – общие затраты машинного времени на производство работ, маш.-см.;

$t$  – сменность работы;

$n$  – число машин, участвующих в выполнении работы в смену.

В случае производства работ немеханизированным (частично механизированным) способом продолжительность работы  $T_{\text{р}}$ , дн., определяется по [16, формула 2]:

$$T_{\text{р}} = \frac{Q_{\text{р}}}{N}$$

где  $Q_{\text{р}}$  – трудоемкость работы, чел.-дн.;

$N$  – принятое количество рабочих в бригаде.

Если работа (основной процесс) выполняется вручную, но с помощью механизма (кирпичные кладки стен с помощью крана), то в определении продолжительности данной работы решающую роль играет количественный состав бригады каменщиков и сменность ее работы.

## 5.2 Построение линейного календарного плана

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

Календарный план является основным документом в составе ПОС и ППР.

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

Календарный план строительства разрабатывается в следующей последовательности: На основе ведомости требуемых ресурсов была составлена ведомость укрупненной номенклатуры работ. Исходя из которой определяется продолжительность каждой, отдельно взятой работы. Затем в технологической последовательности выполнения работ заполняем правую графическую календарного плана, используя данные о продолжительности работ и изобретая 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 и интегральный график освоения средств.

Одним из условий при разработке календарного плана должно соблюдаться условие: фактическая продолжительность строительства объекта ( $T_{\phi}$ ) должна быть меньше или равна нормативной продолжительности ( $T_n$ ), т.е.

$$T_{\phi} \leq T_n.$$

После построения линейного графика строятся графики: дифференциальные графики движения рабочих; дифференциальный и интегральный график освоения капиталовложений.

График движения рабочей силы.

Для оценки календарного плана по потреблению трудовых ресурсов строят так называемый график движения рабочей силы в виде суммирующей эпюры под графиком производства работ, где на каждом отрезке времени суммируется количество рабочих, указанное под линиями графиков работ. При этом календарный план оценивают по коэффициенту неравномерности движения рабочих:

$$K_p = \frac{N_{\max}}{N_{\text{ср}}},$$

где:  $N_{\max}$  – максимальное число рабочих по графику, чел.;

$N_{\text{ср}}$  – среднее число рабочих, определяемое путем деления общей

трудоемкости  $Q_{\text{общ.}}$ , чел.-дн, на общий фактический срок строительства, дн. Значение величины коэффициента  $K_p$  не должно превышать 1-2.

Дифференциальный график капиталовложений.

При выполнении строительно-монтажных работ важно не только равномерное использование рабочих, но и рациональное нарастание осваиваемых капитальных вложений, которое достигается путем построения дифференциального графика на основе суммирования ежедневно осваиваемых денежных средств по всем работам при возведении объекта.

Денежные средства, осваиваемые в день по каждой работе, определяются путем деления общей стоимости работы  $C_i$  на ее продолжительность  $t_i$ , т.е.

$$K_i = \frac{C_i}{t_i}.$$

Интегральный график капвложений.

Интегральный график капвложений строится путем суммирования стоимости работ нарастающим итогом по отдельным периодам (месяцам, кварталам), т.е.

$$K_i = K_{i-1} + \sum_{j=1}^m \sum_{i=1}^n K_{ij},$$

где:  $K_i$ — величина освоенных средств на конец  $i$ -го периода, тыс.руб.;

$K_{i-1}$ — капиталовложения, освоенные за предыдущий период (для первого периода  $K_{i-1} = 0$ );

$j = 0, 1, \dots, m$  — число дней в периоде;

$i = 0, 1, \dots, n$  — число выполняемых работ;

$K_{ij}$ — средства, затрачиваемые на выполнение  $i$ -й работы в  $j$ -й день.

После построения календарного плана и трех графиков (движения рабочей силы, интегральный и дифференциальный) рассчитываются технико-экономические показатели.

### 5.3 Расчет технико-экономических показателей календарного плана

1) Сметная стоимость строительно-монтажных работ

$$C_{смп}^{2001} = ПЗ + НР + СП$$

ПЗ = 392324,97 руб - прямые затраты на общестроительные работы;

НР = 235394,98 руб- накладные расходы ( 60% от ФОТОР);

СП = 196162,49 руб - сметная прибыль (50% от ФОТОР).

$$C_{смп}^{2001} = 392324,97 + 235394,98 + 196162,49 = 823882,44 \text{ руб}$$

2) Текущая стоимость строительно-монтажных работ

$$C_{смп}^{2017} = C_{смп}^{2001} \cdot I$$

$I \approx 5$  - индекс удорожания

$$C_{смп}^{2017} = 823882,44 \cdot 5 = 4119412,20 \text{ руб}$$

3) Продолжительность строительства

$T_{КП} = 198$  дн – продолжительность по календарному плану;

$T_{Н} = 9$  мес. – нормативная продолжительность.[19, Часть II]  $\approx 9 \cdot 22 = 198$

$$T_{КП} = 198 \text{ дн} = T_{Н} = 198 \text{ дн}$$

4) Общая трудоемкость работ

$$Q = 940,35 \text{ чел} - \text{дн}$$

5) Общая машиноёмкость работ

$$Q = 60,03 \text{ маш} - \text{см}$$

6) Удельная трудоемкость

$$y_{Q, \text{чел-дн}} = \frac{Q_{\text{чел-дн}}}{E_{\text{д.изм}}}$$

$$y_Q = \frac{940,35}{1388,11} = 0,7 \text{ чел} - \text{дн}/\text{м}^3;$$

7) Удельная машиноёмкость

$$y_{Q, \text{маш-см}} = \frac{Q_{\text{маш-см}}}{E_{\text{д.изм}}}$$

$$y_Q = \frac{60,03}{1388,11} = 0,004 \text{ маш} - \text{см}/\text{м}^3;$$

8) Выработка на 1 чел-дн

$$B = \frac{C_{смп}}{Q_{чел-дн}}$$

$$B^{2001} = \frac{823882,44}{940,35} = 876,14;$$

$$B^{2017} = \frac{4119412,20}{940,35} = 4380,72;$$

9) Уровень механизации

$$K_{мех} = \frac{C_{мех}}{ПЗ} \cdot 100\%$$

$C_{мех}$ -стоимость работ, выполняемых при помощи средств механизации

$$K_{мех} = \frac{21402,11}{392324,97} \cdot 100\% = 5,5\%;$$

10) Коэффициент неравномерности движения рабочей силы

$$1 < K_n = \frac{R_{max}}{R_{cp}} < 2$$

$R_{max}$  - максимальное количество рабочих в смену;

$$R_{cp} = \frac{Q_{чел-дн}}{T_{КП}}$$

$$R_{cp} = \frac{940,35}{198} = 4,7;$$

$$1 \leq K_n = \frac{5}{4,7} = 1,06 < 2$$

11) Коэффициент совмещения работ

$$K_{совм} = \frac{\sum t_i}{T_{КП}} > 1$$

$\sum t_i$ - сумма продолжительности всех частных работ

$$K_{совм} = \frac{198}{198} = 1$$

## **6. БЕЗОПАСНОСТЬ ЖИЗНЕДЕЯТЕЛЬНОСТИ**

### **6.1 Общие положения, цели и задачи разработки раздела безопасности жизнедеятельности**

Раздел разработан с целью оценки воздействия планируемой деятельности на окружающую природную среду, планирования мероприятий для предотвращения негативного влияния конкретных объектов хозяйственной деятельности на экосистемы, снижения его до уровня, регламентированного нормативными документами по охране окружающей природной среды, а также сохранения природных богатств и создания благоприятных условий для жизни людей путем всестороннего комплексного рассмотрения всех преимуществ и потерь, связанных с реализацией намечаемой деятельности.

### **6.2. Характеристика проектируемого объекта**

Проектом реконструкции здания складского типа предусматривается реконструкция существующего здания надстройкой второго этажа, заменой некоторых отделочных материалов как в наружной, так и внутренней отделке и расширение существующих площадей за счет строительства пристроя к существующему зданию.

### **6.3 Охрана поверхностных и подземных вод от загрязнения и истощения**

#### **6.3.1 Характер, объем и интенсивность воздействия проектируемого объекта на поверхностные и подземные воды в процессе эксплуатации**

Водоснабжение места строительства осуществляется от наружных сетей водопровода диаметром

Здание запроектировано со следующими санитарно-техническими системами:

- хозяйственно-питьевым и противопожарным водопроводом;

- горячим водоснабжением;
- хозяйственно-бытовой канализацией.

Общий расход воды на хозяйственно-питьевые нужды составляет 0,045м<sup>3</sup>/час, 0,360м<sup>3</sup>/сутки; расход горячей воды: Q<sub>сут</sub> =0,28 м<sup>3</sup>/сутки; 0,035 м<sup>3</sup>/час. (табл.14)

Таблица 14 "Водопотребление и водоотведение"

№ п/п	Наименование	Кол-во потреби теоей	Норма водопотр м <sup>3</sup> /сут	Водопотребление		Водоотведение	
				Хоз.быт м <sup>3</sup> /сут	Произ м <sup>3</sup> /сут	Хоз.быт м <sup>3</sup> /сут	Произ м <sup>3</sup> /сут
1	Работающие	10	0,016	0,42	-	0,42	-
2	Итого	10	-	0,42	-	0,42	-

Для отвода сточных вод от санитарно-технических приборов предусматривается система хозяйственно-бытовой канализации с выпусками в существующую дворовую сеть канализации.

Изменения параметров поверхностных и подземных вод под воздействием реконструируемого объекта при нормальном режиме эксплуатации происходить не будет.

#### **6.4 Отходы производства и потребления**

Отходы (мусор) от бытовых помещений организаций несортированный (исключая крупногабаритный) собираются в контейнер и отправляются на полигон ТБО. Ртутные лампы, люминесцентные ртутьсодержащие трубки отработанные и брак, направляются на демеркуризацию в ООО «Вторсырье».

#### **6.5 Рекомендации по охране окружающей среды в процессе производства строительного - монтажных работ**

Для уменьшения загрязнения атмосферы в процессе осуществления строительства проектом следует выполнять требования СНиП 12-01-2004 "Организация строительного производства" [15], справочника "Природоохранные

нормы и правила проектирования" [20], 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, исключающих 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 угодьях, 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 строительно-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 строительно-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.

## СПИСОК УСПОЛЬЗУЕМОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНиП 2.01.07-85 Нагрузки и воздействия – М.: Госстрой России, 2004.
2. СНиП 2.02.01-83\* СНиП 2.02.01– 83\* Основания зданий и сооружений.– М.: 1985.
3. Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций(к СНиП II-22-81\*), Госстрой России, -М.: ФГУП ЦПП,2004.
4. Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования[Текст]: СНиП II-22-81\*. Госстрой России- М.: ФГУП ЦПП,2004.- 40 с.
5. СП 20.13330.201. Нагрузки и воздействия.– М.: Минрегион России, 2010.
6. СНиП II –25 –80 Деревянные конструкции.– М.: Госстрой России, 2011.
7. СНиП 2,03,01-84\* Бетонные и железобетонные конструкции Росстрой СССР, М.:1989
8. СП 52-102-2004 Предварительно напряженные железобетонные конструкции, Госстрой России: 2004.
9. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжёлого и легкого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84\*), М.1989
10. Кузнецов В.С. Железобетонные конструкции многоэтажных зданий: уч. пособие. М.: Издательство АСВ, 2013-200 с.
11. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций без предварительного напряжения арматуры.- М., 2005.
12. Железобетонные и каменные конструкции. Под редакцией В.М. Бондаренко,- М.,2002
13. Сборники ЕНиР – 1985 "Единые нормы и расценки"
14. СНиП 3.03.01-87 Несущие и ограждающие конструкции. Госстрой СССР.- М.: 1989.
15. СНиП 12-01-2004 Организация строительства, Госстрой. -М.: 2004.

16. Н.А. Шлапокова, С.Ю. Глазкова. Проект производства работ на возведение надземной части здания. Уч. пособие.-Пенза: ПГУАС,2014.- 83 с.

17. ППБ-05-86 Правила пожарной безопасности при производстве строительно-монтажных работ. - М.: Стройиздат, 1988.

