

ФЕДЕРАЛЬНОЕ АГЕНТСТВО ПО ОБРАЗОВАНИЮ РФ  
КАЗАНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АРХИТЕКТУРНО-  
СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ

Б.С. Соколов, Г.П. Никитин, А.Н. Седов

**Проектирование железобетонных и каменных  
конструкций здания с неполным каркасом и сборно-  
монолитными перекрытиями**

Рекомендовано Учебно-методическим объединением вузов РФ по образованию в области строительства в качестве учебного пособия для студентов, обучающихся по направлению 27100 «строительство».

Казань 2009

ББК 38.51/53  
УДК 624.012.1/4  
С59

С59 Соколов Б.С., Никитин Г.П., Седов А.Н.  
Проектирование железобетонных и каменных конструкций здания с неполным каркасом и сборно-монолитными перекрытиями: Учебное пособие. – Казань: КГАСУ, 2009г. – 134с.

**ISBN 978-5-7829-0191-2**

Печатается по решению Редакционно-издательского совета КГАСУ

Учебное пособие содержит рекомендации по расчету и проектированию конструкций здания с неполным каркасом и сборно-монолитными перекрытиями. Представлена компоновка здания с неполным каркасом и сборно-монолитными перекрытиями, статический расчет рамы, проектирование монолитного ригеля, сборной колонны, фундамента, кирпичного простенка и круглопустотной плиты перекрытия.

Предназначено для студентов всех специальностей.

**Рецензент:** Профессор кафедры железобетонных и каменных конструкций МГСУ, к.т.н. Плотников А.И.

Илл. 31; табл. 28; библи. наим. 10.

ББК 38.51/53  
УДК 624.012.1/4

**ISBN 978-5-7829-0191-2**

- © Соколов Б.С., Никитин Г.П., Седов А.Н.,
- © Казанский государственный архитектурно-строительный университет, 2009

## СОДЕРЖАНИЕ

Этап 1. Общие сведения о здании со сборно-монолитными перекрытиями. Выдача задания. Компоновка конструктивной схемы здания. Сбор нагрузок.....	6
Этап 2. Статический расчет поперечной рамы.....	30
Этап 3. Расчет железобетонного монолитного ригеля по предельным состояниям первой.....	42
3.1 Расчет ригеля на прочность по сечениям, нормальным к продольной оси .....	42
3.2. Расчет железобетонного монолитного ригеля по сечениям, наклонным к продольной оси .....	49
Этап 4. Расчет железобетонного монолитного ригеля по предельным состояниям второй группы.....	57
4.1. Расчет железобетонного монолитного ригеля по образованию и раскрытию трещин .....	57
4.2. Расчет железобетонного монолитного ригеля по деформациям (по прогибам) .....	67
Этап 5. Расчет по прочности сборной железобетонной колонны на действие продольной силы, приложенной со случайным эксцентриситетом, и монолитного центрально нагруженного фундамента .....	75
5.1. Расчет по прочности сборной железобетонной колонны на действие сжимающей продольной силы со случайным эксцентриситетом .....	75
5.2 Расчет железобетонного монолитного центрально нагруженного фундамента.....	79
Этап 6. Расчет по несущей способности кирпичного простенка с сетчатым армированием.....	89
Этап 7. Расчет предварительно напряженной круглопустотной плиты перекрытия по первой и второй группам предельных состояний.....	97
Список литературы .....	114

Приложение 1. Номенклатура плит перекрытия. расчетные значения веса снегового покрова .....	115
Приложение 2. Типы конструкций кровли и пола.....	116
Приложение 3. Значения коэффициентов $g_n$ для определения опорных моментов в ригеле .....	117
Приложение 4. Расчетные характеристики бетона и арматуры для расчета по первой группе предельных состояний .....	118
Приложение 5. Расчетные характеристики бетона и арматуры для расчета по второй группе предельных состояний .....	119
Приложение 6. Сортамент арматуры .....	121
Приложение 7. Значения коэффициентов $j_b$ и $j_{sb}$ для расчета колонны.....	122
Приложение 8. Характеристики кирпичной кладки для расчета простенка.....	123
Приложение 9. Характеристики напрягаемой арматуры для расчета плиты перекрытия .....	124
Приложение 10. Пример графической части проекта .....	127

## ВВЕДЕНИЕ

В учебном пособии рассмотрена одна из новых систем со сборно-монолитными перекрытиями «Радиус», разработанная ЦНИИЭП реконструкции городов, НИИЖБ, при участии КГАСУ по всесоюзной программе «Стройиндустрия 2000».

Приведены: компоновка здания с компьютерным моделированием конструктивной схемы здания по шифру индивидуального задания, которое выдается разработанной программой; примеры расчета основных несущих элементов со ссылкой на методические указания к практическим занятиям и нормативную литературу. Для визуального ознакомления составлена информационная модель конструктивной системы «Радиус». Построение информационной модели изложено в [10].

Расчетная часть разбита на 7 этапов. После выполнения каждого этапа производится проверка правильности выполнения по контрольным талонам (форма контрольных талонов приведена в конце расчетов по каждому этапу).

При условии отличного выполнения этапа исполнитель получает поощрение в виде выполненной за него части расчетов программой, сопровождающей весь расчетный процесс.

После расчетов выполняется конструирование основных элементов здания. Примеры компоновки графической части курсового проекта приведены в приложении 10.

# ЭТАП 1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ЗДАНИИ СО СБОРНО-МОНОЛИТНЫМИ ПЕРЕКРЫТИЯМИ. ВЫДАЧА ЗАДАНИЯ. КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ ЗДАНИЯ. СБОР НАГРУЗОК.

## Контрольные вопросы

1. Какова конструктивная схема сборно-монолитного перекрытия?
2. Что представляет собой расчетная схема здания со сборно-монолитным перекрытием?
3. Как выбирается сечение ригеля?
3. Изложить алгоритм сбора нагрузок на поперечную раму каркаса.
5. Как выбирается сечение колонны?
6. Как определяется продольная сила  $N$  в колонне?

## Общие сведения о сборно-монолитном перекрытии

В курсовом проекте №1 рассматривается пятиэтажный жилой дом с неполным каркасом. Здание размерами  $L \times B$  компоуется без назначения температурно-усадочных швов. Схема расположения элементов каркаса здания представлена на рис. 1.1, разрез - на рис. 1.2.

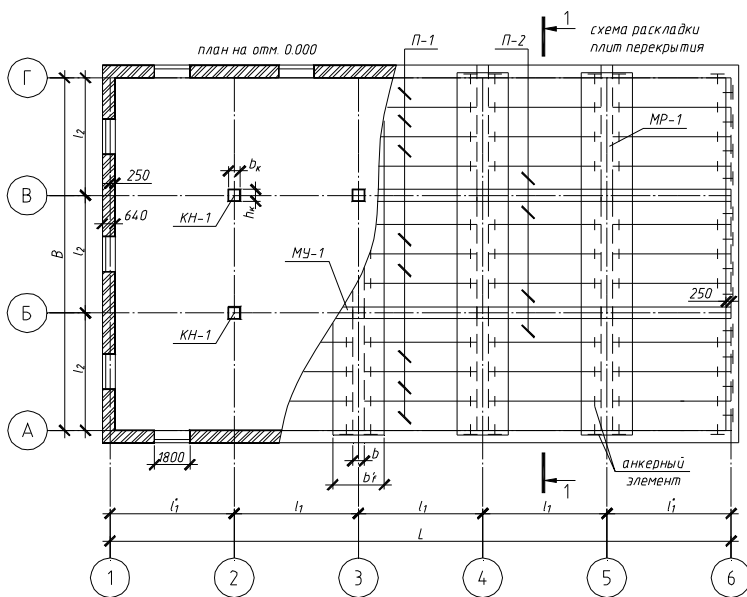


Рис 1.1. Схема расположения элементов каркаса

Примечания к рис. 1.1 - рекомендации к выполнению рабочих чертежей курсового проекта:

1. На чертежах план здания совмещать со схемой раскладки плит перекрытия (масштаб 1:100, 1:200).
2. Армирование крайнего – пристенного ригеля (в случае применения полного каркаса) и монолитных участков принимать конструктивно.
3. Ширину крайних пролетов в продольном направлении (между осями 1 и 2, 5 и 6) назначать в процессе компоновки перекрытия из условия кратности модулю М100 и минимальной ширины площадки опирания плиты перекрытия на наружные кирпичные стены (120 мм).
4. Лестничные марши допускается условно не показывать.

**Несущую систему** здания образуют сборные плиты перекрытий (П-1, П-2 и др.), сборные колонны (КН (нижняя), КС (средняя), КВ (верхняя) с размерами сечения  $h_k$  на  $b_k$ ), монолитные ригели (МР), монолитные участки (МУ) и наружные несущие кирпичные стены.

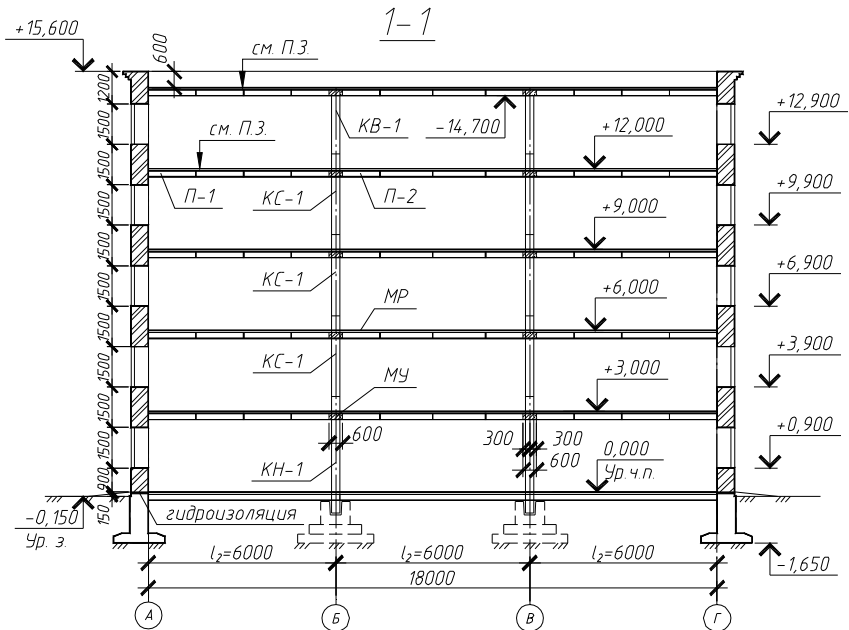


Рис. 1.2. Разрез здания

Примечания к рис. 1.2.

1. Высоту оконных проемов в курсовом проекте принимать равной 1500 мм, ширину - 1200-1800 мм.

2. Высота этажа на рис. 1.2 для примера принята 3 м. В курсовом проекте высота этажа принимается по заданию.
3. Тип кровли и пола принимается по заданию (состав кровли и пола см. прил. 2).
4. Высоту парапета принимать 600 мм от уровня верха плиты покрытия.

**Наружные стены** в курсовом проекте выполняются из керамического кирпича КОРПо 1НФ/150/2/50 ГОСТ 530-2007 (кирпич рядовой, полнотелый, одинарный, размера 1НФ, марки по прочности М150, класса средней плотности 2,0, марки по морозостойкости F50) толщиной 640 мм на цементно-песчаном растворе марки М50. Привязка продольных стен здания к буквенным осям нулевая, торцевых стен к цифровым осям – 250мм.

В качестве **настила перекрытия** применяем круглопустотные плиты рис 1.3 (маркировку плит см. прил. 1 табл. 1). Торцы плит, примыкающие к монолитному ригелю, могут выполняться с обратным уклоном, крутизна которого принимается не менее 1:4, что гарантирует более надежную передачу вертикальных нагрузок на ригель. В торцах плит устраивают бетонные или пластмассовые вкладыши и делают выпуски стержней предварительно напряженной арматуры для стыковки в ригеле.

**Колонны каркаса** многоэтажной разрезки (выполняются без выступающих консолей) со сквозными отверстиями в уровне расположения монолитного ригеля перекрытия (рис. 1.4).

**Ригели** выполняются таврового сечения из монолитного железобетона. Возможно применение таких ригелей как в зданиях с полным, так и с неполным каркасом (рис. 1.5).

Основные пролеты ригелей при проектировании сборно-монолитного перекрытия рекомендуется принимать от 3,0 до 7,2 м.

Сечение ригеля назначается из конструктивных требований. В качестве основного элемента перекрытия принимается круглопустотная плита пролетом  $l_n$  (по прил. 1 – номинальный пролет плиты). Ширина ригеля  $b_p = l_1 - l_n$  (разница между шагом колонн в продольном направлении и номинальным пролетом плиты), ширина свесов полок принимается не более 1/6 его пролета  $l_2$  и не более  $1/2 l_1$ . Высота ригеля равна  $h_p = h_n + h'_f$ , где  $h_n$  – высота сечения плиты (в соответствии с приложением 1  $h_n = 220\text{мм}$ ),  $h'_f = 50 \div 80\text{мм}$  – высота свесов полок (принимается по заданию). Ширина площадки опирания монолитного ригеля на наружные кирпичные стены в курсовом проекте принимается равной 250 мм.