18. ТЕР-2001"Территориальные единичные расценки на строительные работы. Пенза 2002.

19. СНиП 1.04.03-85\* Норма продолжительности строительства и задела в строительстве предприятий, зданий сооружений. Часть II. Госстрой СССР-М.:1991.

20. Природоохраняемые нормы и правила проектирования. Справочник. - М.: Стройиздат, 1990. -527 с.

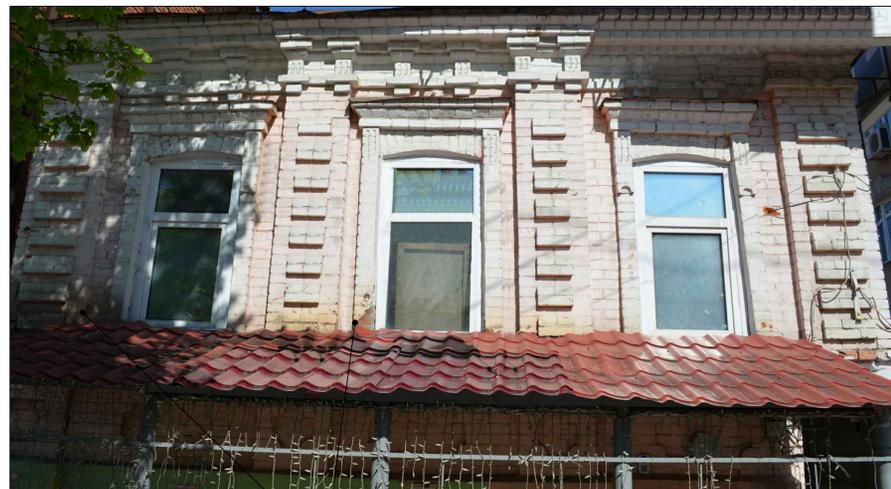
21. СНиП 3.03.01– 87 Несущие и ограждающие конструкции.– М., Госстрой России, 2008.

22. СНиП 12.03.2001. Безопасность труда в строительстве. Ч.1. М., Госстрой России, 2002.

23. СНиП 12-04-2002 Безопасность труда в строительстве. Ч.2. М., Госстрой России, 2003

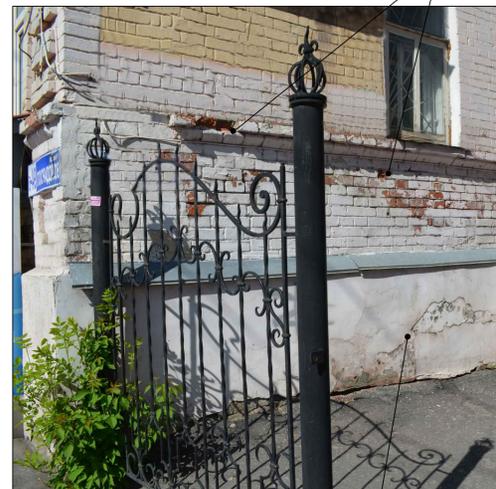
24. СНиП 2.09.04-87. Административные и бытовые здания, - М., Госстрой России, 1988.

# Фотофиксация дефектов здания



Намокание кирпичной кладки

Видовой кадр № 1 в осях 1-2



Крошение кирпича

Увлажнение и отслоение штукатурки цоколя

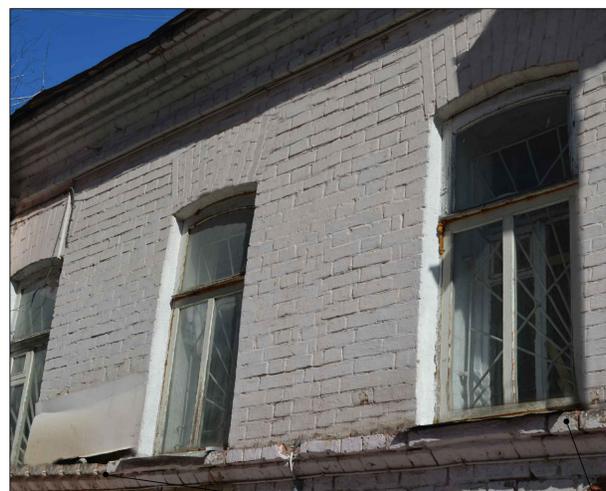
Видовой кадр № 2 в осях А-Б



Крошение кирпича

Трещины в цоколе(до 1 см)

Видовой кадр № 3 в осях А-Б



Крошение кирпича

Видовой кадр № 4 в осях В-А



Намокание и разрушение кирпичной кладки

Разрушение кирпичной кладки;  
Отслоение штукатурки

Видовой кадр № 5 в осях В-А



Намокание кирпичной кладки

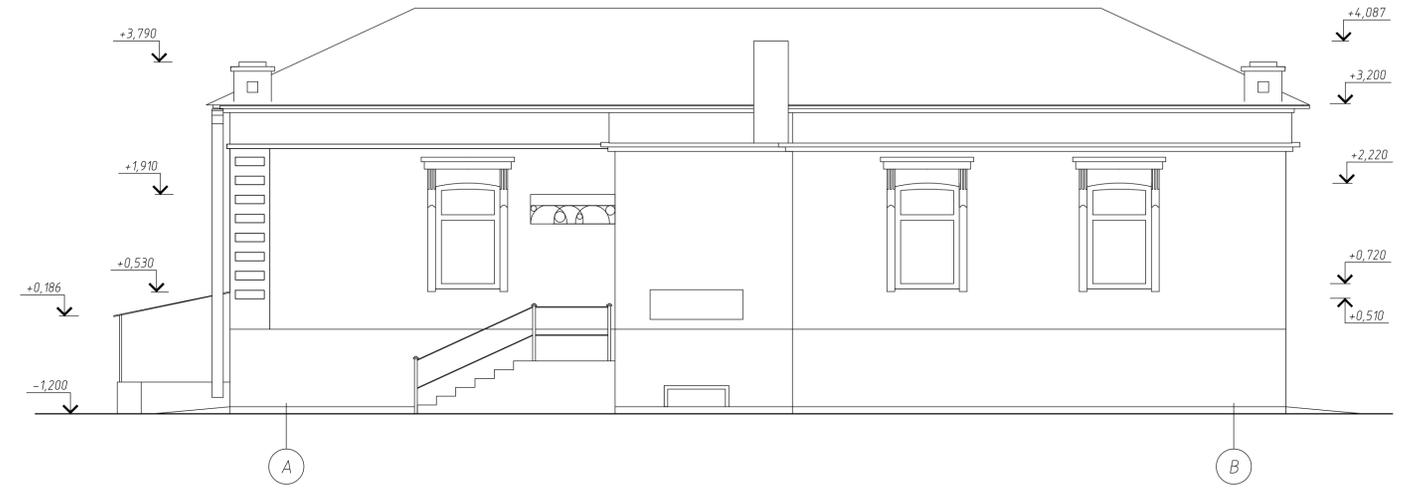
Видовой кадр № 6 в осях 2-1

Зав. каф.	Ласьков Н.Н.			ВКР - 2069059 - 08.04.01 - 151161-17		
Н. контр.	Гучкин И.С.			Реконструкция торгово-складского комплекса под административное здание		
Руководит.	Гучкин И.С.			Архитектурно-строительный раздел		
Архитект.	Гречишкин А.В.			Стадия	Лист	Листов
Конструкция	Гучкин И.С.					
ОиФ	Глухов В.С.			ВКР	1	11
ТиОС	Акафонина Н.В.			Фотофиксация дефектов здания		
Экономист	Крусталева Б.Б.			ПГУАС, каф. СК, гр.Ст-22м		
БЖД	Гучкин И.С.					
НИР	Гучкин И.С.					
Студент	Навикова Е.					

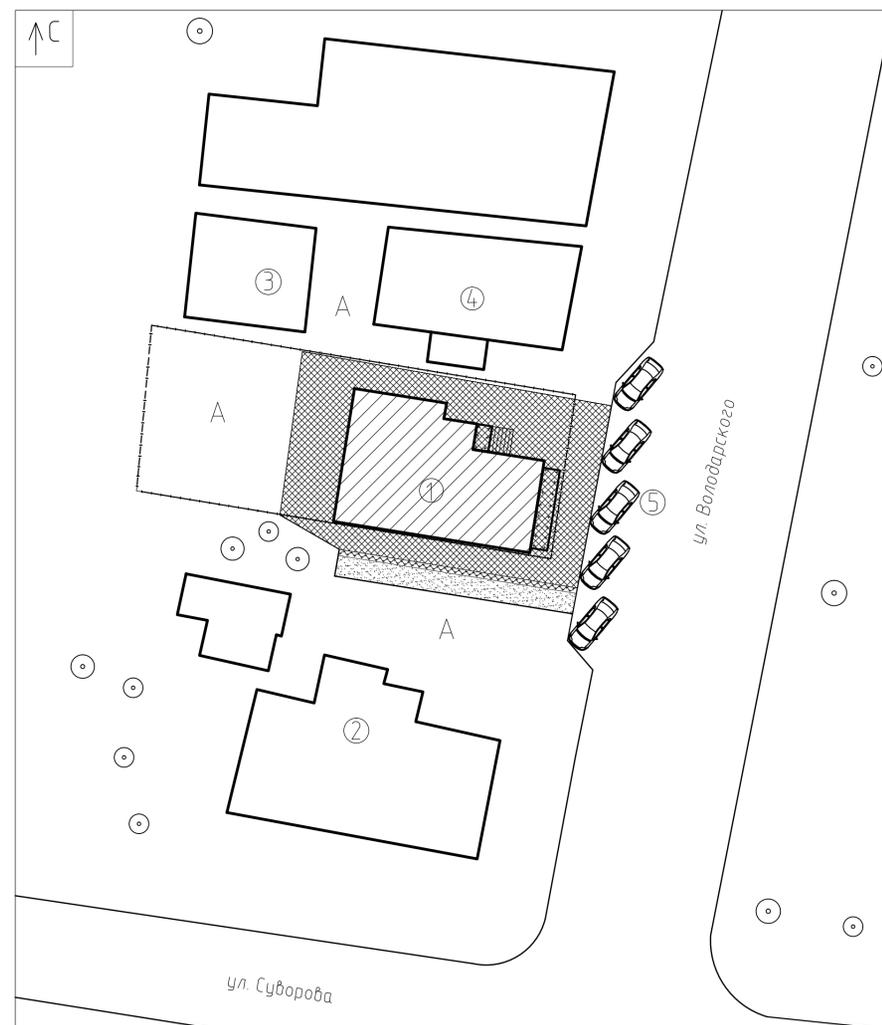
Фасад в осях 1-3 до реконструкции



Фасад в осях А-В до реконструкции



Генеральный план до реконструкции



Технико-экономические показатели генерального плана:

Площадь участка строительства - 416,7 м<sup>2</sup>;

Площадь застройки - 148,8 м<sup>2</sup>;

Коэффициент озеленения участка - 0,1;

Площадь плиточного покрытия участка - 54 м<sup>2</sup>

Площадь асфальтового покрытия участка - 72,9 м<sup>2</sup>

Условные обозначения:

- Реконструируемое здание ;
- Существующие здания;
- Граница участка;
- Дерево;
- Кустарник;
- Газон;
- Плиточное покрытие;
- Асфальтовое покрытие.

Ведомость зданий и сооружений

Номер на плане	Наименование и обозначение	Этажность зданий	Площадь, м <sup>2</sup>				Строительный объем, м <sup>3</sup>		
			застройки		общая нормируемая		здания	всего	
			здания	всего	здания	всего			
1	Реконструируемое здание	2	1	148,8	148,8	184,4	184,4	822,5	8,225
2	Административное здание (существующее)	2	1	-	-	-	-	-	-
3	Склад(существующий)	1	1	-	-	-	-	-	-
4	Административное здание (существующее)	2	1	-	-	-	-	-	-
5	Автомобильная стоянка на 10 автомобилей	-	-	-	-	-	-	-	-

Зав. каф.	Ласьков Н.Н.			ВКР - 2069059 - 08.04.01 - 151161-17		
Н. контр.	Гучкин И.С.			Реконструкция торгово-складского комплекса под административное здание		
Руководит.	Гучкин И.С.			Архитектурно-строительный раздел		
Архитект.	Гречишкин А.В.			Студия	Лист	Листов
Конструкция	Гучкин И.С.			ВКР	2	11
ОиФ	Глухов В.С.			Фасады в осях 1-3, А-В до реконструкции;		
ТиОС	Акафонича Н.В.			Генеральный план до реконструкции; ТЭП,		
Экономика	Крауцале Б.Б.			Условные обозначения; Ведомость зданий и сооружений		
БЖД	Гучкин И.С.			ПГУАС, каф. СК,		
НИР	Гучкин И.С.			гр.Ст-22м		
Студент	Новикова Е.					



Фасад в осях 1-3 после реконструкции



Фасад в осях А-В после реконструкции



Генеральный план после реконструкции



Технико-экономические показатели генерального плана:

Площадь участка строительства - 416,7 м<sup>2</sup>;

Площадь застройки - 166,7 м<sup>2</sup>;

Коэффициент озеленения участка - 0,16;

Площадь плиточного покрытия участка - 48 м<sup>2</sup>;

Площадь асфальтового покрытия участка - 74 м<sup>2</sup>.

Условные обозначения:

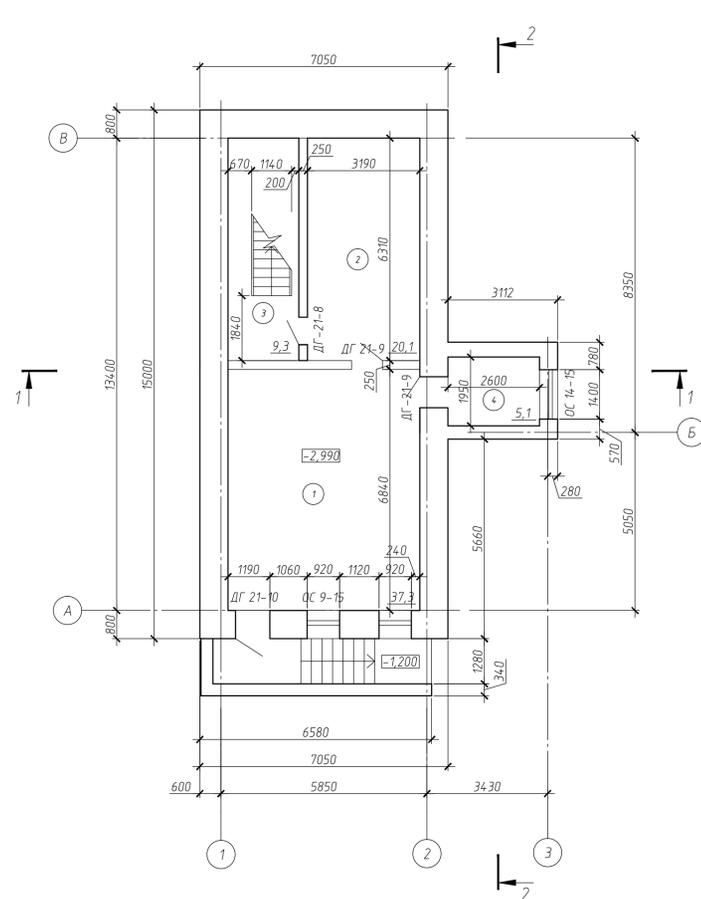
- Реконструируемое здание;
- Существующие здания;
- Граница участка;
- Дерево;
- Кустарник;
- Газон;
- Плиточное покрытие;
- Асфальтовое покрытие

Ведомость зданий и сооружений

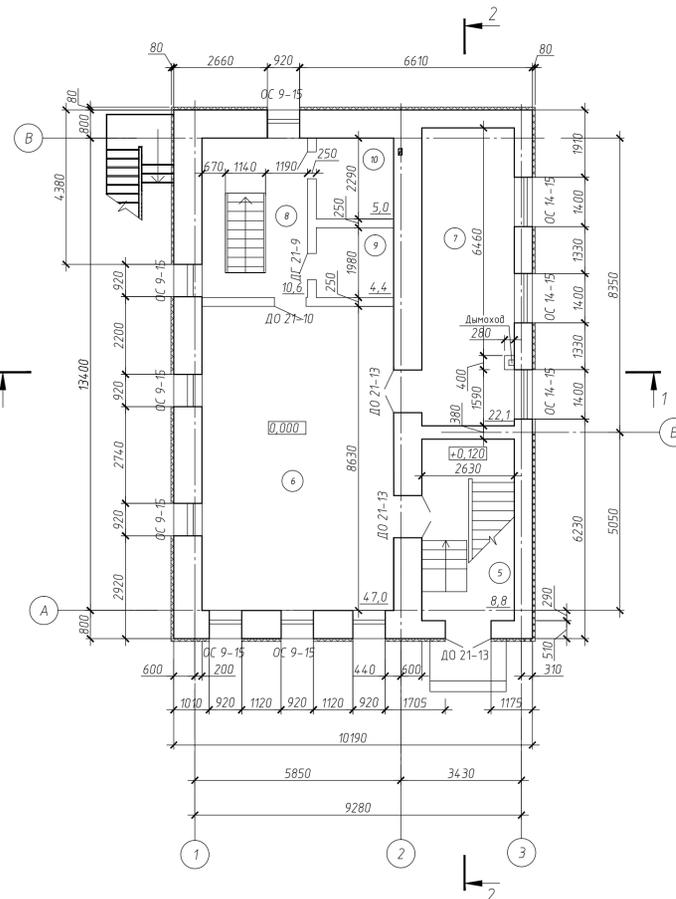
Номер на плане	Наименование и обозначение	Этажность	Этажи здания	Площадь, м <sup>2</sup>				Строительный объем, м <sup>3</sup>	
				застройки		общая нормируемая		здания	всего
				здания	всего	здания	всего		
1	Реконструируемое здание	3	1	166,7	166,7	328,4	328,4	1261,9	1261,9
2	Административное здание (существующее)	2	1	-	-	-	-	-	-
3	Склад(существующий)	1	1	-	-	-	-	-	-
4	Административное здание (существующее)	2	1	-	-	-	-	-	-
5	Автомобильная стоянка на 10 автомобилей	-	-	-	-	-	-	-	-

Зав. каф.	Ласьков Н.Н.			ВКР - 2069059 - 08.04.01 - 151161 - 17		
Н. контр.	Гучкин И.С.			Реконструкция торгово-складского комплекса под административное здание		
Руководит.	Гучкин И.С.			Архитектурно-строительный раздел		
Архитект.	Гречишкин А.В.			Страница	Лист	Листов
Конструкция	Гучкин И.С.			ВКР	4	11
ОиФ	Глухов В.С.			Фасады в осях 1-3, А-В после реконструкции; Генеральный план после реконструкции, ТЭП, Условные обозначения		
ТиОС	Акофанова Н.В.			ПГУАС, каф. СК, гр.Ст-22м		
Экономика	Крустале Б.Б.					
БЖД	Гучкин И.С.					
НИР	Гучкин И.С.					
Студент	Новикова Е.					

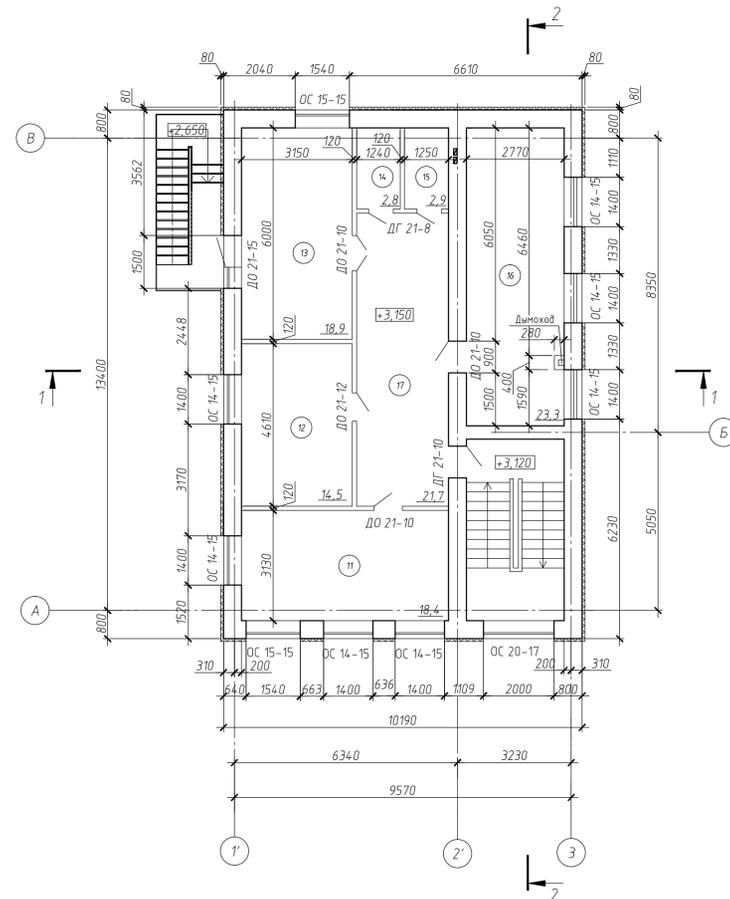
План цокольного этажа



План первого этажа



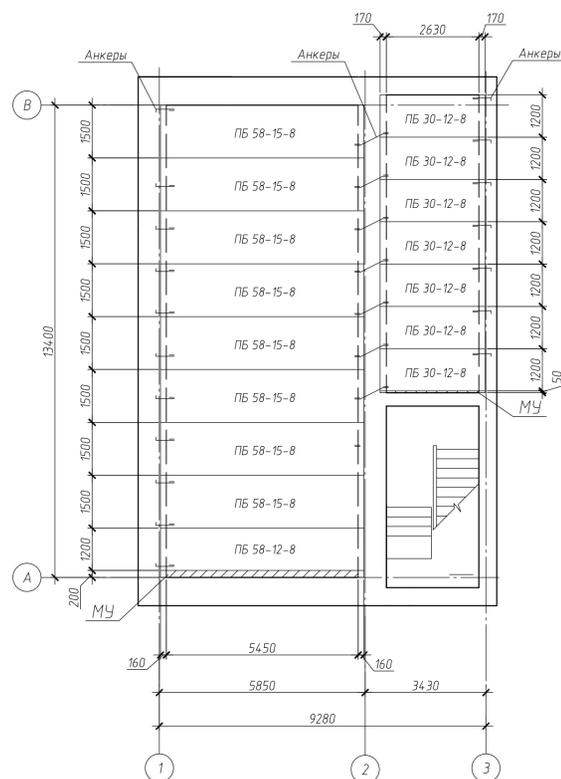
План второго этажа



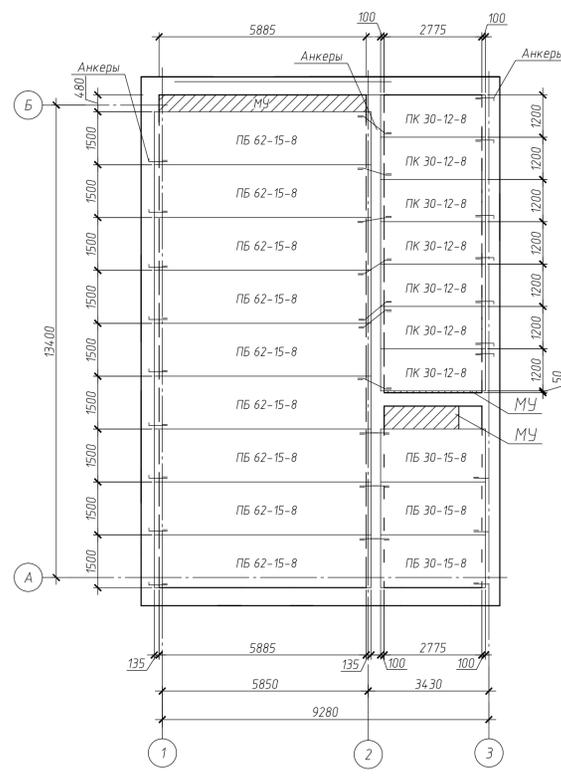
Экспликация помещений

Номер помещения	Наименование	Площадь, м <sup>2</sup>
Цокольный этаж		
1	Торговый зал	37,3
2	Склад	20,1
3	Лестница	9,3
4	Котельная	5,1
Всего по цокольному этажу		71,8
Первый этаж		
5	Лестница	8,8
6	Торговый зал	47,0
7	Офисное помещение	22,1
8	Коридор	11,1
9	Бытовое помещение	4,4
10	Санитарный узел	5,0
Всего по первому этажу		98,4
Второй этаж		
11	Офисное помещение	18,4
12	Кабинет директора	14,5
13	Офисное помещение	18,9
14	Санитарный узел	2,8
15	Санитарный узел	2,9
16	Выставочный зал	23,3
17	Коридор	21,7
Всего по второму этажу		102,5
Итого по зданию		272,7