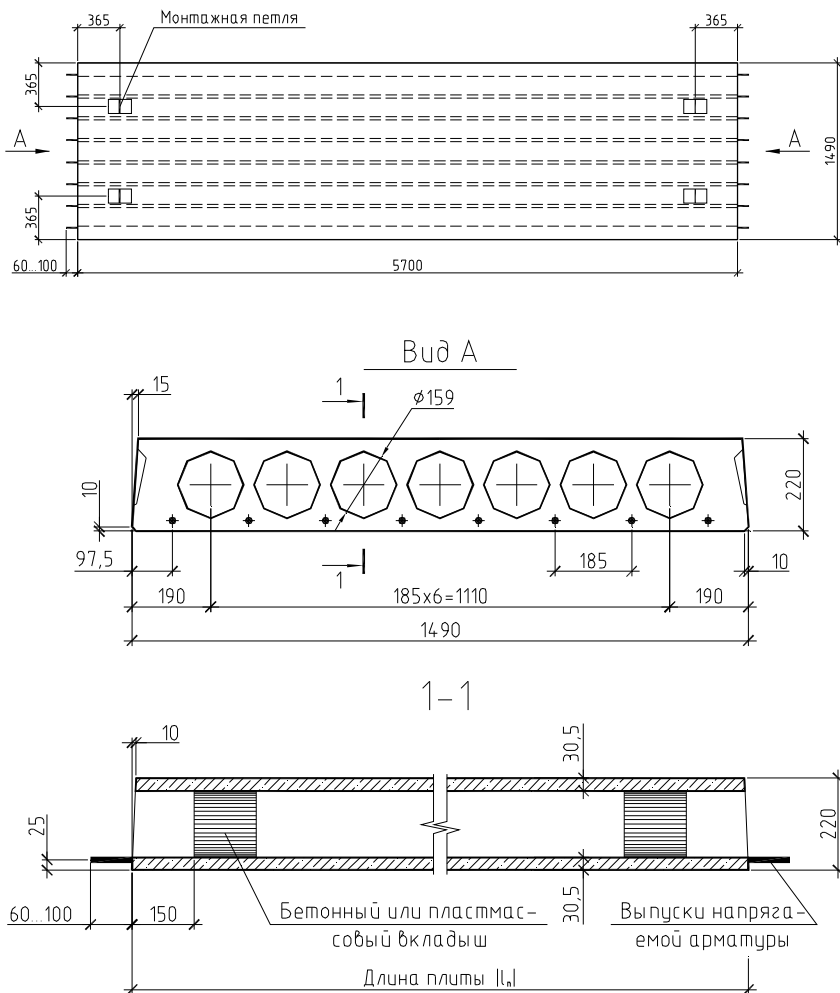


Рис. 1.3. Многупустотная плита перекрытия (размеры условные)

Примечания.

1. В курсовом проекте применять плиты без обратного уклона торцов для упрощения определения геометрических характеристик поперечного сечения монолитного ригеля.
2. Возможно применение плит, изготавливаемых в опалубке, так и безопалубочного формования.
3. Размеры плит перекрытия в курсовом проекте принимать по приложению 1.

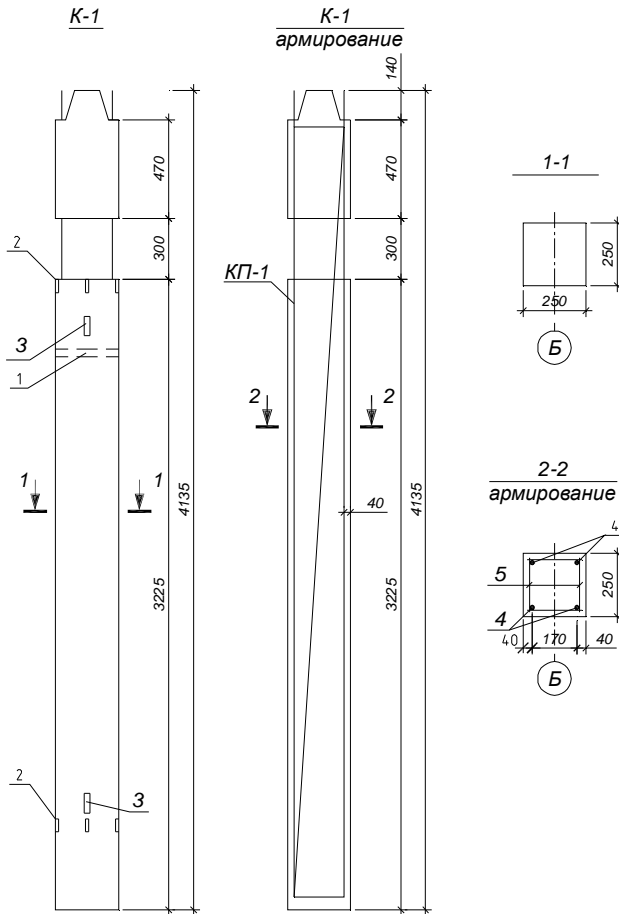


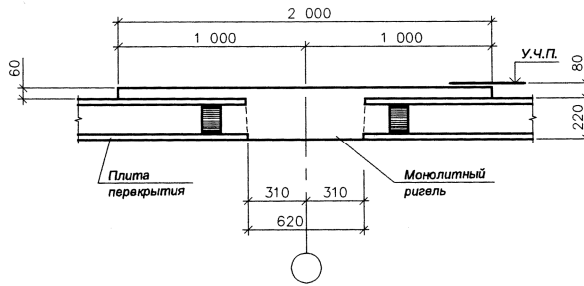
Рис. 1.4. Железобетонная колонна нижняя (первого этажа) (размеры условные).

1 – отверстие для установки строповочного стержня при монтаже колонн; 2 – риски разбивочных осей; 3 – строповочные петли для извлечения из опалубочной формы; 4 – продольная рабочая арматура; 5 – поперечная арматура

Примечания.

1. Колонна верхнего этажа выполняется без сквозного отверстия, с выпусками рабочей арматуры 300мм для сопряжения с монолитным ригелем МР.
2. В курсовом проекте применяются колонны квадратного сечения со сторонами 250, 300, 400 мм.
3. Возможно применение колонн со штепсельными стыками.

а)



б)

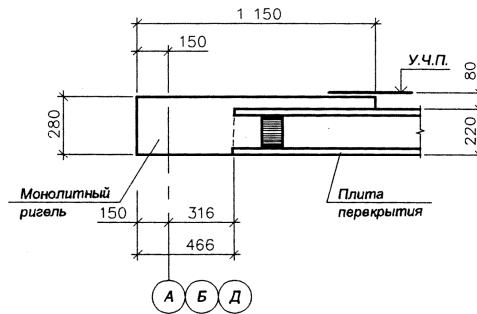


Рис. 1.5. Стык плит перекрытия с ригелем (размеры условные):  
а – среднего ригеля; б – крайнего ригеля.  
Выпуски арматуры условно не показаны

## КОМПОНОВКА СБОРНО-МОНОЛИТНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО КАРКАСА С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ЭВМ

**Цель:** Сформировать трехмерную модель сборно-монолитного каркаса здания, используя сборные элементы, представленные в библиотеке сборных элементов.

### **Задачи:**

- § сформировать трехмерные разбивочные оси здания по размерам, представленным в задании;
- § на готовые оси здания установить сборные элементы каркаса;
- § сформировать монолитный ригель каркаса;
- § по готовой трехмерной модели выполнить план и разрезы.

Сборно-монолитный каркас здания представлен следующими конструктивными элементами:

- § отдельно стоящими монолитными фундаментами;
- § колоннами квадратного сечения;
- § сборно-монолитным диском перекрытия
- § элементами жесткости (диафрагмы жесткости, лестничные клетки).

Диск перекрытия формируется с применением круглопустотных плит перекрытия (сер. 1.141-1, вып. 63) и монолитных ригелей. Колонны каркаса имеют ниши, которые после установки плит перекрытия на временные опоры заполняются бетонной смесью совместно с ригелями перекрытия. Лестничная клетка здания выполняется из сборных элементов и представляет собой ядро жесткости здания. Лестничные марши (сер.1.050.1-3, вып.1) опираются на сборные ригели (сер. 1.020-1/83, вып.3-1).

### **Формирование трехмерной модели каркаса здания**

#### **Общие данные**

Для виртуальной компоновки сборно-монолитного железобетонного каркаса студент получает электронную библиотеку, содержащую трехмерные модели конструктивных элементов. Выбор необходимых конструктивных элементов и компоновка виртуальной модели сборно-монолитного каркаса осуществляется с использованием рабочего файла **Radius.dwg**, поставляемого совместно с электронной библиотекой сборных элементов. Экран рабочего файла содержит спецификации конструктивных элементов системы “**Радиус**”. Удерживая нажатой клавишу **Ctrl** и щелкнув левой кнопкой мыши на маркировку

необходимого изделия, можно просмотреть выбранное изделие в новом открывшемся окне. Более подробное описание рабочего файла содержится в методических указаниях “Компоновка сборно-монолитного железобетонного каркаса с использованием ЭВМ” [10]

### **Характеристики железобетонных конструкций**

Сборно-монолитный каркас относится к *каркасной конструктивной системе*, вертикальными несущими элементами которой являются сборные колонны, горизонтальными – монолитные ригели и сборные плиты перекрытия. Железобетонные конструкции представлены в виде трехмерных объектов среды AutoCAD. Каждый элемент имеет набор осей, после совмещения которых, определенным образом, с разбивочной осью здания, займет проектное положение.

**Фундаменты.** Отдельно стоящие монолитные фундаменты с высоким подколонником выбираются по результатам сбора нагрузок и после определения размеров подошвы фундамента.

**Колонны.** Колонны имеют квадратное сечение, имеют одно-; двух- и трехэтажную разрезку. Колонны подразделяются на:

- Нижние – колонны первого яруса, устанавливаемые в фундамент.
- Средние – рядовые колонны.
- Верхние – для устройства верхнего яруса колонн.

Так же представлены безстыковые колонны на один, два и три этажа для формирования малоэтажных зданий.

**Диафрагмы жесткости.** Диафрагмы жесткости выполняются в виде железобетонных панелей высотой в один этаж, толщиной 160 мм. Выполненные в сборном исполнении железобетонные диафрагмы жесткости имеют арматурные выпуски, которые заводятся в монолитный ригель перекрытия. Дополнительные диафрагмы жесткости при необходимости (их количество уточняется расчетом) могут устанавливаться в направлении перпендикулярном направлению ригелей перекрытия. В этом случае арматура железобетонных диафрагм заводится в устраиваемый дополнительный т.н. связевой ригель. В настоящей работе установка диафрагм жесткости не предусмотрена.

**Плиты перекрытия.** Для несущей системы принимаются стандартные круглопустотные предварительно напряженные плиты толщиной 220 мм по серии 1.141-1, вып. 63. Для формирования модели здания предложена спецификация различных плит перекрытия/покрытия.

**Ригели.** В системе “Радиус” ригели представлены в монолитном исполнении, что позволяет формировать сетку колонн, не привязываясь к стандартным модульным размерам. Ширина ригеля назначается исходя из размеров пролетов и размеров плит. Высота полки ригеля принимается по индивидуальному заданию.

### Разбивочные оси

Разбивочные оси формируются на отметке  $\pm 0.000$ . Оси, сформированные на отметке  $\pm 0.000$  необходимо скопировать на отметки верхних этажей (рис.1.6).

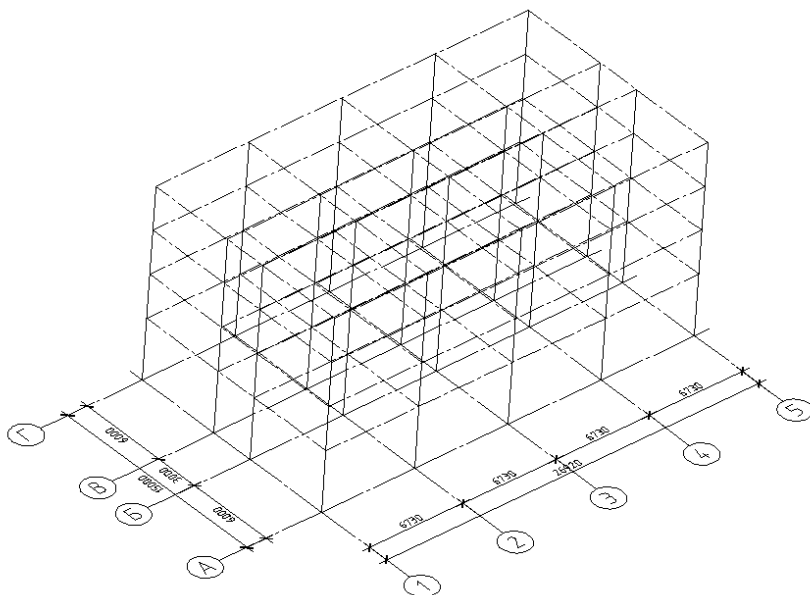


Рис. 1.6. Осевой каркас здания

### Сборные колонны и монолитные фундаменты

Необходимо скопировать выбранные колонны в исходный рисунок. Колонны устанавливаются в их проектное положение путем совмещения собственных осей и разбивочных осей здания (рис. 1.7).