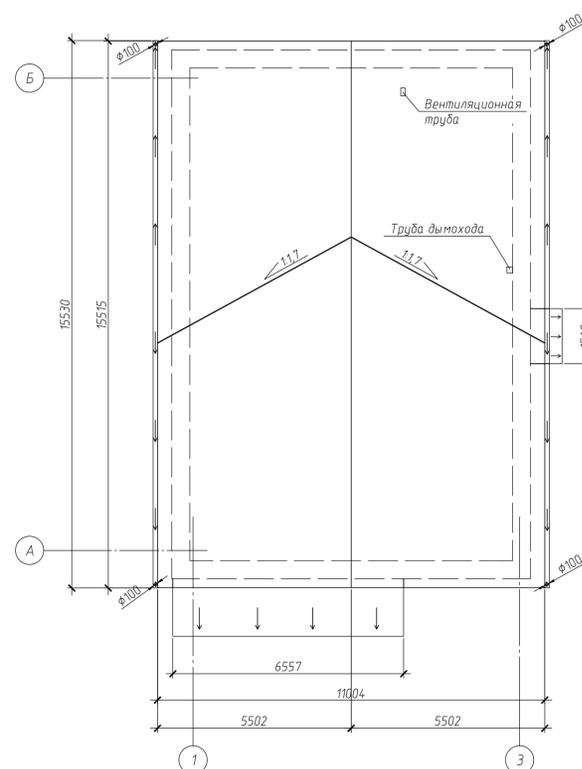
План перекрытий первого этажа на отм. +3,220



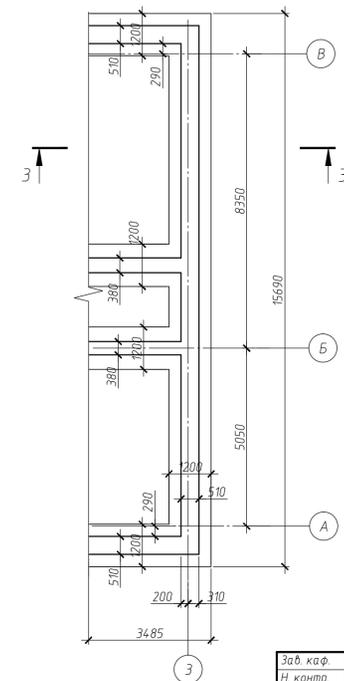
План перекрытий второго этажа на отм. +6,340



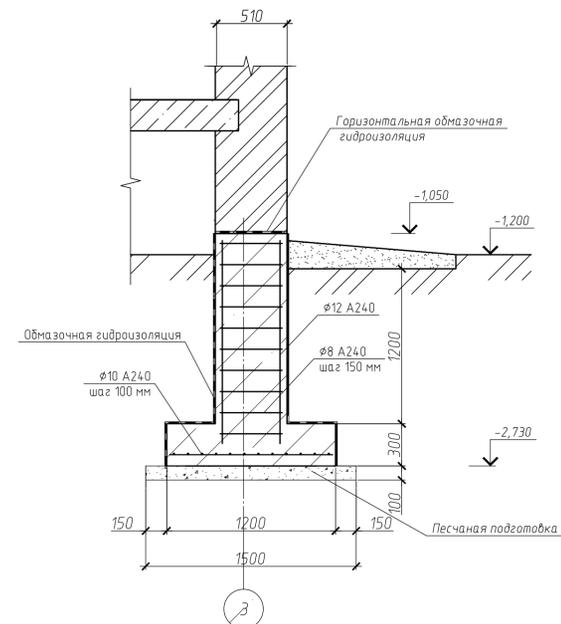
План кровли



План фундаментов пристраиваемой части

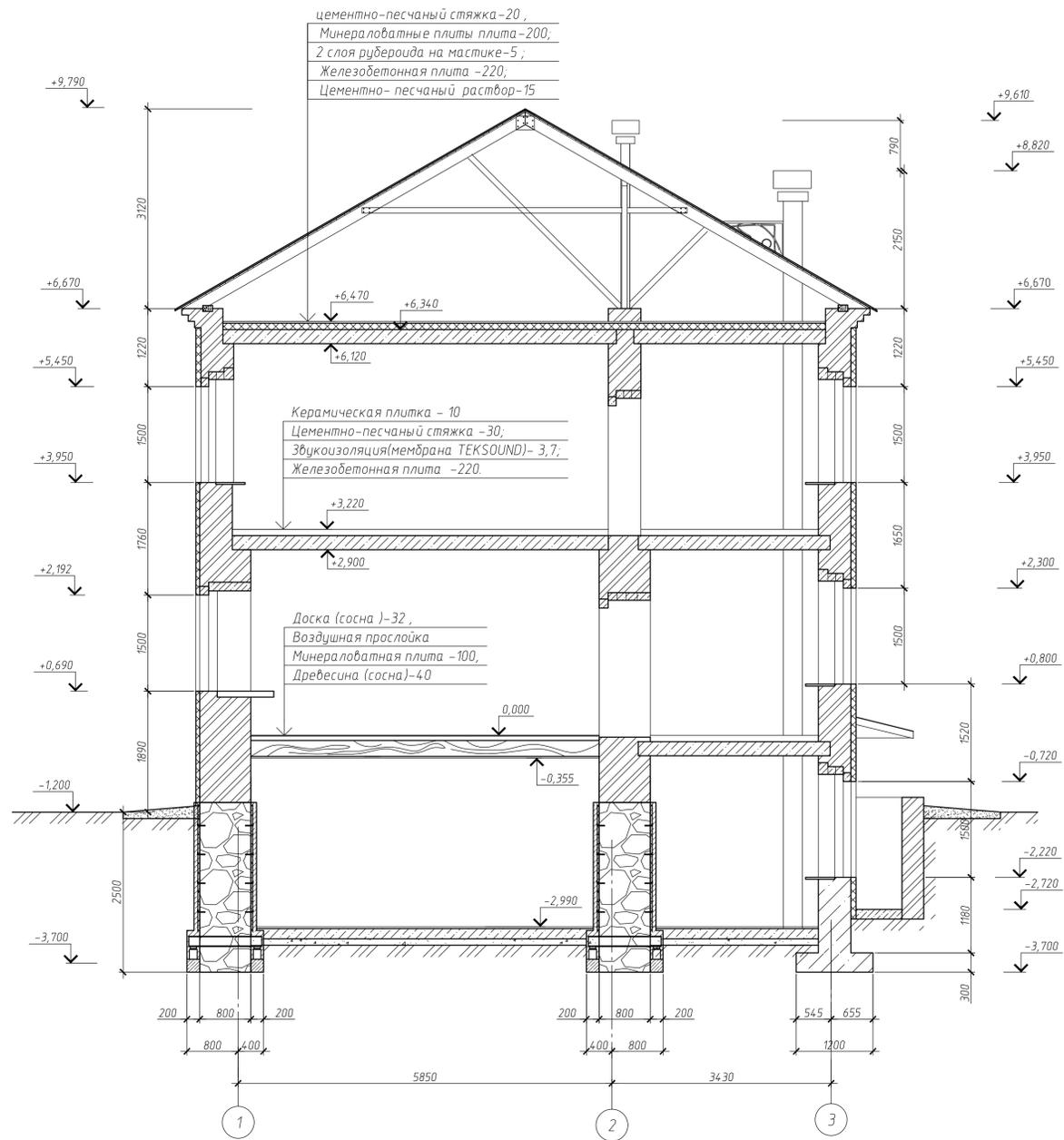


3-3

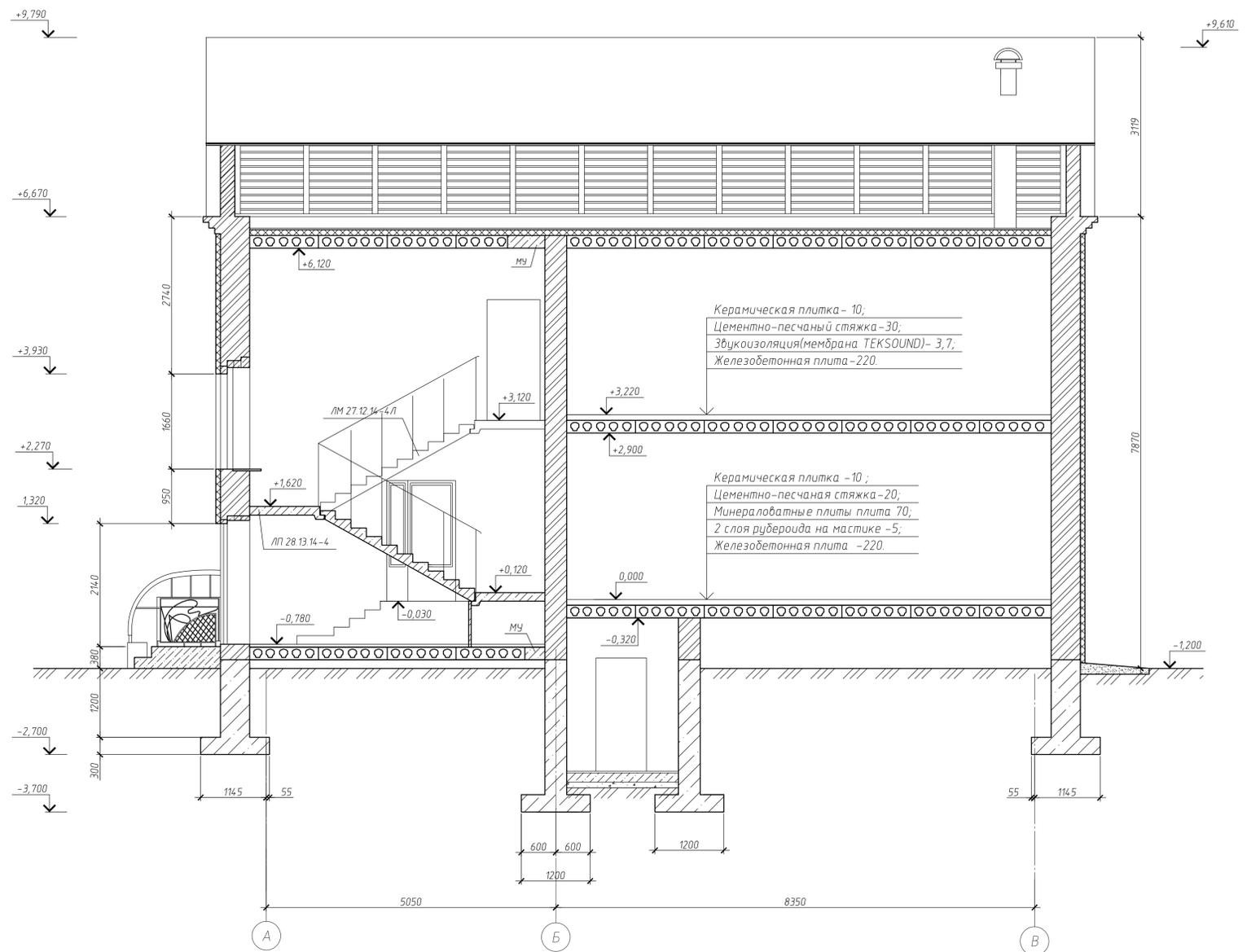


Зав. каф.	Ласьков И.Н.		ВКР - 2069059 - 08.04.01 - 151161-17		
Н. контр.	Гучкин И.С.		Реконструкция торгово-складского комплекса под административное здание		
Руководит.	Гучкин И.С.		Архитектурно-строительный раздел	Стация	Лист
Архитект.	Гречихин А.В.			ВКР	5
Конструкция	Гучкин И.С.		Планы цокольного, первого, второго этажей; Экспликация помещений; План перекрытий; План кровли; План фундаментов; Сечение 3-3		
ОиФ	Глухов В.С.		ПГУАС, каф. СК, гр.Ст-22м		
ТиОС	Акафонича Н.В.				
Экономист	Крауцале Б.Б.				
БЖД	Гучкин И.С.				
НИР	Гучкин И.С.				
Студент	Новикова Е.				

Разрез 1-1

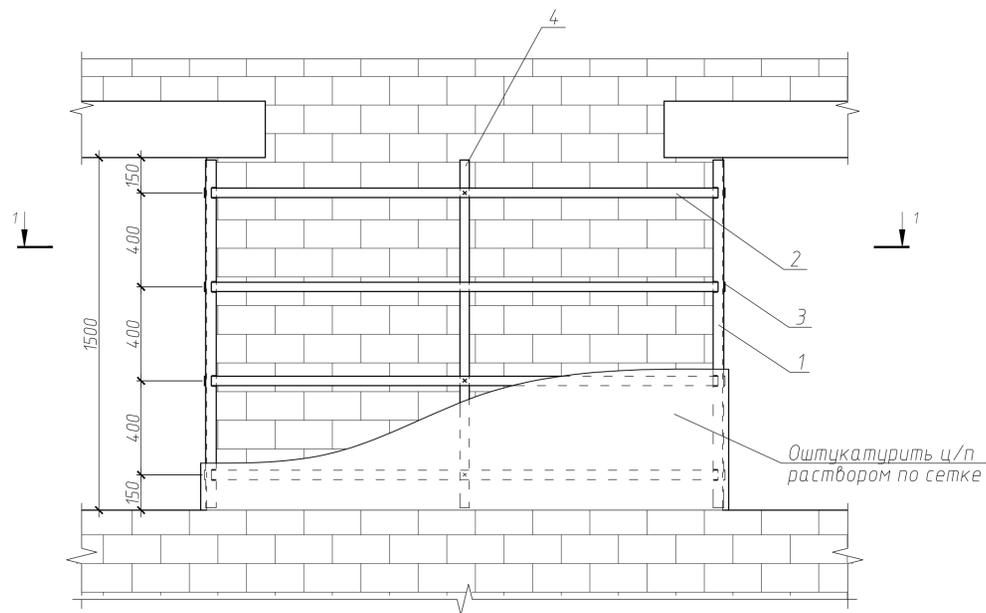


Разрез 2-2

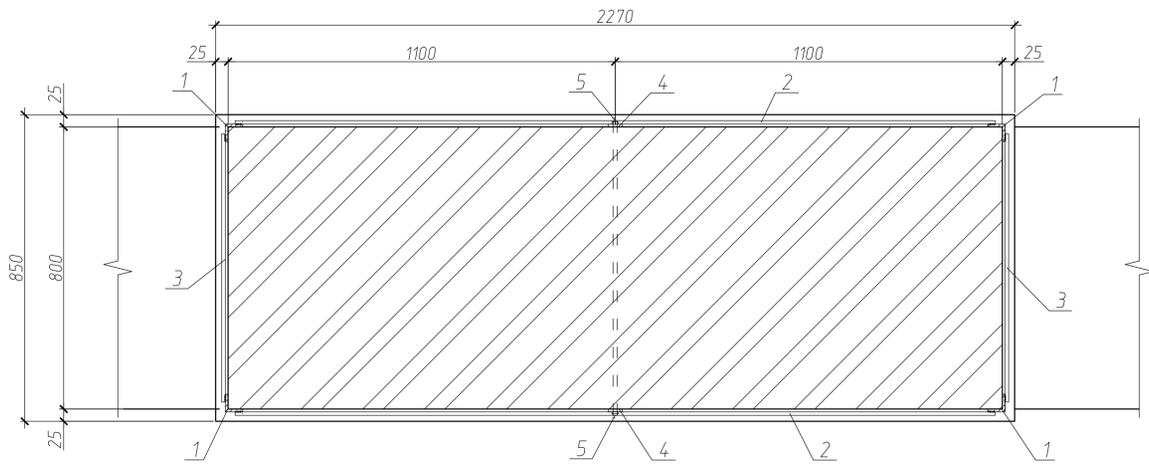


Зав. каф.	Ласьков Н.Н.			ВКР - 2069059 - 08.04.01 - 151161-17		
Н. контр.	Гучкин И.С.			Реконструкция торгово-складского комплекса под административное здание		
Руководит.	Гучкин И.С.			Архитектурно-строительный раздел	Стадия	Лист
Архитект.	Гречишкин А.В.				ВКР	6
Конструкция	Гучкин И.С.			Разрез 1-1; Разрез 2-2	ПГУАС, каф. СК, гр.Ст-22м	
ОцФ	Глухов В.С.					
ТиОС	Акафонкина Н.В.					
Экономика	Красоткина В.В.					
БЖД	Гучкин И.С.					
НИР	Гучкин И.С.					
Студент	Нобикова Е.					

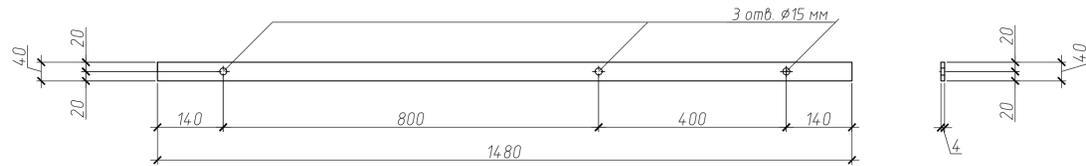
### Схема усиления простенка Пр1



1-1



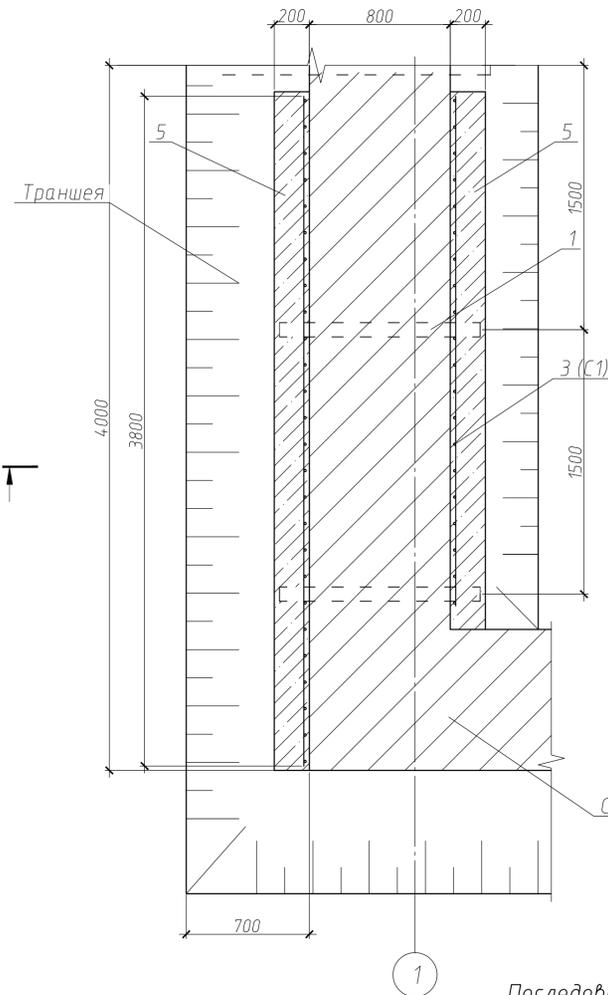
Поз.4



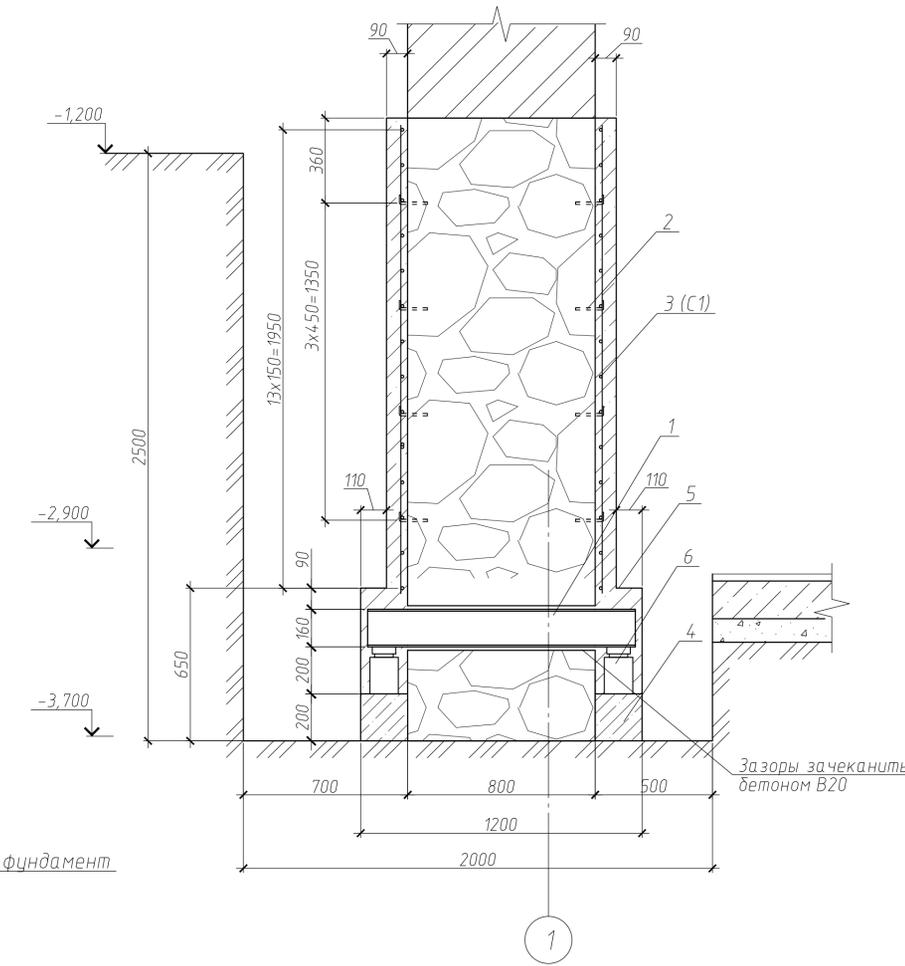
### Спецификация усиления простенка Пр 1

Поз	Обозначение	Наименование	Кол-во	Масса ед., кг	Прим. (всего, кг)
1	ГОСТ 8509-93	L 45x4, l=1480	4	4,04	16,16
2	ГОСТ 82-70*	- 40x5, l=2160	8	3,39	37,12
3	ГОСТ 82-70*	- 40x5, l=760	8	1,19	9,52
4	ГОСТ 82-70*	- 40x4, l=1480	2	1,86	3,72
5	ГОСТ 5781-82*	Шпилька $\phi 12$ A240, l=840	3	0,74	2,22
6	-	Ц/п раствор марки М75	-	-	0,23 м <sup>3</sup>

### Схема усиления фундамента с обжатием грунта основания



1



### Последовательность выполнения работ по усилению фундамента с обжатием грунта основания

1. Наметить участки захвата длиной не более 4м.
2. Отрыть траншею шириной 0,7м (0,5м) ручным способом вокруг здания.
3. Тщательно зачистить боковые поверхности фундамента. Для этого используют металлическую щетку или перфоратор.
4. Пробить в фундаменте сквозные отверстия, через которые пропускаются стальные двутавровые балки № 16 с шагом 1,5м и замонолито бетонном класса В20
5. Затем уложить бетонные блоки и на них - домкрат в распор с балкой. Усиление обжатия грунта домкратом фиксируется с помощью распорок, а затем - отвердевшим бетоном ободыи.
6. Установить и закрепить анкерами сетки из арматуры класса А240  $\phi 12$ .
7. Установить и закрепить щиты опалубки ярусами.
8. Уложить и уплотнить буюнную смесь класса В20 слоями по 200-300мм.
9. Демонтировать опалубку при наборе прочности бетоном не ниже 70% проектной.