Выбрав по заданию необходимый фундамент, его аналогично остальным конструкциям необходимо скопировать в рабочий файл и установить в проектное положение (рис. 1.7)

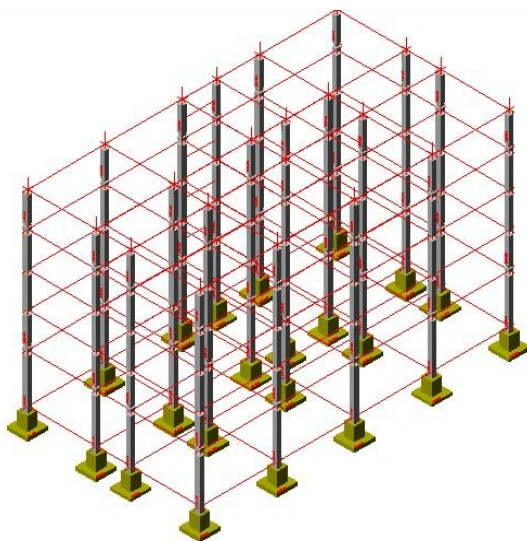


Рис. 1.7. Установка сборных железобетонных колонн и монолитных фундаментов в проектное положение

### **Установка элементов лестничных маршей в проектное положение**

Для формирования лестниц маршей железобетонного каркаса системы “Радиус” применяются сборные железобетонные конструкции по серии 1.050.1-3. Лестничные марши опираются на сборные железобетонные ригели таврового сечения. Ригели лестничных маршей устанавливаются на монтажные столики, привариваемые к закладным деталям колонн.

Выбрав из списка необходимые типы лестничных маршей, скопировав их в рабочий файл, устанавливаем их в проектное положение (рис.1.8).

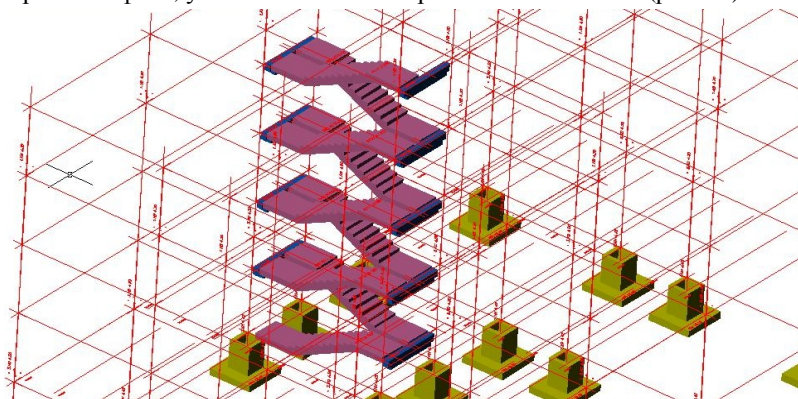


Рис.1.8. Установка ригелей и лестничных маршей в проектное положение

## Установка плит перекрытия/покрытия здания в проектное положение и формирование сборно-монолитного диска перекрытия

Совмещая середины осей плит и разбивочных осей здания, устанавливаем плиты в проектное положение. Смежные плиты устанавливаются в проектное положение путем совмещения собственных осей (рис.1.10-а.). Таким образом перекрывается первый этаж здания.

Рядовой монолитный ригель системы “Радиус” (рис.1.9) имеет тавровое сечение с полкой в верхней зоне. Ширина ригеля принимается, исходя из величины пролета и длины применяемых плит.

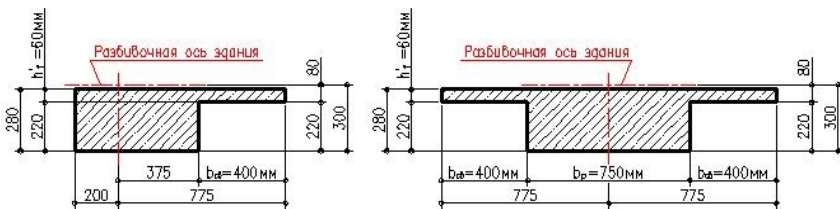


Рис.1.9. Монолитные ригели перекрытия (крайние и рядовые)

Сформированный диск перекрытия необходимо установить и на последующие этажи. Это удобно сделать, скопировав готовый диск перекрытия, состоящий из плит перекрытия и монолитных ригелей, на все последующие этажи (рис.1.10-б.).

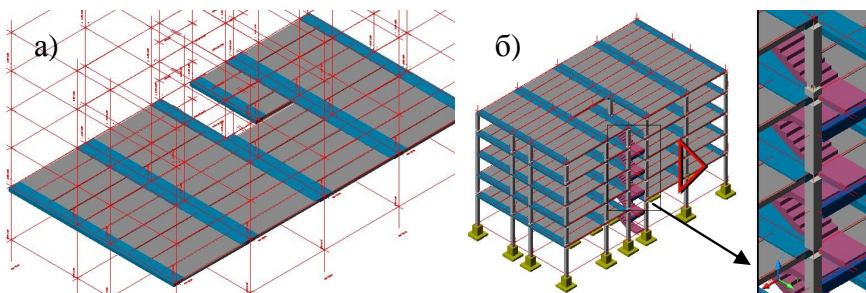


Рис.1.10. Формирование сборно-монолитного диска перекрытия:  
а – над первым этажом; б – для всего здания

На рис. 1.11 и 1.12 представлены общий вид каркаса в трехмерном пространстве и расчетная схема поперечной рамы.



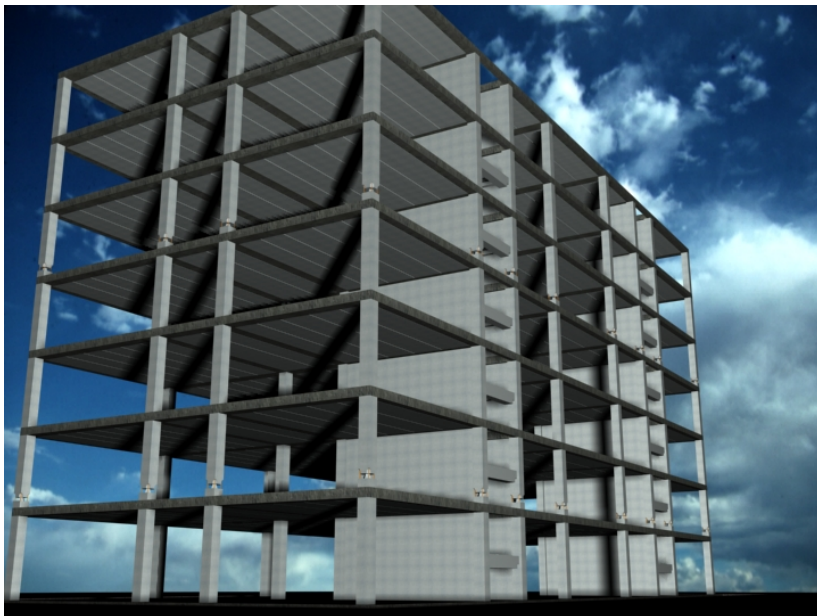


Рис. 1.11. Общий вид каркаса в трехмерном пространстве

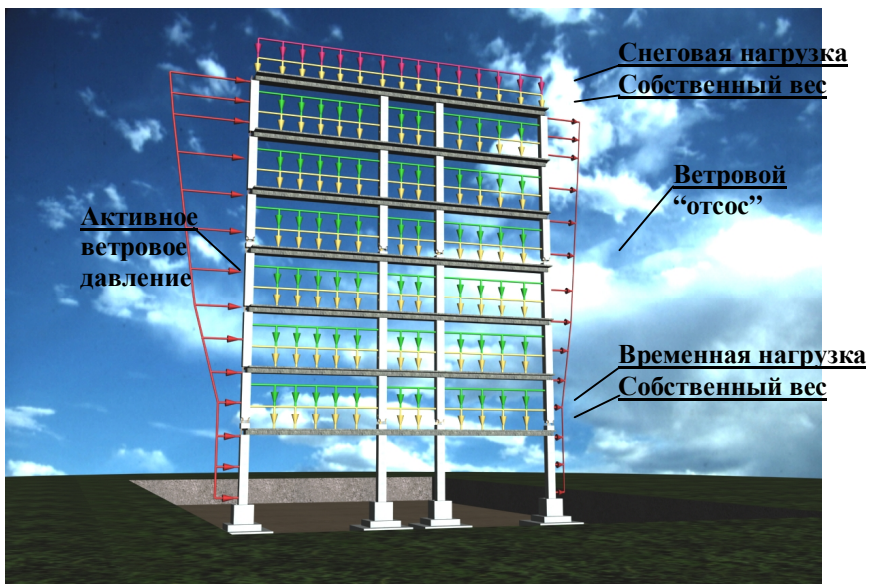


Рис. 1.12. Расчетная схема поперечной рамы каркаса

# ПРИМЕР РАСЧЕТА

В качестве примера рассмотрим следующий вариант задания на курсовой проект:

Казанский государственный архитектурно-строительный университет  
Кафедра ЖБиКК

Задание №1 на курсовой проект №1, Исполнитель: Седов группы  
Проектирование железобетонных конструкций здания с неполным каркасом и сборно-монолитными перекрытиями

## 1. Задание на проектирование

Требуется разработать проект железобетонных конструкций многоэтажного здания с неполным каркасом и сборно-монолитными перекрытиями, выполнить расчеты предварительно напряженной плиты перекрытия, многопролетного неразрезного монолитного ригеля, колонны и фундамента; выполнить их рабочие чертежи и детали узлов сопряжений элементов.

## 2. Исходные данные для выполнения проекта

1. Шаг колонн в продольном направлении $l_1$ , м	6,3	12. Класс бетона монол. констр. и фундамента	B30
2. Шаг колонн в поперечном направлении $l_2$ , м	6	13. Класс бетона сборных конструкций	B20
3. Число пролетов в продольном направлении	5	14. Класс арм-ры монол. констр. и фундамента	A400
4. Число пролетов в поперечном направлении	3	15. Класс арматуры сборных конструкций	A400
5. Высота этажа	3	16. Класс предварит. напряг. арматуры	K1500
6. Количество этажей	5	17. Способ натяжения арматуры на опоры	механ.
7. Тип конструкции пола (см. прил.2)	1*	18. Глубина заложения фундамента, м	1,65
8. Тип конструкций кровли (см. прил.2)	1*	19. Усл. расчетное сопротивление грунта, Мпа	0,3
9. Врем. нормат. нагр на перекрытие, кН/м <sup>2</sup>	2	20. Снеговой район	III
10. Высота полки монолитного ригеля, мм	50	21. Влажность окружающей среды, %	60
11. Пролет плиты перекрытия, м	5,7	22. Уровень ответственности здания	II-норм

\*-Состав пола и кровли в примере расчета изменен по сравнению с прил. 2

## Компоновка конструктивной схемы здания

Сечение ригеля назначается конструктивно. В соответствии с заданием пролет плиты перекрытия (номинальный размер в соответствии с прил. 1) составляет  $l_n^{ном} = 5,68 м$ . Ширина среднего монолитного ригеля при этом будет равна:  $b = l_1 - l_n^{ном}$ ,  $b = 6,3 - 5,68 = 0,62 м = 620 мм$  (см рис.1.13, 1.14). Высота полки монолитного ригеля  $h'_f$  по заданию 50мм. Тогда высота ригеля составит:  $h = 220 + 50 = 270 мм$  (220 мм - высота сечения плиты, см. прил. 1 табл. 1). Ширина свесов полок монолитного ригеля принимается не более 1/6 его пролета  $l_2$  и не более  $1/2 l_1$ . Принимаем ширину свеса  $l_2/6 = 6000/6 = 1000 мм$ . Ширина полки ригеля равна:  $b'_f = 620 + 1000 + 1000 = 2620 мм$ . Расчетная схема поперечного сечения монолитного ригеля представлена на рис. 1.15.