### Спецификация усиления фундамента с обжатием грунта основания на захватку 4м

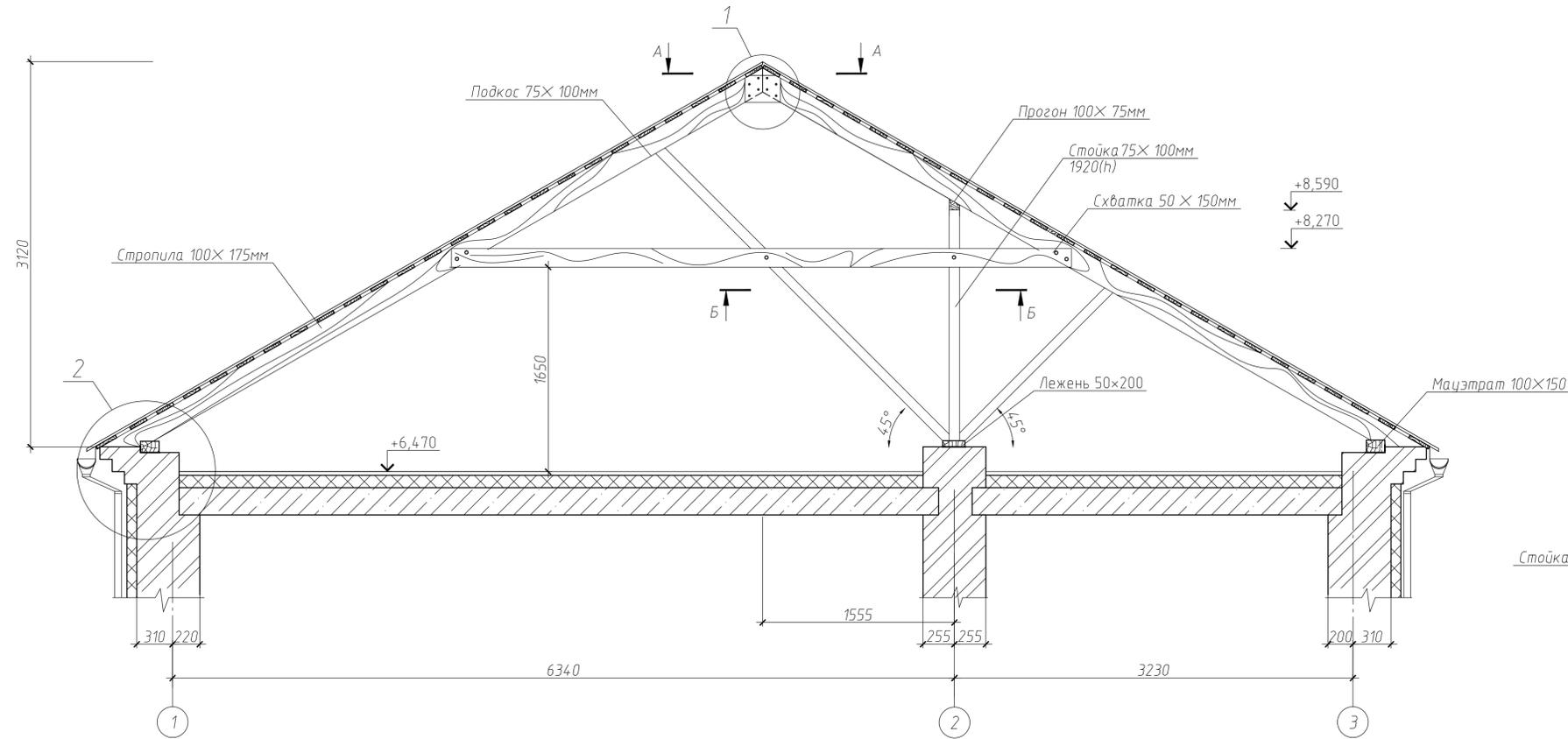
Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Прим. (всего, кг)
1	ГОСТ 8239-89	I №16, l=1140	2	18,12	36,40
2	ГОСТ 24379.1-80	Анкер $\phi 10$ , l=150	32	0,09	2,94
		C1 (арматурная сетка 150x150)	2		
3	ГОСТ 5781-82	Арматура класса А240 $\phi 12$ , l=3800	28	3,37	94,36
		Арматура класса А240 $\phi 12$ , l=2000	52	1,78	92,35
4	ГОСТ 6133-99	Бетонный блок сборный 200(h)x200(b)	36	35,00	1260,00
5	-	Бетон наращивания класса В20			1,49 м <sup>3</sup>
6	-	Домкрат	2	-	шт.

### Последовательность выполнения работ по усилению простенка ПР1

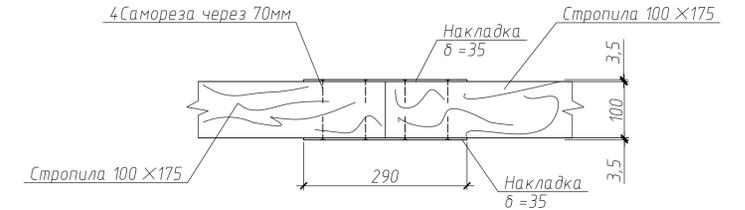
1. Предварительно оштукатурить поверхность простенка.
2. Установить в проектное положение на цементно-песчанном растворе стальные уголки ( поз.1)
3. Приварить к уголкам соединительные планки ( поз. 2,3)
4. Раскрепить планки ( поз.2) в средней части простенка с помощью стальной пластины ( поз. 4) и шпилек ( поз.5), установленны х в предварительно просверленные отверстия. Гайки на шпильках затянуть и обдартить.
5. Тщательно зачеканить жестким раствором( или инъектировать) зазоры между элементами ободыи и каменной кладкой.
6. Оштукатурить стальную ободыи цементно-песчаным раствором марки 75(толщина слоя 25 мм).

Зав. каф.	Ласков Н.Н.		ВКР - 2069059 - 08.04.01 - 151161-17		
Н. контр.	Гучкин И.С.		Реконструкция торгово-складского комплекса под административное здание		
Руководит.	Гучкин И.С.		Расчетно-конструктивный раздел		
Архитект.	Гречихин А.В.		Стация	Лист	Листов
Конструкция	Гучкин И.С.		ВКР	7	11
ОиФ	Глухов В.С.		Схема усиления простенка Пр-1. Сечение 1-1. Поз.4. Спецификация усиления простенка Пр-1. Схема усиления фундамента с обжатием грунта основания. Сечение А-А. Спецификация усиления фундамента с обжатием грунта основания на захватку 4м.		
ТПОС	Азафонкин В.		ПГУАС, каф. СК, гр.Ст-22м		
Экономика	Хузина Л.Б.Б.				
БЖД	Гучкин И.С.				
НИР	Гучкин И.С.				
Студент	Нобикова Е.				

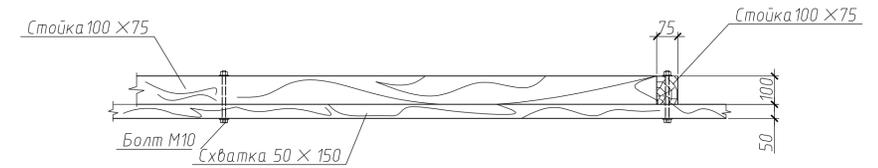
# Стропильная система (1:20)



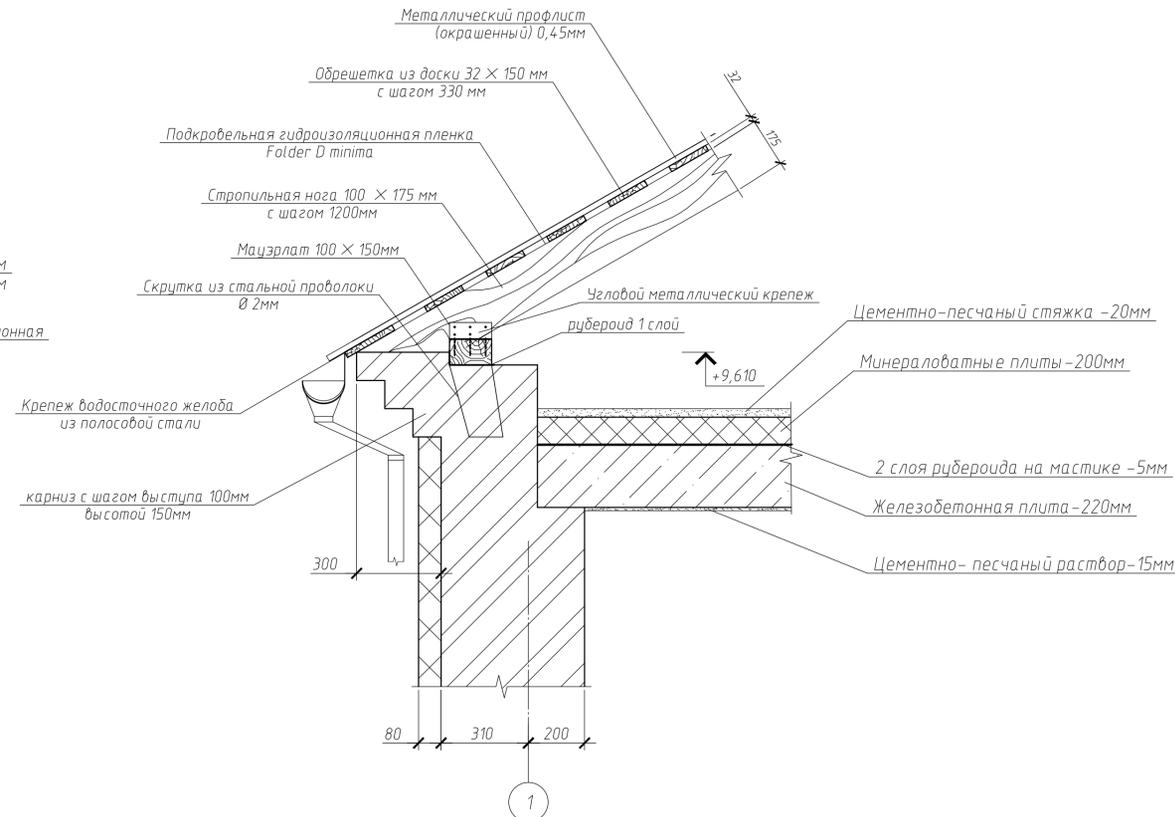
## A-A (1:5)



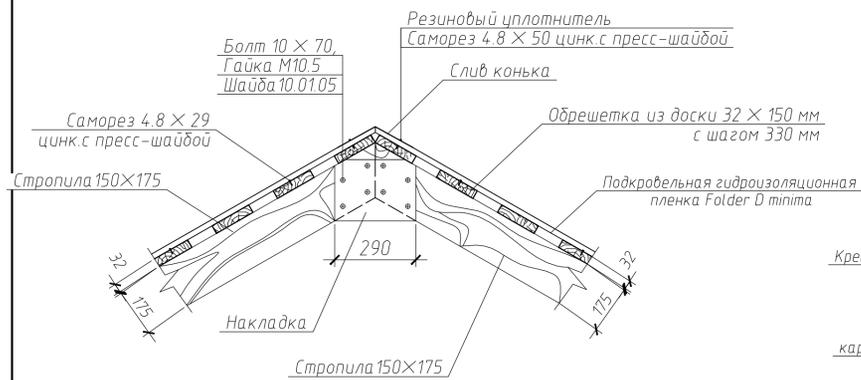
## Б-Б (1:10)