Ширину площадки опирания плит перекрытия на наружные стены принимаем  $140\text{ мм}$  (не менее  $120\text{ мм}$ ), тогда величина крайних шагов в продольном направлении (между осями 1 и 2, 5 и 6) составит  $6100\text{ мм}$  (рис. 1.14) - кратно модулю М100.

Раскладку плит перекрытия производим по их конструктивной ширине  $b_n^{\text{кон}} = b_n^{\text{ном}} + 10\text{ мм}$ , где  $b_n^{\text{ном}}$  - номинальная ширина плиты (см. прил. 1 табл. 1). Для пролета между осями «А» и «Б», «В» и «Г» принимаем 3 плиты шириной  $1500\text{ мм}$  и одну плиту шириной  $1200\text{ мм}$ . Для пролета между осями «Б» и «В» принимаем 2 плиты шириной  $1500\text{ мм}$  и 2 плиты шириной  $1200\text{ мм}$ . Для расчетов на этапе 7 выбираем плиту шириной  $b_n = 1500\text{ мм}$ .

Ширина монолитного участка составит:  $6000 + 6000 - 3 \cdot 1500 - 1200 - 2 \cdot 1500 - 2 \cdot 1200 = 600\text{ мм}$  (размеры см. рис. 1.13).

По результатам компоновки конструкций выполняем чертежи схемы расположения элементов несущей системы (рис. 1.13) и разрез (рис. 1.2) здания.

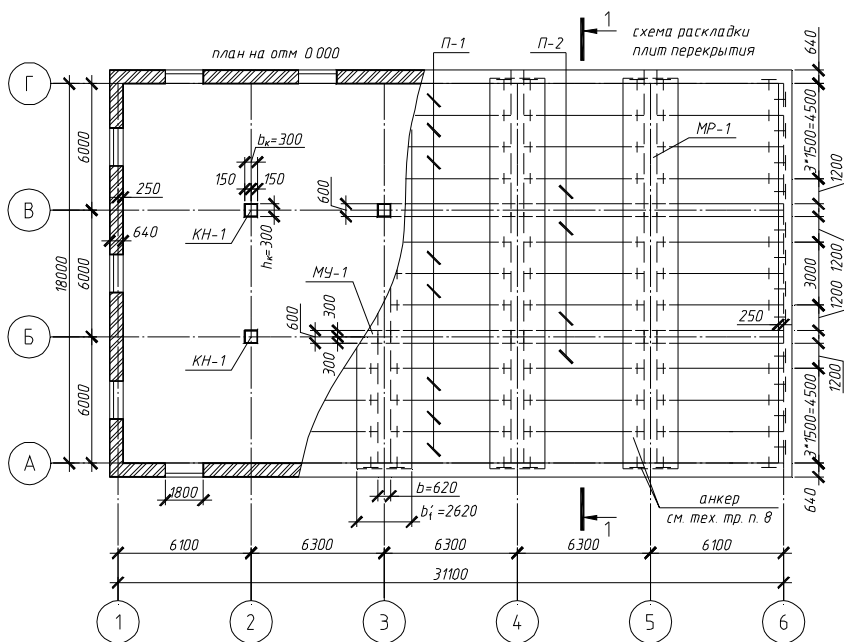


Рис. 1.13. Схема расположения элементов несущей системы здания (плит, монолитных ригелей, монолитных участков перекрытия, колонн и несущих стен)

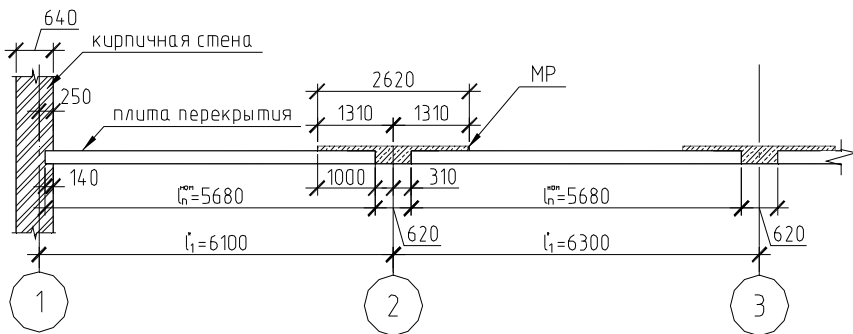


Рис. 1.14. Сечение А-А. К определению размеров сечения монолитного ригеля

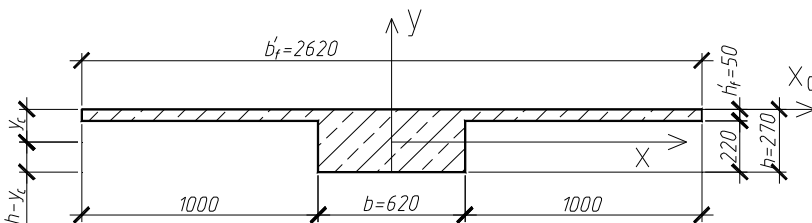


Рис. 1.15. Расчетная схема поперечного сечения монолитного ригеля

### Выбор расчетной схемы каркаса.

Расчетная схема каркаса представляет собой плоскую раму, см. рис. 1.16. При построении расчетной схемы учитывается жесткое сопряжение ригеля с колонной, шарнирное опирание ригеля на стены. Ригели и колонны рассчитываются с длиной, равной пролету ригеля  $l_2 = 6000 \text{ мм}$  и высоте этажа  $H_{эт} = 3000 \text{ мм}$  соответственно. Высота нижних колонн принимается с учетом расстояния от пола до верхнего обреза фундамента  $150 \text{ мм}$ .

### Сбор нагрузок на элементы перекрытия.

По бланку задания район строительства - III, расчетное значение снеговой нагрузки (временной нагрузки на покрытие) по п. 5.2 [4] составляет  $180 \text{ кг/м}^2$  ( $1,8 \text{ кН/м}^2$ ), нормативное значение, с учетом коэффициента надежности для снеговой нагрузки  $g_f = 1,43$ , составляет  $180/1,43 = 126 \text{ кг/м}^2$  ( $1,26 \text{ кН/м}^2$ ).

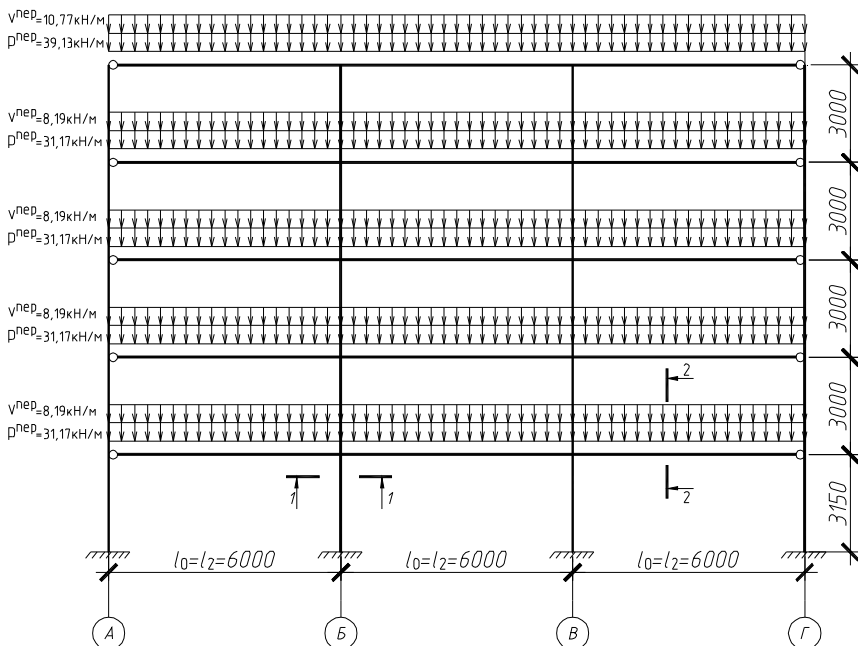


Рис 1.16. Расчетная схема поперечной рамы. Расчетная высота колонн равна расстоянию между центрами тяжести поперечного сечения прямоугольной части монолитного ригеля без учета полок

Примечания.

1. Ветровая нагрузка в курсовом проекте не учитывается.
2. Нагрузка на ригель прикладывается равномерно распределенной.
3. Сечение 1-1 см. рис. 1.17, сечение 2-2 – рис. 1.15.

Значение временной нормативной нагрузки на перекрытие по заданию -  $2,0 \text{ кН/м}^2$ . В соответствии с п. 3.7 [4] значение коэффициента надежности для временной нагрузки составит  $g_f = 1,2$  (для временной нормативной нагрузки на перекрытие менее  $200 \text{ кг/м}^2$  значение коэффициента надежности для временной нагрузки принимается равным  $g_f = 1,3$ ).

Коэффициенты надежности по нагрузке  $g_f$  для каждого слоя кровли и пола указаны в прил. 2 табл. 1 и табл. 2, коэффициент надежности по уровню ответственности здания принимается в соответствии с прил. 7 [4], для уровня ответственности II составляет  $g_n = 0,95$ .

В соответствии с заданием тип конструкций пола – 1\*, тип конструкций кровли – 1\* (\* - состав конструкций кровли и пола в примере

изменен по сравнению с прил. 2). Состав конструкций кровли и пола указан в прил. 2 табл. 1 и табл. 2 соответственно. Подсчет нагрузок, в соответствии с требованиями [4], на плиты покрытия и перекрытия приводится в табл. 1.1.

Согласно п. 3.8 [4], коэффициент сочетания  $\gamma_{A1}$ , зависящий от грузовой площади, для расчета монолитного ригеля равен:

$$\gamma_{A1} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{\frac{A}{A_1}}}; \gamma_{A1} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{\frac{113,4}{9}}} = 0,57,$$

где  $A = l_1 \cdot 3l_2$ ,  $A = 6,3 \cdot 3 \cdot 6 = 113,4 \text{ м}^2$  – грузовая площадь монолитного ригеля, 3 – число пролетов монолитного ригеля;

$A_1 = 9 \text{ м}^2$  - в соответствии с п. 3.8 [4].

Грузовая площадь плиты перекрытия будет равна:  $A = l_n \cdot b_n$ ,  $l_n = 5700 \text{ мм}$  – пролет плиты,  $b_n = 1500 \text{ мм}$  - ширина плиты.  $A = 5,7 \cdot 1,5 = 8,55 \text{ м}^2 < A_1 = 9 \text{ м}^2$  (коэффициент сочетания  $\gamma_{A1}$  для расчета плиты перекрытия не учитываем).

Коэффициент сочетания  $\gamma_{A1}$  для расчета кирпичного простенка равен:

$$\gamma_{A1} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{\frac{18,3}{9}}} = 0,82,$$

где  $A = l_2 \cdot \frac{l_1^*}{2}$ ,  $A = 6 \cdot \frac{6,1}{2} = 18,3 \text{ м}^2$  – грузовая площадь кирпичного простенка,  $l_2 = 6000 \text{ мм}$  – шаг колонн в поперечном направлении,  $l_1^* = 6100 \text{ мм}$  (\* - ширина крайних шагов в продольном направлении).

Коэффициент  $\gamma_{n1}$ , учитывающий количество перекрытий, для расчета колонны в соответствии с п.3.9 [4], равен  $\gamma_{n1} = 0,4 + \frac{\gamma_{A1} - 0,4}{\sqrt{n}}$ ,

$$\gamma_{n1} = 0,4 + \frac{0,57 - 0,4}{\sqrt{5}} = 0,48.$$

где  $n=5$  – число перекрытий, расположенных над рассчитываемой колонной.

Коэффициент  $\gamma_{n1}$  для расчета кирпичного простенка в соответствии с

п.3.9 [4], равен:  $y_{n_1} = 0,4 + \frac{0,82 - 0,4}{\sqrt{5}} = 0,59$ .

Таблица 1.1

Сбор нагрузок на покрытие и междуэтажные перекрытия

Состав	Толщ. t, мм	Плотность ρ, кН/м <sup>3</sup>	Нормативная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>	Коэффициент надежности γ <sub>f</sub>	Расчетная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>
<b>А. Постоянные нагрузки</b>					
<b>Нагрузка от покрытия</b>					
1. Слой гравия, втрапленного в мастику			0.16	1.3	0.208
2. Гидроизоляция (гидроизол 3 слоя)			0.039	1.3	0.0507
3. Цементная стяжка	20	18	0.36	1.3	0.468
4. Утеплитель (керамзит)	200	5	1	1.3	1.3
5. пароизоляция MASTER ROOF			0.03	1.3	0.039
6. Круглопустотные плиты покрытия	120	25	3	1.1	3.3
Итого			4.59	1.17	5.37
<b>Нагрузка от междуэтажных перекрытий</b>					
1. Линолеум			0.18	1.3	0.234
2. Обмазка на основе синтетических смол			0.03	1.3	0.039
3. Цементная стяжка	20	18	0.36	1.3	0.468
4. Круглопустотные плиты перекрытия	120	25	3	1.1	3.3
Итого			3.57	1.13	4.04
<b>Б. Временные нагрузки</b>					
Временная на междуэтажное перекрытие			2	1.2	2.4
Снеговая			1.26	1.43	1.8
Коэффициент надежности по II (нормальному) уровню ответственности			γ <sub>n</sub> =0,95		
Примечание.					
1. Нагрузка от веса круглопустотной плиты определяется по её приведенной толщине - 120 мм.					