## 2 (1:10)



## 1 (1:10)

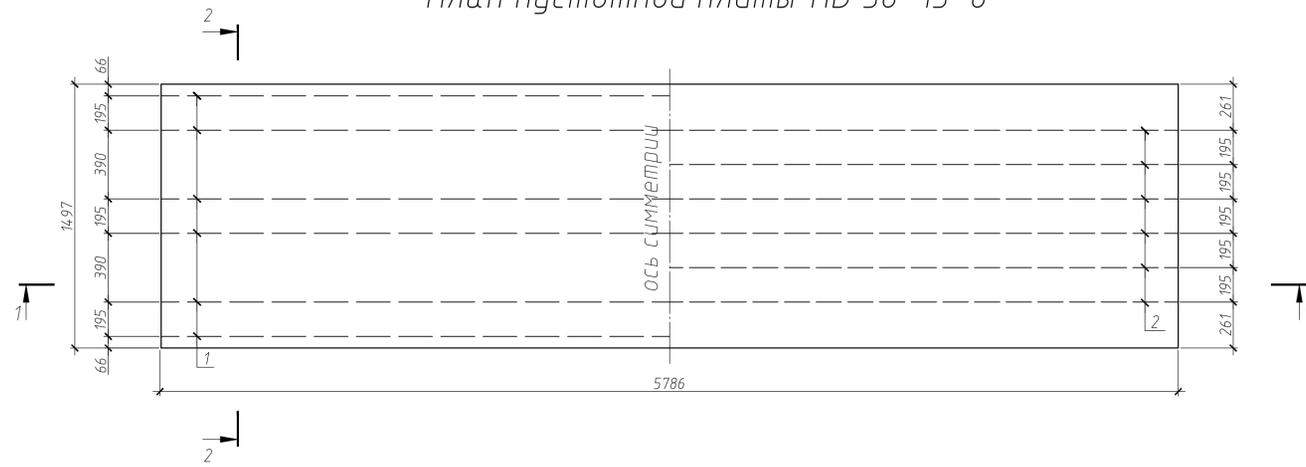


## Спецификация стропильной системы

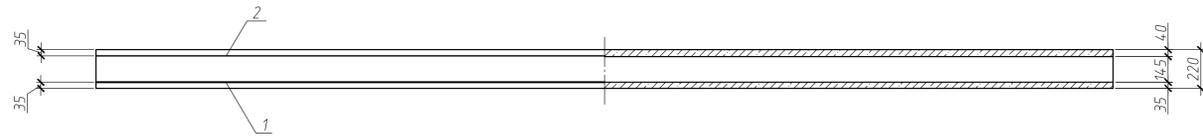
№ п/п	Обозначение	Кол-во	Сечение	Длина, мм	Масса единицы, кг	Общая масса, кг	Сорт сосны	Примечание
1	Мауэрлат	8	100 × 150	3625	27,10	213,8	2	ГОСТ - 8486-86
2	Стропила	26	100 × 175	6000	52,5	1365	1	ГОСТ - 8486-86
3	доска обрешетки	576	32 × 150	2400	5,76	3317,8	2	ГОСТ - 8486-86
4	Прогон	8	100 × 75	3625	13,50	108	2	ГОСТ - 8486-86
5	Стойка	13	75 × 100	1920	7,2	93,6	2	ГОСТ - 8486-86
6	Схватка	13	50 × 150	5090	19,08	248,13	2	ГОСТ - 8486-86

Зав. каф.	Ласьков НН			ВКР - 2069059 - 08.04.01 - 151161-17		
Н. контр.	Гучкин ИС			Реконструкция торгово-складского комплекса под административное здание		
Руководит.	Гучкин ИС			Расчетно-конструктивный раздел	Стадия	Лист
Архитект.	Гречихин АВ				ВКР	8
Конструкция	Гучкин ИС			Стропильная система, Узлы 1, 2, Сечения А-А, Б-Б, Спецификация стропильной системы	Листов	11
ОиФ	Глухов ВС					
ТиОС	Акафонина НВ					
Экономист	Красоткина ББ					
БЖД	Гучкин ИС					
НИР	Гучкин ИС					
Студент	Нобикова Е					

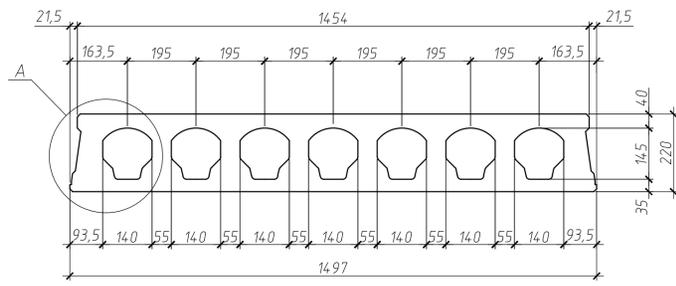
# План пустотной плиты ПБ 58-15-8



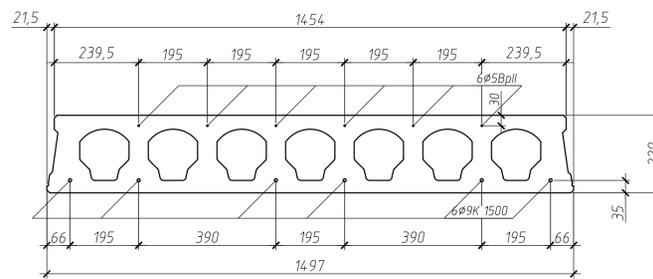
Продольный разрез 1-1



Поперечный разрез 2-2



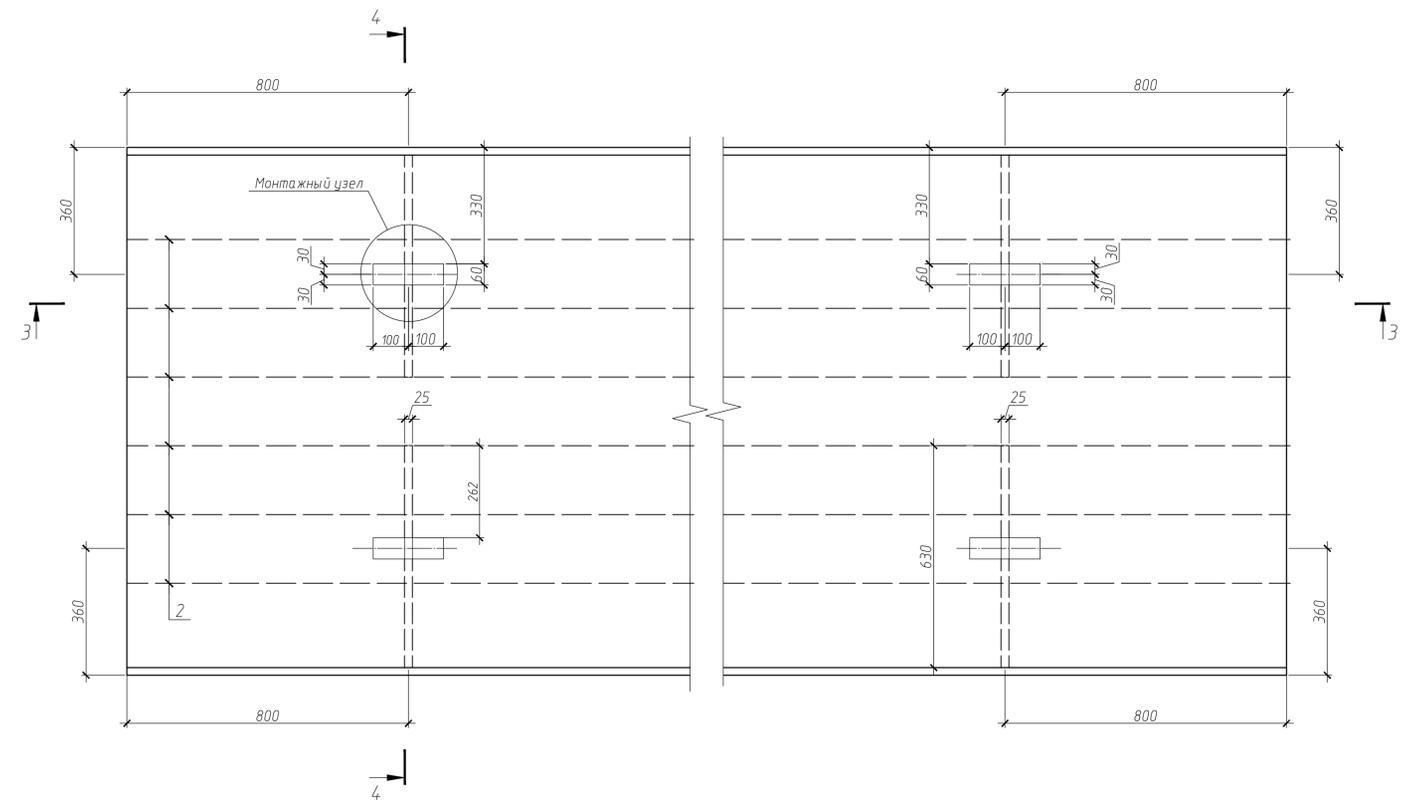
Армирование плиты ПБ



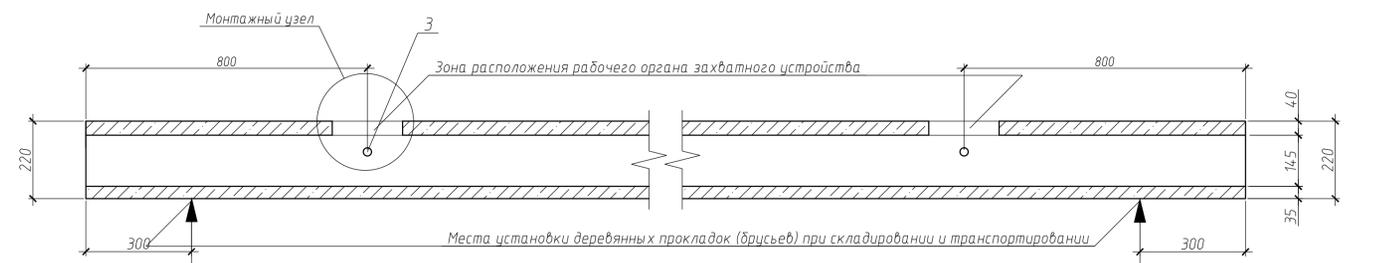
### Примечание:

1. Не допускается подъем изделий при кряке, защемленном между монтажным стержнем и бетоном, зацепленным за бетон или испытывающим боковой изгиб;
2. Размеры отверстия для монтажа, сделанные в плите могут быть изменены (увеличены) в зависимости от разметки чалочного кряка. Но не должны превышать 70 мм от оси монтажного узла;
3. Допускается замена строповочных стержней классов А240, А300 соответственно на А-I, Ас-II.
4. Для арматуры классов А240, А-I применять сталь марок ВСтЗсп2 и ВСтЗсп2, а для арматуры классов А300, Ас-II - сталь марки 10ГТ.
5. Строповочные стержни вставлять в предварительно выполненные шпury (скважины) диаметром на 4-5 мм меньше диаметра стержня. Шпury выполнять с помощью заостренного стержня, шлямбура (трубы) или путём сберления.
6. Длина строповочных стержней 630 мм.
7. С целью упрочнения зоны расположения строповочных стержней полку над крайними рёбрами заармировать 15  $\phi$ ВрII.

# Установка строповочных стержней



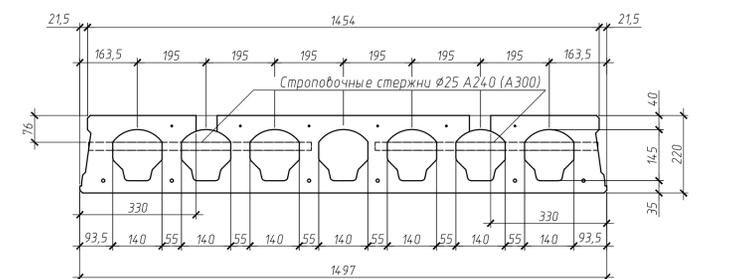
3-3



### Спецификация арматуры на плиту перекрытия

Поз.	Диаметр и класс арматуры	Длина стержня, мм	Кол-во стержней в элементе	Общая длина, м	Вес арматуры, кг	Общий вес, кг
1	$\phi$ 9 К1500	5780	6	34,68	13,94	13,94
2	$\phi$ 5 ВрII	5780	6	34,68	4,99	4,99
3	$\phi$ 25 А240 (А300)	630	4	2,52	9,67	9,67
	Бетон тяжелый В40	1,87 м <sup>3</sup>				

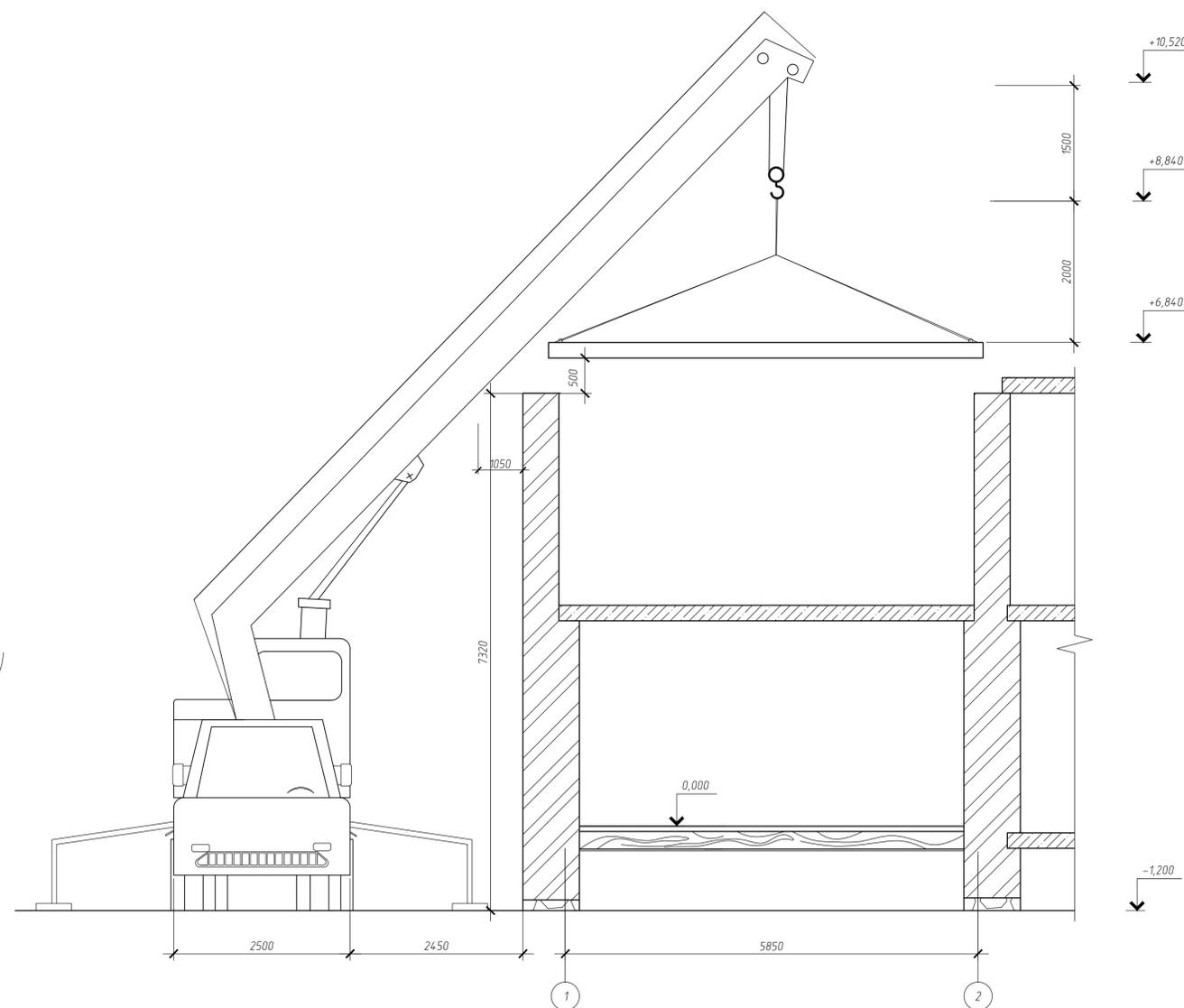
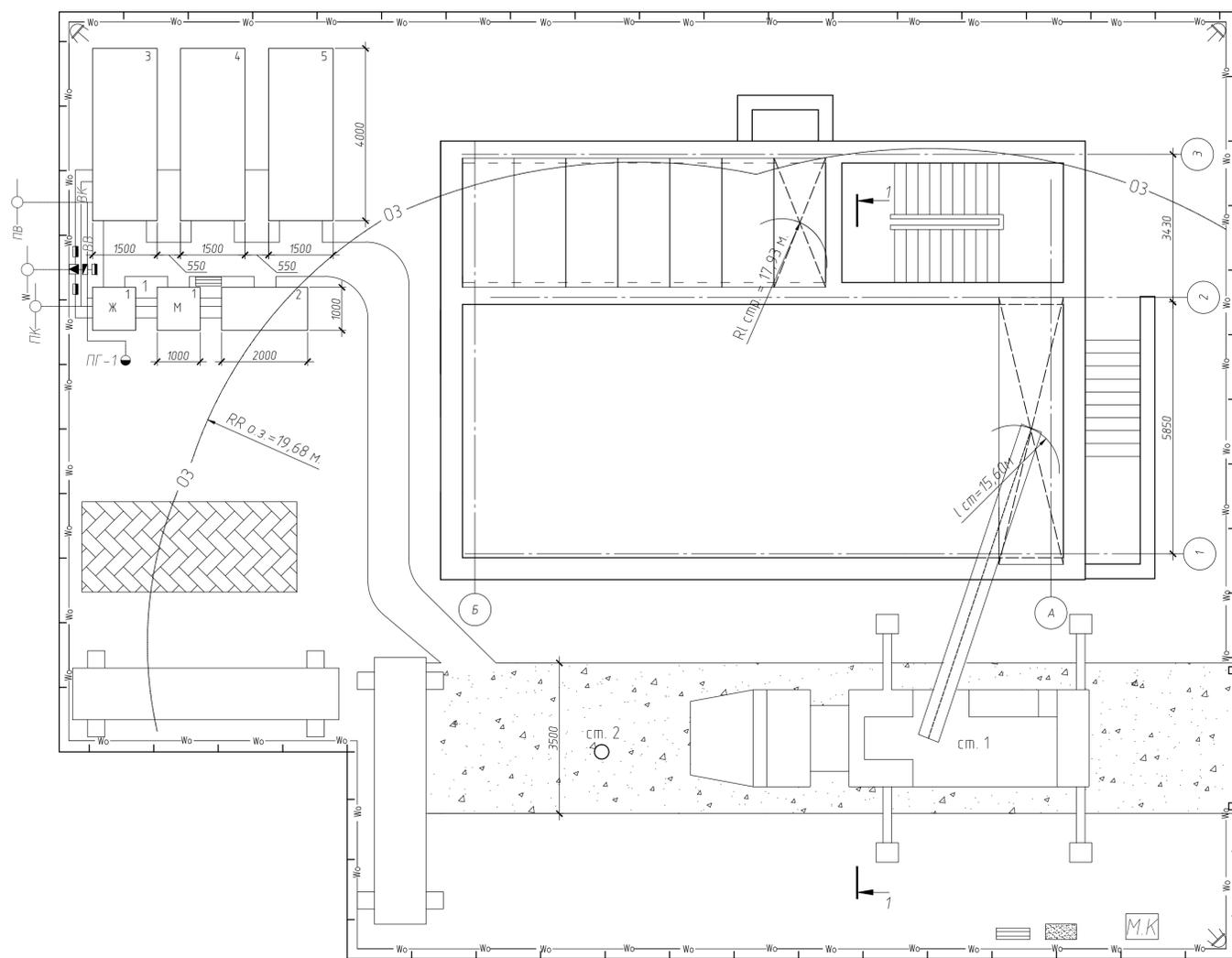
4-4



Зав. каф.	Ласков Н.Н.			ВКР - 2069059 - 08.04.01 - 151161-17		
Н. контр.	Гучкин И.С.			Реконструкция торгово-складского комплекса под административное здание		
Руководит.	Гучкин И.С.				Стадия	Лист
Архитект.	Гречихин А.В.			ВКР	9	11
Конструкция	Гучкин И.С.			Расчетно-конструктивный раздел		
ОиФ	Глухов В.С.					
ТиОС	Азафонкин В.					
Экономист	Кузнецов Б.Б.					
БЖД	Гучкин И.С.			План пустотной плиты ПБ 58-15-8/Продольный разрез 1-1; Поперечный разрез 2-2; Армирование плиты ПБ; Установка строповочных стержней; Сечения 3-3, 4-4; Спецификация арматуры на плиту перекрытия		
НИР	Гучкин И.С.			ПГУАС, каф. СК, гр.Ст-22м		
Студент	Нобикова Е.					

# Стройгенплан

# Разрез 1-1

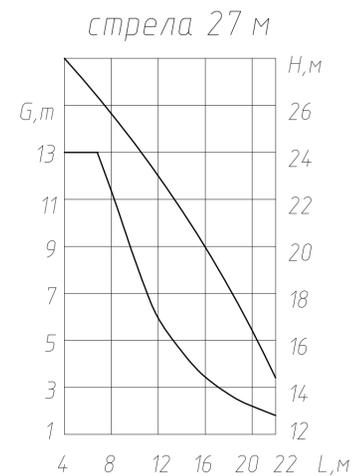


### Условные обозначения:

- 03 — — опасная зона работы крана при максимальном вылете стрелы=19,68м;
- — временное ограждение;
- ← — направление движения транспорта;
- W — постоянная высоковольтная электролиния;
- Wo — временная электросеть;
- ПК — сеть постоянной канализации;
- ВК — временная канализация;
- ПВ — сеть постоянного водопровода;
- ВВ — временный водопровод;
- ▲ — трансформаторная подстанция;
- — рубильник;
- — электросилового распределитель;
- — пожарный гидрант;
- — противопожарный щит;
- ☛ — прожектор;
- МК — место для мытья колес;
- — ящик с песком;

- 03 — — опасная зона работы крана при максимальном вылете стрелы=19,68м;
- см.2 — место стоянки крана;
- — автомобильный кран МКТ-40;
- — площадка для складирования кирпича;
- — площадка для складирования плит перекрытия;
- — временная дорога;
- — тротуар.
- 1- туалет;
- 2- умывальная;
- 3- душевая;
- 4- помещение для приема пищи и отдыха;
- 5- гардеробная

### Грузовые характеристики крана МКТ-40



### Технико-экономические показатели:

1. Площадь строительной площадки - 424,2 м<sup>2</sup>;
2. Площадь застройки временными зданиями и сооружениями - 31 м<sup>2</sup>;
3. Площадь складов - 54 м<sup>2</sup>;
4. Протяженности временных дорог и коммуникаций, пог.м:
  - дорог - 2753 п.м.
  - водопровода - 12,3 п.м.
  - световой линн - 250,3 п.м.
  - ограждения - 525,6 п.м.

### Технические характеристики МКТ-40

- Максимальная высота подъема груза - 30 м.
- Длина гуська - 6; 9 м.
- Длина стрелы - 9 - 30 м.
- Кол-во секций - 4
- Грузоподъемность крана - 40 т.
- Размер опорного контура шасси - 5,6 x 5,8 м.

Зав. каф.	Ласьков Н.Н.		ВКР - 2069059 - 05.04.01 - 156111 - 17			
Н. контр.	Гучкин И.С.		Реконструкция торгово-складского комплекса под административное здание			
Руководит.	Гучкин И.С.					
Архитект.	Гречихин А.В.					
Конструкция	Гучкин И.С.					
ОиФ	Глухов В.С.					
ТиОС	Акафонича Н.В.					
Экономика	Крустале Б.Б.					
БЖД	Гучкин И.С.					
НИР	Гучкин И.С.					
Студент	Нобикова Е.					
			Технология и организация строительства	Стадия	Лист	Листов
				ВКР	10	11
			Стройгенплан; Разрез 1-1; Условные обозначения; Грузовые и технические характеристики крана; ТЭП			ПГУАС, каф. СК, гр.Ст-22м