Собственный вес 1м.п. ригеля составляет:

$$g_p = A_p \cdot 1м \cdot r \cdot g_f \cdot g_n \quad (1.1)$$

где  $A_p = 0,62м \cdot 0,22м + 2,62м \cdot 0,05м = 0,2674м^2$  – площадь сечения ригеля (0,62 – ширина ригеля, 0,22 – высота ребра ригеля, 2,62 – ширина полки ригеля, 0,05 – толщина полки ригеля), см. рис. 1.15;

$r = 25кН / м^3$  – плотность железобетона ригеля;

$g_f = 1,1$  – коэффициент надежности по нагрузке для собственного веса железобетонного ригеля;

$g_n = 0,95$  - коэффициент надежности по второму уровню ответственности.

$$g_p = 0,2674 \cdot 1 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 6,99 \text{кН} / \text{м}.$$

Полная расчетная нагрузка на  $1\text{м}^2$  покрытия с учетом нормального уровня ответственности здания II будет равна:  
 $q^{ноκ} = (5,37 + 1,8) \cdot 0,95 = 6,81 \text{кН} / \text{м}^2$  ( $1,8$  – расчетная снеговая нагрузка).

Полная расчетная нагрузка на  $1\text{м}^2$  перекрытия для определения усилия в колонне с учетом нормального уровня ответственности здания II будет равна  $q^{неp} = (4,04 + 2,4 \cdot 0,57 \cdot 0,48) \cdot 0,95 = 4,46 \text{кН} / \text{м}^2$  ( $2,4$  – временная расчетная нагрузка на перекрытие).

Полная расчетная нагрузка на  $1\text{м}^2$  перекрытия для определения продольного усилия в кирпичном простенке с учетом нормального уровня ответственности здания II будет равна:

$$q_{к1}^{неp} = (4,04 + 2,4 \cdot 0,82 \cdot 0,59) \cdot 0,95 = 4,94 \text{кН} / \text{м}^2.$$

Полная расчетная нагрузка на  $1\text{м}^2$  перекрытия для определения изгибающего момента в кирпичном простенке с учетом нормального уровня ответственности здания II будет равна:

$$q_{к2}^{неp} = (4,04 + 2,4 \cdot 0,82) \cdot 0,95 = 5,71 \text{кН} / \text{м}^2.$$

Полная расчетная нагрузка на  $1\text{м}^2$  перекрытия для расчета плиты перекрытия с учетом нормального уровня ответственности здания II будет равна  $q_{пл}^{неp} = (4,04 + 2,4) \cdot 0,95 = 6,12 \text{кН} / \text{м}^2$ , полная нормативная нагрузка  $q_{пл,н}^{неp} = (3,57 + 2) \cdot 0,95 = 5,29 \text{кН} / \text{м}^2$ , нормативная длительная нагрузка  $q_{пл,н,л}^{неp} = (3,57 + 0,7 \cdot 2) \cdot 0,95 = 4,72 \text{кН} / \text{м}^2$ .

**Расчетная нагрузка на 1м.п. ригеля от покрытия с учетом собственного веса ригеля составит:**

- постоянная:  $p_p^{ноκ} = g_p + p^{ноκ} \cdot l_1 \cdot g_n$ ;

где  $g_p = 6,99 \text{кН} / \text{м}$  - собственный вес 1м.п. ригеля;

$p^{ноκ} = 5,37 \text{кН} / \text{м}^2$  - расчетная постоянна нагрузка на покрытие (см. табл. 1.1);

$l_1/2 + l_1/2 = l_1 = 6,3\text{м}$  - шаг колонн в продольном направлении (ширина грузовой площадки монолитного ригеля);



$g_n = 0,95$  - коэффициент надежности по второму уровню ответственности;

$$p_p^{нок} = 6,99 + 5,37 \cdot 6,3 \cdot 0,95 = 39,13 \text{кН} / \text{м} .$$

- временная:  $v_p^{нок} = 1,8 \cdot 6,3 \cdot 0,95 = 10,77 \text{кН} / \text{м} ;$

- полная:  $q_p^{нок} = 39,13 + 10,77 = 49,9 \text{кН} / \text{м} ,$

в т.ч. длительная:

$$q_{p,l}^{нок} = 6,99 + (5,37 + 0,5 \cdot 1,8) \cdot 6,3 \cdot 0,95 = 44,52 \text{кН} / \text{м} ,$$

где  $0,5$  – коэффициент, учитывающий долю длительной составляющей в полной снеговой нагрузке в соответствии с [4].

**Расчетная нагрузка на 1м.п. ригеля от перекрытия** с учетом собственного веса ригеля составит:

- постоянная:  $p_p^{неp} = 6,99 + 4,04 \cdot 6,3 \cdot 0,95 = 31,17 \text{кН} / \text{м} ;$

- временная:  $v_p^{неp} = 2,4 \cdot 6,3 \cdot 0,95 \cdot 0,57 = 8,19 \text{кН} / \text{м} ;$

- полная:  $q_p^{неp} = 31,17 + 8,19 = 39,36 \text{кН} / \text{м} ,$

в т.ч. длительная:

$$q_{p,l}^{неp} = 6,99 + (4,04 + 0,7 \cdot 2,4 \cdot 0,57) \cdot 6,3 \cdot 0,95 = 36,9 \text{кН} / \text{м} ,$$

где  $0,7$  – коэффициент, учитывающий долю длительной составляющей во временной нагрузке (принят условно).

где  $u_{A_1} = 0,57$  - коэффициент сочетания, зависящий от грузовой площади перекрытия.

**Нормативная нагрузка на 1м.п. ригеля от перекрытия** с учетом собственного веса ригеля составит:

- постоянная:  $p_{p,норм}^{неp} = 6,99 / 1,1 + 3,57 \cdot 0,95 \cdot 6,3 = 27,72 \text{кН} / \text{м} ;$

- временная:  $v_{p,норм}^{неp} = 2 \cdot 6,3 \cdot 0,95 \cdot 0,57 = 6,82 \text{кН} / \text{м} ;$

- полная:  $q_{p,норм}^{неp} = 27,72 + 6,82 = 34,54 \text{кН} / \text{м} ,$

в том числе:

- длительная:  $q_{p,норм,l}^{неp} = 27,72 + 6,82 \cdot 0,7 = 32,49 \text{кН} / \text{м} ,$

- кратковременная:  $v_{p,норм,sh}^{неp} = 6,82 \cdot (1 - 0,7) = 2,05 \text{кН} / \text{м} .$

Для подбора **сечения колонны** определяем продольную силу, воспринимаемую колонной первого этажа от полной расчетной нагрузки:

$$N = q^{нок} l_2 l_1 + q^{неп} l_2 l_1 (n_{эм} - 1), \quad (1.2)$$

где  $q^{нок} = 6,81 \text{ кН} / \text{м}^2$  - полная расчетная нагрузка на  $1 \text{ м}^2$  покрытия;

$q^{неп} = 4,46 \text{ кН} / \text{м}^2$  - полная расчетная нагрузка на  $1 \text{ м}^2$  перекрытия;

$l_1 = 6,3 \text{ м}$  - шаг колонн в продольном направлении;

$l_2 = 6 \text{ м}$  - шаг колонн в поперечном направлении;

$n_{эм} = 5$  - число перекрытий, передающих нагрузку на колонну.

$$N = 6,81 \cdot 6 \cdot 6,3 + 4,46 \cdot 6 \cdot 6,3 \cdot (5 - 1) = 931,77 \text{ кН}.$$

Назначаем размеры поперечного сечения колонн из условия п. 6.2.17 [1], когда  $6 \leq I_h \leq 20$ , где  $I_h = \frac{l_0}{h}$ . Гибкость колонны в любом случае

должна быть:  $I = \frac{l_0}{i} < 120$ . Отсюда требуемая оптимальная высота

поперечного сечения колонны (при  $I_h = 14$ ):  $h = \frac{l_0}{14}$ , где, в соответствии с требованиями п. 6.2.18 [1],  $l_0 = 0,8 H_{эм} = 0,8 \cdot 3150 = 2520 \text{ мм}$ .

Требуемая оптимальная высота поперечного сечения составляет:

$$h = \frac{2520}{14} = 180 \text{ мм}.$$

Поскольку колонна воспринимает только вертикальные нагрузки, предварительно принимаем ее поперечное сечение квадратным со стороной 250 мм (минимальное значение по конструктивным требованиям).

Для окончательного назначения размеров поперечного сечения колонны с учетом полученных по расчету вертикальных нагрузок, определяем собственный вес колонн всех возможных размеров поперечного сечения (250x250, 300x300, 400x400).

Собственный вес 1 м.п. колонны с поперечным сечением 250x250 мм составит  $q_c = 0,25 \cdot 0,25 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 1,63 \text{ кН} / \text{м}$  (0,25 м – сторона поперечного сечения колонны;  $25 \text{ кН} / \text{м}^3$  – объемный вес железобетона;  $g_f = 1,1$ ;  $g_n = 0,95$ ).

Собственный вес 1 м.п. колонны с поперечным сечением 300x300 мм:

$$q_c = 0,3 \cdot 0,3 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 2,35 \text{ кН} / \text{м}.$$

Собственный вес 1 м.п. колонны с поперечным сечением 400x400 мм:

$$q_c = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 4,18 \text{ кН / м .}$$

Определяем усилие в колонне первого этажа с учетом ее собственного веса при размерах поперечного сечения 250x250 мм:  $N = 931,77 + 1,63 \cdot 3 \cdot 5 = 956,22 \text{ кН}$ , (где 931,77 – усилие в колонне от полной расчетной нагрузки; 3 м – высота этажа; 5 – число этажей).

Предварительно определяем несущую способность колонны, приняв в первом приближении коэффициент продольного изгиба  $j = 0,8$ , по формуле 3.97 [3]:

$$N_u = j (R_b A_b + R_{sc} A_b 0,03), \quad (1.3)$$

где  $R_b$  - расчетное сопротивление бетона по прочности на осевое сжатие;

$A_b = 250 \cdot 250 = 62500 \text{ мм}^2$  - площадь поперечного сечения колонны;

$R_{sc}$  - расчетное сопротивление арматуры сжатию;

0,03 – коэффициент, соответствующий максимальному проценту армирования – 3%.

Для колонны сечением 250x250 (для класса бетона В20, принимаемого по заданию, значение  $R_b = 11,5 \text{ МПа}$  определяем по прил. 4 табл. 1) с коэффициентом армирования 3% (по заданию для арматуры класса А400  $R_{sc} = 355 \text{ МПа}$ ) предельная несущая способность составит:

$$N_u = 0,8(11,5 \cdot 62500 + 355 \cdot 62500 \cdot 0,03) = 1107,5 \text{ кН} > N = 956,22 \text{ кН}$$

следовательно, **окончательно принимаем колонну с размерами поперечного сечения 250x250 мм.**

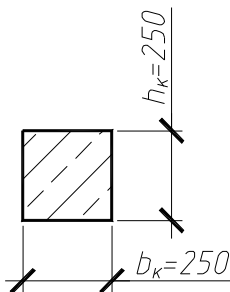


Рис 1.17. Поперечное сечение колонны

В случае, когда  $N_u < N$ , следует принять размеры поперечного сечения колонны 300x300 мм - либо 400x400 мм и повторно проверить её несущую способность.

После выполнения расчетов по этапу 1, необходимо заполнить контрольный талон проверки. В случае, если все значения контролируемых параметров правильны или неправильным является один параметр, программным комплексом в награду выдается значение усилия в колонне первого этажа от полных нормативных нагрузок для расчета колонны и монолитного фундамента. Если неправильными являются два и более параметров, то указанные значения усилий для дальнейших расчетов необходимо определить самостоятельно.

### Пример заполнения контрольного талона:

Этап №1	Задание №1				Фамилия: Седов			
Контролируемый параметр	$A_p$ м <sup>2</sup>	$q_p^{пок}$ кН/м	$q_p^{пер}$ к Н/м	$q_{p,норм}^{пер}$ кН/м	$N$ кН	$N_u$ кН	$h_k$ мм	$b_n$ мм
Значение	0,2674	49,9	39,36	34,54	956,22	1107,5	250	1500

Обозначения контролируемых параметров:

$A_p$  – площадь сечения ригеля, м<sup>2</sup>;

$q_p^{пок}$  - полная расчетная нагрузка на 1м.п. ригеля от покрытия с учетом собственного веса ригеля, кН/м;

$q_p^{пер}$  - полная расчетная нагрузка на 1м.п. ригеля от перекрытия с учетом собственного веса ригеля, кН/м;

$q_{p,норм}^{пер}$  - полная нормативная нагрузка на 1м.п. ригеля от перекрытия с учетом собственного веса ригеля, кН/м;

$N$  - усилие в колонне первого этажа от расчетных нагрузок с учетом ее собственного веса, кН;

$N_u$  - предельная несущая способность колонны, кН;

$h_k$  - высота сечения колонны, мм,

$b_n$  - ширина плиты перекрытия, принятая к расчету на этапе 7, мм.

**Дополнительные данные для проектирования, полученные от программного комплекса:**

- Для расчета колонны и монолитного фундамента:

$N^n = 823,63 \text{ кН}$  - усилие в колонне первого этажа от нормативных нагрузок с учетом ее собственного веса.

$N_1 = 895,4кН$  - усилие в колонне первого этажа от расчетных длительных нагрузок с учетом ее собственного веса.

## ЭТАП 2. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ

**Цель** – определить усилия в элементах рамы (в ригелях и колоннах).

**Задача** – построить эпюры внутренних усилий  $M$ ,  $N$ ,  $Q$  в ригелях и колоннах.

### Контрольные вопросы

1. Изложить алгоритм статического расчета поперечной рамы.
2. Как определяются изгибающие моменты в опорных сечениях ригеля поперечной рамы?
3. Для каких схем загрузки (по расположению временной нагрузки в пролетах) вычисляются изгибающие моменты в опорных сечениях ригеля рамы?
4. Как осуществляется выравнивание изгибающих моментов в опорных сечениях ригеля и с какой целью?

### Пример расчета

В курсовом проекте статический расчет выполняем для монолитного железобетонного ригеля второго этажа.

Поперечная рама здания имеет регулярную расчетную схему с равными пролетами монолитных ригелей и длинами колонн. Сечения монолитных ригелей и колонн одинаковы на всех этажах. Монолитные ригели опираются на наружные стены шарнирно. При расчете инженерным методом, с целью упрощения, такую многоэтажную раму расчленяют на одноэтажные, при этом в точках нулевых моментов колонн (в середине высоты для колонн средних этажей) условно размещают опорные шарниры, см. рис. 2.1.

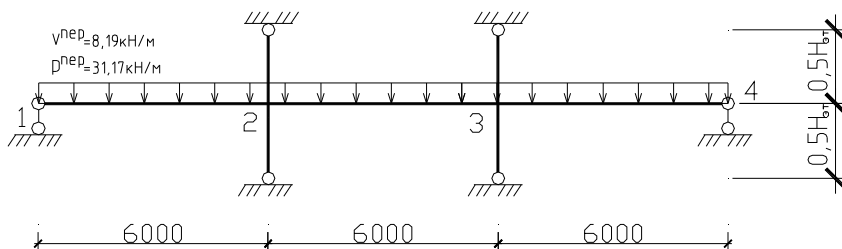


Рис. 2.1 Расчетная схема монолитного ригеля одноэтажной рамы (цифрами обозначены номера опор)

## 1. Определяем геометрические характеристики элементов поперечной рамы.

Находим расстояние от центра тяжести поперечного сечения монолитного железобетонного ригеля, представляющего собой тавр (см. рис 1.15):

$$y_c = \frac{S_1 + S_2}{A} = \frac{(h - h'_f)b \cdot \left( h'_f + \frac{h - h'_f}{2} \right) + b'_f h'_f \frac{h'_f}{2}}{(h - h'_f)b + b'_f h'_f}, \quad (2.1)$$

где  $S_1 = (270 - 50)620 \cdot \left( 50 + \frac{270 - 50}{2} \right) = 21824000 \text{ мм}^3$  - статический момент ребра относительно верхней грани полки.

$S_2 = 2620 \cdot 50 \frac{50}{2} = 3275000 \text{ мм}^3$  - статический момент полки относительно её верхней грани.

$A = (270 - 50)620 + 2620 \cdot 50 = 267400 \text{ мм}^2$  - площадь поперечного сечения ригеля.

$$y_c = \frac{21824000 + 3275000}{267400} = 93,86 \text{ мм}.$$

Момент инерции ригеля относительно центра тяжести поперечного сечения:

$$I_p = \frac{b(h - h'_f)^3}{12} + b(h - h'_f) \left( (h - y_c) - \frac{h - h'_f}{2} \right)^2 + \frac{b'_f h'^3_f}{12} + b'_f h'_f \left( y_c - \frac{h'_f}{2} \right)^2, \quad (2.2)$$

$$I_p = \frac{620 \cdot (270 - 50)^3}{12} + 620 \cdot (270 - 50) \left[ (270 - 93,86) - \frac{270 - 50}{2} \right]^2 + \frac{2620 \cdot 50^3}{12} + 2620 \cdot 50 \left[ 93,86 - \frac{50}{2} \right]^2 = 1795282726 \text{ мм}^4.$$

Момент инерции поперечного сечения колонны (см. рис. 1.16):

$$I_k = \frac{b_k h_k^3}{12}; \quad (2.3)$$

$$I_k = \frac{250^4}{12} = 325520833,3 \text{ мм}^4.$$

## 2. Погонная жесткость ригеля (см. рис. 2.1):

$$i_p = \frac{E_{b,p} I_p}{0,5l_2 + 0,5l_2}, \quad (2.4)$$

где  $E_{b,p}$  - начальный модуль упругости бетона, для класса бетона В30 (по заданию для монолитных конструкций)  $E_{b,p} = 32500 \text{ МПа}$  (см. прил. 5 табл. 3).

$$i_p = \frac{32500 \cdot 1795282726}{0,5 \cdot 6000 + 0,5 \cdot 6000} = 9724448099 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Погонная жесткость колонн, расположенных под ригелем ( $i_k^{\text{inf}}$ ) и над ригелем ( $i_k^{\text{sup}}$ ) (см. рис. 2.1):

$$i_k^{\text{inf}} = i_k^{\text{sup}} = \frac{E_{b,\kappa} I_k}{0,5H_{\text{эм}}}, \quad (2.5)$$

где  $E_{b,\kappa}$  - начальный модуль упругости бетона, для класса бетона В20 (по заданию для сборных конструкций)  $E_{b,\kappa} = 27500 \text{ МПа}$ .

$$i_k^{\text{inf}} = i_k^{\text{sup}} = \frac{27500 \cdot 325520833,3}{0,5 \cdot 3000} = 5967881944 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

**3. Определяем соотношение погонных жесткостей ( $h$ ) средней колонны и ригеля, пересекающихся в одной точке - см. рис. 2.1:**

$$h = (i_k^{\text{inf}} + i_k^{\text{sup}}) / i_p; \quad (2.6)$$

$$h = (5967881944 + 5967881944) / 9724448099 = 1,23.$$

**4. Изгибающие моменты ригеля в опорных сечениях  $M_i$**  вычисляем по формуле (схема расположения опорных элементов показана на рис.2.2):

$$M_i = (g_1 P_p^{\text{nep}} + g_n V_p^{\text{nep}}) l_2^2, \quad (2.7)$$

где  $g_n$  ( $g_1, g_2, g_3, g_4$  - в соответствии со схемой загрузки табл.2.1) – коэффициенты для вычисления опорных изгибающих моментов, определяются по табл. 26 [5] или по прил. 3 в зависимости от схем загрузки и коэффициента  $h$ . Промежуточные значения коэффициентов



$g_n$  определяются по интерполяции между значениями  $h$  в табл. 26 [5] или прил. 3;

$p_p^{nep} = 31,17 \text{ кН} / \text{м}$  – постоянная расчетная нагрузка на 1м.п. ригеля от перекрытия;

$v_p^{nep} = 8,19 \text{ кН} / \text{м}$  – временная расчетная нагрузка на 1м.п. ригеля от перекрытия;

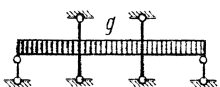
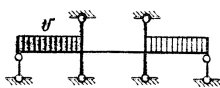
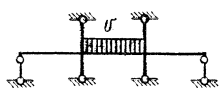
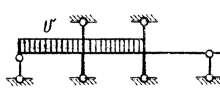
$l_2 = 6 \text{ м}$  – расчетная длина ригеля.

Варианты схем загрузки представлены в табл.2.1.

**5. Вычисляем изгибающий момент ригеля в опорном сечении** для ригелей от постоянной нагрузки и различных схем загрузки временной нагрузкой. Вычисления выполняем в табличной форме, см. табл. 2.1.

Таблица 2.1 (начало)

Определение расчетных изгибающих моментов ригеля в опорных сечениях

Схема загрузки	Расчетные опорные моменты		
	$M_1$ , кНм	$M_2$ , кНм	$M_3$ , кНм
1	2	3	4
1. Постоянные нагрузки 	$-0,11 \cdot 31,17 \cdot 6^2 = -123,43$	$-0,088 \cdot 31,17 \cdot 6^2 = -98,75$	$-0,088 \cdot 31,17 \cdot 6^2 = -98,75$
2. Временные нагрузки 	$-0,081 \cdot 8,19 \cdot 6^2 = -23,88$	$-0,024 \cdot 8,19 \cdot 6^2 = -7,08$	$-0,024 \cdot 8,19 \cdot 6^2 = -7,08$
3. Временные нагрузки 	$-0,024 \cdot 8,19 \cdot 6^2 = -9,14$	$-0,065 \cdot 8,19 \cdot 6^2 = -19,16$	$-0,065 \cdot 8,19 \cdot 6^2 = -19,16$
4. Временные нагрузки 	$-0,115 \cdot 8,19 \cdot 6^2 = -33,91$	$-0,099 \cdot 8,19 \cdot 6^2 = -29,19$	$-11,13$
Примечания. 1. При расположении временной нагрузки через пролет (схема загрузки 2, 3) определяется максимальный изгибающий момент в пролете. При расположении временной нагрузки в двух крайних пролетах определяются максимальный изгибающий опорный момент и перерезывающая сила. 2. Значения опорных моментов принимать отрицательными.			

Изгибающий момент ригеля в опорном сечении  $M_3^{(4)}$  (изгибающий момент  $M_3$  от 4 схемы загрузки, см. рис.2.2) находим из уравнений строительной механики (из уравнения трех моментов) по следующей формуле:

$$M_3^{(4)} = \left( -\frac{v_p^{nep} l_2^2}{16} - \frac{M_2^{(4)}}{4} \right); \quad (2.8)$$

$$M_3^{(4)} = -\frac{8,19 \cdot 6^2}{16} - \frac{(-29,19)}{4} = -11,13 \text{ кНм}.$$

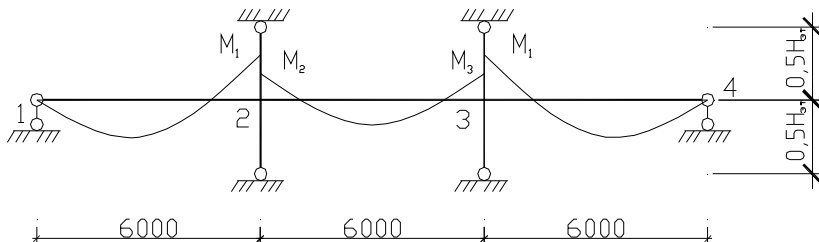


Рис. 2.2. Схема расположения опорных моментов (цифрами обозначены номера опор)

**6.** Определяем изгибающие моменты ригеля в пролетных сечениях ригеля:

**в крайнем пролете** – невыгодная комбинация схем загрузки «1+2», изгибающий момент ригеля в опорном сечении:

$$M_1^{(1+2)} = -123,43 + (-23,88) = -147,31 \text{ кНм}.$$

Поперечные силы:

$$Q_1^{(1+2)} = \frac{(p_p^{nep} + v_p^{nep}) \cdot l_2}{2} + M_1^{(1+2)} / l_2; \quad (2.9)$$

$$Q_2^{(1+2)} = \frac{(p_p^{nep} + v_p^{nep}) \cdot l_2}{2} - M_1^{(1+2)} / l_2. \quad (2.10)$$

$$Q_1^{(1+2)} = \frac{(31,17 + 8,19)6}{2} + (-147,31) / 6 = 93,53 \text{ кН};$$

$$Q_2^{(1+2)} = \frac{(31,17 + 8,19)6}{2} - (-147,31) / 6 = 142,63 \text{ кН}.$$

Максимальный изгибающий момент ригеля в пролетном сечении равен:

$$M_{1np}^{(1+2)} = (Q_1^{(1+2)})^2 / (2(p_p^{nep} + v_p^{nep})); \quad (2.11)$$

$$M_{1np}^{(1+2)} = 93,53^2 / (2 \cdot (31,17 + 8,19)) = 111,13 \text{ кНм}.$$

**В среднем пролете** – невыгодная комбинация схем загрузки «1+3», изгибающий момент ригеля в опорном сечении  $M_2^{(1+3)}$  составит:

$$M_2^{(1+3)} = M_3^{(1+3)} = -98,75 - 19,16 = -117,91 \text{ кНм};$$

максимальный изгибающий момент ригеля в пролетном сечении равен:

$$M_{2np}^{(1+3)} = (p_p^{nep} + v_p^{nep})l_2^2 / 8 + M_2^{(1+3)}; \quad (2.12)$$

$$M_{2np}^{(1+3)} = (31,17 + 8,19) \cdot 6^2 / 8 + (-117,91) = 59,21 \text{ кНм}.$$

**7. Перераспределение моментов в ригеле под влиянием образования пластического шарнира.** В соответствии с [2, 5] практический расчет заключается в уменьшении не более, чем на 30% опорных моментов ригеля для комбинации схем загрузки «1+4», при этом намечается образование пластического шарниров на опоре.

К эпюре моментов комбинации схем загрузки «1+4» добавляют выравнивающую треугольную эпюру моментов так, чтобы уравнились опорные моменты для удобства армирования опорного узла.

Для комбинации схем загрузки «1+4» уменьшаем на 30% максимальный опорный момент  $M_i$  и вычисляем ординаты выравнивающей треугольной эпюры моментов (см. рис.2.3):

$$\Delta M_1 = -0,3M_1^{(1+4)} = -0,3 \cdot (-123,43 + (-33,91)) = 47,2 \text{ кНм};$$

$$\Delta M_2 = -M_2^{(1+4)} + M_1^{(1+4)} + \Delta M_1 = -(-98,75 + (-29,19)) + (-123,43 + (-33,91)) + 47,2 = 17,8 \text{ кНм};$$

$$\Delta M_3 = \Delta M_2 / 3 = 17,8 / 3 = 5,93 \text{ кНм}.$$

К эпюре моментов для комбинации схем загрузки «1+4» прибавляем выравнивающую эпюру. Значения изгибающих моментов ригеля в опорных сечениях на эпюре выровненных моментов определяем по формуле:

$$M_i = M_i^{(1+4)} + \Delta M_i; \quad (2.13)$$

$$M_1 = (-123,63 + (-33,91)) + 47,2 = -110,14 \text{ кНм};$$

$$M_2 = (-98,75 + (-29,19)) + 17,8 = -110,14 \text{ кНм};$$

$$M_3 = (-98,75 + (-11,13)) + 5,93 = -103,95 \text{ кНм}.$$

Изгибающие моменты ригеля в пролетных сечениях ригеля на эпюре выровненных моментов составят:

**в крайнем пролете** – изгибающий момент ригеля в опорном сечении для комбинации схем загрузки «1+4»:

$M_1^{(1+4)} = -123,63 + (-33,91) = 157,34 \text{кНм}$ , поперечные силы аналогично формулам (2.9) и (2.10):

$$Q_1^{(1+4)} = \frac{(p_p^{nep} + v_p^{nep})l}{2} + M_1^{(1+4)} / l;$$

$$Q_2^{(1+4)} = \frac{(p_p^{nep} + v_p^{nep})l}{2} - M_1^{(1+4)} / l;$$

$$Q_1^{(1+4)} = \frac{(31,17 + 8,19)6}{2} + (-157,34) / 6 = 91,86 \text{кН};$$

$$Q_2^{(1+4)} = \frac{(31,17 + 9,91)6}{2} - (-157,34) / 6 = 144,3 \text{кН}.$$

Расстояние от опоры, в которой значение перерезывающих усилий в крайнем пролете равно 0 (координата, в которой изгибающий момент в пролете максимален), находим из уравнения:

$$Q_1^{(1+4)} - (p_p^{nep} + v_p^{nep})x = 0; \quad (2.14)$$

$$91,86 - (31,17 + 8,19)x = 0;$$

$$x = \frac{91,86}{(31,17 + 8,19)} = 2,33 \text{м}.$$

Находим значение изгибающего момента ригеля в пролетном сечении для комбинации «1+4» по формуле:

$$M_{1np}^{(1+4)} = Q_1^{(1+4)}x - (p_p^{nep} + v_p^{nep})x^2 / 2; \quad (2.15)$$

где  $Q_1^{(1+4)} = 91,86 \text{кН}$  - перерезывающая сила на левой опоре ригеля крайнего пролета;

$x = 2,33 \text{м}$  - координата, в которой изгибающий момент в пролете максимален;

$p = 31,17 \text{кН/м}$  - постоянная расчетная нагрузка на 1м.п. ригеля от перекрытия;

$v = 8,19 \text{кН/м}$  - временная расчетная нагрузка на 1м.п. ригеля от перекрытия.

$$M_{1np}^{(1+4)} = 91,86 \cdot 2,33 - (31,17 + 8,19) \cdot 2,33^2 / 2 = 107,19 \text{кНм}.$$

Определяем значение изгибающего момента  $\Delta M_{1np}$  на выравнивающей эпюре в точке с координатой  $x = 2,34 \text{м}$ :

$$\Delta M_{1np} = \frac{(\Delta M_1 - \Delta M_2) \cdot x}{l_2} + \Delta M_2 ; \quad (2.16)$$

$$\Delta M_{1np} = \frac{(47,2 - 17,8) \cdot 2,33}{6} + 17,8 = 29,22 \text{ кНм} .$$

Изгибающий момент ригеля в пролетном сечении на эпоре выровненных моментов составит:

$$M_{1np} = M_{1np}^{(1+4)} + \Delta M_{1np} ; \quad (2.17)$$

$$M_{1np} = 107,19 + 29,22 = 136,41 \text{ кНм} .$$

**В среднем пролете** – изгибающий момент ригеля в опорном сечении на второй и третьей опорах (см. рис. 2.2 и табл. 2.1) для комбинации схем загрузки «1+4» будут равны:

$$M_2^{(1+4)} = -98,75 + (-29,19) = -127,94 \text{ кНм} ,$$

$$M_3^{(1+4)} = -98,75 + (-11,13) = -109,88 \text{ кНм} .$$

Находим перерезывающие усилия в среднем пролете монолитного ригеля:

$$Q_1^{(1+4)} = \frac{(31,17 + 8,19)6}{2} + (-127,94 - (-109,88)) / 6 = 115,07 \text{ кН} ;$$

$$Q_2^{(1+4)} = \frac{(31,17 + 8,19)6}{2} - (-127,94 - (-109,88)) / 6 = 121,09 \text{ кН} .$$

Изгибающий момент в пролетном сечении среднего ригеля для комбинации схем загрузки «1+4», который находится в центре среднего пролета ригеля, определяем по формуле:

$$M_{2np}^{(1+4)} = (Q_1^{(1+4)})^2 / (2(p_p^{nep} + v_p^{nep})) + M_2^{(1+4)} ; \quad (2.18)$$

$$M_{2np}^{(1+4)} = 115,07^2 / (2(31,17 + 8,19)) + (-127,94) = 40,27 \text{ кНм} .$$

Значение момента на выравнивающей эпоре в центре среднего пролета составляет:

$$\Delta M_{2np} = \frac{\Delta M_2 + \Delta M_3}{2} ; \quad (2.19)$$

$$\Delta M_{2np} = \frac{17,8 + 5,93}{2} = 11,87 \text{ кНм} .$$

Изгибающий момент ригеля в пролетном сечении на эпоре выровненных моментов будет равен:

$$M_{2np} = M_{2np}^{(1+4)} + \Delta M_{2np} ; \quad (2.20)$$

$$M_{2np} = 40,27 + 11,87 = 52,14 \text{ кНМ} .$$

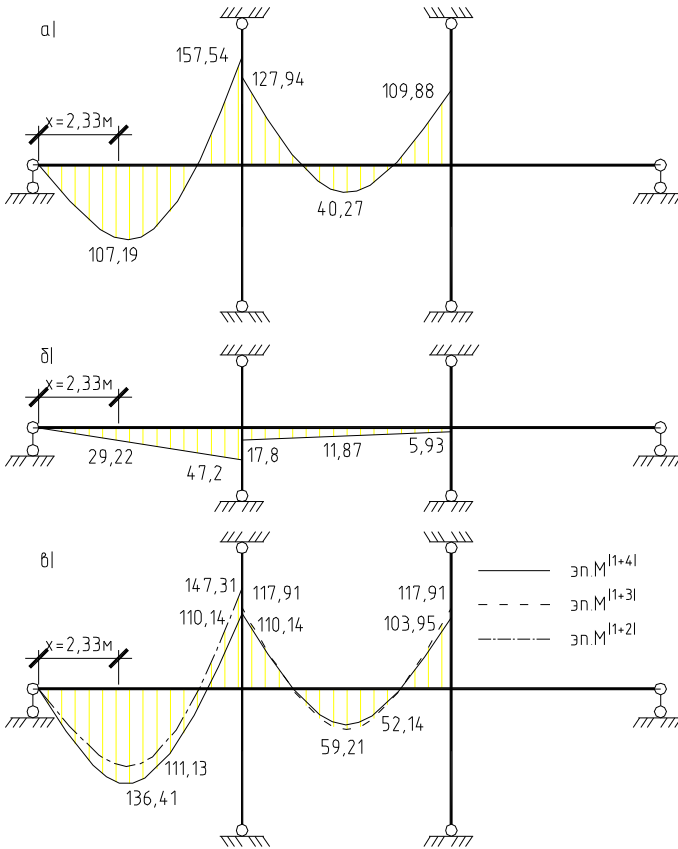


Рис. 2.3. Эпюры изгибающих моментов в монолитном ригеле; а – для схемы загрузки (1+4); б – выравнивающая эпюра; в – эпюра выровненных моментов, эпюра изгибающих моментов для схемы загрузки (1+2) в крайнем пролете, эпюра изгибающих моментов для схемы загрузки (1+3) в среднем пролете

## 8. Определяем изгибающие моменты монолитного ригеля в опорных сечениях по грани колонны.

На средней опоре при комбинации схем загрузки «1+4» опорный момент ригеля по грани колонны не всегда оказывается расчетным для подбора арматуры. Поэтому, опорные моменты ригеля по грани колонны необходимо вычислять для всех комбинаций загрузки.

Вычисляем изгибающие моменты ригеля в опорном сечении по грани крайней колонны слева:

для комбинации схем нагружения «1+4» и выровненной эпюры моментов:  
значения поперечных сил аналогично формулам (2.9) и (2.10):

$$Q_1^{(1+4)} = \frac{(31,17 + 8,19)6}{2} + (-110,14) / 6 = 99,72 \text{кН};$$

$$Q_2^{(1+4)} = \frac{(31,17 + 8,19)6}{2} - (-110,14) / 6 = 136,44 \text{кН}.$$

$$M_1^* = M_1 + Q_2^{(1+4)} \cdot h_k / 2; \quad (2.21)$$

где  $h_k$  - высота сечения колонны, м.

$$M_1^* = -110,14 + 136,44 \cdot 0,25 / 2 = -93,09 \text{кНм}.$$

Для комбинации схем нагружения «1+3»:

$$Q_2^{(1+3)} = \frac{P_p^{nep} l_2}{2} - \frac{M_1^{(1+3)}}{l_2}; \quad (2.22)$$

$$Q_2^{(1+3)} = \frac{31,17 \cdot 6}{2} - \frac{(-123,43 + (-9,14))}{6} = 115,61 \text{кН}.$$

$$M_1^{(1+3)*} = M_1^{(1+3)} + Q_2^{(1+3)} h_k / 2;$$

$$M_1^{(1+3)*} = (-123,43 + (-9,14)) + 115,61 \cdot 0,25 / 2 = -118,12 \text{кНм}.$$

Для комбинации схем нагружения «1+2»:  $Q_2^{(1+2)} = 142,63 \text{кН}$  :

$$M_1^{(1+2)*} = M_1^{(1+2)} - Q_2^{(1+2)} \cdot h_k / 2;$$

$$M_1^{(1+2)*} = -123,43 + (-23,88) + 142,63 \cdot 0,25 / 2 = -129,48 \text{кНм}.$$

Вычисляем изгибающие моменты ригеля в опорном сечении ригеля по грани средней колонны справа:

для комбинации схем нагружения «1+4» и выровненной эпюры моментов:  
перерезывающая сила на опоре равна:

$$Q_1^{(1+4)} = (p_p^{nep} + v_p^{nep}) l_2 / 2 - (M_2 - M_3) / l_2; \quad (2.23)$$

$$Q_1^{(1+4)} = \frac{(31,17 + 8,19)6}{2} - \frac{(-110,14 - (-103,95))}{6} = 119,11 \text{кН};$$

изгибающий момент:  $M_2^* = M_2 + Q_1^{(1+4)} \cdot h_k / 2$ ;

$$M_2^* = -110,14 + 119,11 \cdot 0,25 / 2 = -95,25 \text{кНм}.$$

По остальным схемам нагружения действующие изгибающие моменты ригеля в опорном сечении справа меньше, чем слева колонны, следовательно, их можно не вычислять.

По результатам вычислений расчетный (максимальный) изгибающий момент ригеля в опорном сечении по грани средней колонны равен:

$$M_{on} = M_1^{(1+2)*} = -129,48 \text{ кНм} .$$

Расчетный (максимальный) изгибающий момент ригеля в пролетном сечении в крайнем пролете:  $M_{np}^1 = M_{1np} = 136,41 \text{ кНм}$  , в среднем пролете:

$$M_{np}^2 = M_{2np}^{(1+3)} = 59,21 \text{ кНм} .$$

Моменты в сечениях ригеля от нормативной нагрузки, расчетных нагрузок продолжительного и непродолжительного действия определяются в аналогичной последовательности.

После окончания расчетов по этапу 2, необходимо заполнить контрольный талон. В случае, если все значения контролируемых параметров правильны или неправильным является один параметр, программным комплексом в награду выдаются значения расчетных изгибающих моментов в среднем пролете монолитного ригеля, а также, значения изгибающих моментов от нормативной кратковременной и длительной нагрузок для расчета ригеля по второй группе предельных состояний. Если неправильными являются два и более параметров, то указанные значения изгибающих моментов для дальнейших расчетов необходимо определить самостоятельно.

### Пример заполнения контрольного талона:

Этап №2	Задание №1			Фамилия: Седов			
Контролируемый параметр	$M_1$ , кНм	$M_2$ , кНм	$M_3$ , кНм	$M_{on}$ , кНм	$M_{np}^1$ , кНм	$M_{np}^2$ , кНм	$Q_{max}$ , кН
Значение	110,14	110,14	103,95	129,48	136,41	59,21	142,63

Обозначения контролируемых параметров:

$M_1$  - изгибающий момент на эпюре выровненных моментов на второй опоре слева (см. рис.2.2);

$M_2$  - изгибающий момент на эпюре выровненных моментов на второй опоре справа (см. рис.2.2);

$M_3$  - изгибающий момент на эпюре выровненных моментов на третьей опоре слева (см. рис.2.2);

$M_{on}$  - расчетный (максимальный) изгибающий момент ригеля в опорном сечении по грани средней колонны;



$M_{пр}^1$  - расчетный (максимальный) изгибающий момент в пролетном сечении ригеля крайнего пролета;

$M_{пр}^2$  - расчетный (максимальный) изгибающий момент в пролетном сечении ригеля среднего пролета;

$Q_{max}$  - расчетная (максимальная) перерезывающая сила ригеля крайнего пролета.

**Дополнительные данные для проектирования, полученные от программного комплекса:**

**для крайнего ригеля:**

$M_{оп,норм} = 114,01кНм$  - изгибающий момент ригеля в опорном сечении по грани средней колонны от действия полной нормативной нагрузки (для расчета ригеля по второй группе предельных состояний);

$M_{оп,норм,l} = 108,93кНм$  - изгибающий момент ригеля в опорном сечении по грани средней колонны от действия нормативной длительной нагрузки (для расчета ригеля по второй группе предельных состояний);

$M_{пр,норм}^1 = 119,67кНм$  - изгибающий момент ригеля в пролетном сечении в крайнем пролете от действия полной нормативной нагрузки (для расчета ригеля по второй группе предельных состояний);

$M_{пр,норм,l}^1 = 112,41кНм$  - изгибающий момент ригеля в пролетном сечении в крайнем пролете от действия нормативной длительной нагрузки (для расчета ригеля по второй группе предельных состояний).

**Для среднего ригеля:**

$M_{пр,норм}^2 = 51,65кНм$  - изгибающий момент ригеля в пролетном сечении в крайнем пролете от действия полной нормативной нагрузки (для расчета ригеля по второй группе предельных состояний);

$M_{пр,норм,l}^2 = 47,23кНм$  - изгибающий момент ригеля в пролетном сечении в крайнем пролете от действия нормативной длительной нагрузки (для расчета ригеля по второй группе предельных состояний).

## ЭТАП 3. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО МОНОЛИТНОГО РИГЕЛЯ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ПЕРВОЙ ГРУППЫ

### 3.1 Расчет ригеля на прочность по сечениям, нормальным к продольной оси

**Цель расчета** – обеспечить несущую способность железобетонного монолитного ригеля таврового поперечного сечения.

**Задача** - подобрать необходимую площадь сечения продольной сжатой и растянутой арматуры в опорном и пролетном сечении крайнего ригеля второго этажа.

#### Контрольные вопросы

1. Какой элемент называется изгибаемым?
2. Какие характеристики бетона и арматуры учитываются при расчете на прочность по сечениям, нормальным к продольной оси?
3. Чем обеспечивается несущая способность на изгиб нормального к продольной оси поперечного сечения ригеля?
4. Что такое граничная высота сжатой зоны бетона?
5. Назовите стадии напряженно-деформированного состояния нормальных к продольной оси сечений железобетонных элементов при изгибе?
6. В каких случаях изгибаемый элемент таврового поперечного сечения рассчитывается как прямоугольный с шириной  $b = b'_f$  ?
7. Назовите основной параметр таврового сечения, принимаемый при назначении расчетного значения свесов полок.
8. Назовите минимальное значение толщины защитного слоя бетона монолитного элемента, эксплуатируемого в помещении при нормальной влажности.
9. Минимальный диаметр продольной рабочей растянутой арматуры изгибаемого элемента составляет ...

#### Пример расчета

В курсовом проекте на этапе 3 необходимо выполнить подбор продольной рабочей арматуры монолитного железобетонного ригеля крайнего пролета второго этажа. Все необходимые усилия для расчета были получены на этапе 2.

Диаметр стержней продольной растянутой арматуры принимать не менее 12 мм. Для меньшего расхождения требуемого и фактического

армирования допускается фактическую площадь стержней растянутой арматуры компоновать с применением стержней двух разных диаметров. С целью совпадения результатов подбора арматуры с данными программы проверки, рекомендуется количество стержней продольной рабочей арматуры в пролетном сечении монолитного ригеля принимать исходя из шага их расположения, приближенно равного 100 мм (например, при ширине монолитного ригеля  $b = 520\text{мм}$  количество стержней растянутой арматуры в пролете составит  $520/100 \approx 5$  шагов - 6 стержней); армирование ригеля в опорном сечении выполнять из отдельных стержней, устанавливаемых между стержнями каркаса К-1 (см. рис. 3.4), при этом их количество принимается на один стержень больше, чем стержней в пролетном сечении. Величины  $a_m$  и  $x$  при подборе требуемой площади арматуры с целью совпадения с программой проверки округлять до сотых.

Определим площадь сечения продольной арматуры в пролетном сечении монолитного ригеля. Расчет производим в предположении, что сжатая арматура по расчету не требуется.

**Расчет выполняем согласно блок-схеме 3.1 [6] (номера пунктов расчета соответствуют пунктам блок-схемы). Также расчет может быть выполнен согласно п. 3.24 [3].**

1. Начало.

2. Согласно результатам компоновки сборно-монолитного перекрытия (см. этап 1), геометрические размеры поперечного сечения изгибаемого железобетонного монолитного ригеля составляют:  $b = 620\text{мм}$ ,  $h = 270\text{мм}$ ,  $b'_f = 2620\text{мм}$ ,  $h'_f = 50\text{мм}$  (см. рис. 3.1). Толщину защитного слоя бетона назначаем с учетом требований п.5.7 [3], величину  $a$  принимаем равной 35 мм.

Характеристики бетона и арматуры: бетон тяжелый, класс бетона монолитных конструкций по бланку задания (см. этап 1) В30, по табл. 1 прил. 4 или табл. 2.2 [3] определяем расчетное сопротивление бетона по прочности на сжатие:  $R_b = 17\text{МПа}$ .

Продольная рабочая арматура по заданию - класса А400, расчетное значение сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы определяем по табл. 2 прил. 4 или по табл. 2.6 [3]:  $R_s = 355\text{МПа}$ .

Расчетный (максимальный) изгибающий момент в пролетном сечении ригеля крайнего пролета (см. результаты расчетов по этапу 2):  $M_{np}^1 = 136,41\text{кНм}$ .

По табл. 3.2 [3] или табл. 3 прил. 4 находим  $x_R = 0.531$ ,  $a_R = 0.39$ .

5. Определяем рабочую высоту сечения бетона:  
 $h_0 = 270 - 35 = 235 \text{ мм}$ .

8. Проверяем условие:

$$M \leq R_b b'_f h'_f (h_0 - 0.5 h'_f) \quad (3.1)$$

$M = 136,41 \text{ кНм} < 17 \cdot 2620 \cdot 50(235 - 0.5 \cdot 50) = 467,67 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 467,67 \text{ кНм}$  - следовательно, граница сжатой зоны проходит в полке монолитного ригеля. Согласно п. 3.25 [3], площадь сечения растянутой арматуры определяем как для прямоугольного сечения шириной  $b = b'_f = 2620 \text{ мм}$  согласно блок-схеме 2.1 [6] или п. 3.21 и 3.22 [3].

Расчет продолжаем по блок-схеме 2.1 [6] (номера пунктов расчета соответствуют пунктам блок-схемы).

6. Вычисляем  $a_m$  по формуле:

$$a_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} \quad (3.2)$$

$$a_m = \frac{136,41 \cdot 10^6}{17 \cdot 2620 \cdot 235^2} = 0,06.$$

7.  $a_m = 0,06 < a_R = 0,39$  - сжатая арматура по расчету не требуется.

10. Определяем относительную высоту сжатой зоны бетона по формуле:

$$x = (1 - \sqrt{1 - 2a_m}) \quad (3.3)$$

$$x = (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,06}) = 0,06.$$

11. Требуемую площадь растянутой арматуры определяем по формуле:

$$A_s = R_b b h_0 x / R_s \quad (3.4)$$

$$A_s = \frac{17 \cdot 2620 \cdot 235 \cdot 0,06}{355} = 1769,05 \text{ мм}^2.$$

Количество стержней принимаем равным  $n = (b/100) + 1$ ,  $n = 620/100 + 1 = 7 \text{ шт}$ . По сортаменту (прил. 6 табл. 1) принимаем  $A_s = 1781 \text{ мм}^2$  (7  $\varnothing$  18 – семь стержней диаметром 18 мм).

Определяем, насколько процентов площадь поперечного сечения фактически установленных стержней больше требуемой по расчету:

$$\Delta = \frac{1781 - 1769,05}{1769,05} 100\% = 0,68\% < 5\% .$$

12. Толщина защитного слоя составляет  $a - d / 2 = 35 - 18 / 2 = 26 \text{ мм} > 20 \text{ мм}$  .

Продольную сжатую арматуру принимаем конструктивно - 7 стержней класса А240 диаметром, равным диаметру поперечных стержней. Конструирование ригеля см. рис. 3.4 и прил. 10 «Пример графической части проекта».

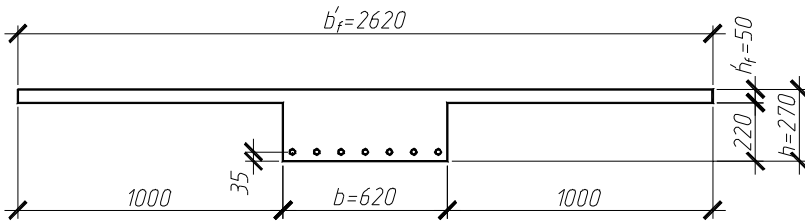


Рис. 3.1. К подбору продольной арматуры ригеля в пролетном сечении

Определим площадь сечения продольной арматуры в опорном сечении монолитного ригеля.

На опоре растянутая зона располагается в верхней части поперечного сечения монолитного ригеля, следовательно, рабочая арматура также будет расположена в этой зоне. С целью обеспечения удобства армирования опорного узла было произведено выравнивание изгибающих моментов в опорных сечениях ригеля. Согласно п.8 расчетов по этапу 2, расчетным (максимальным) изгибающим моментом ригеля в опорном сечении по грани средней колонны является момент, полученный по комбинации схем закружения «1+2» (см. табл. 2.1).

При подборе продольной арматуры растянутые свесы полки монолитного ригеля в расчетах не учитываем. Однако, учитывая тот факт, что сборные плиты перекрытия имеют арматурные выпуски, которые замоноличиваются в ригель, можно сделать вывод о том, что бетон сжатой зоны ригеля и плиты перекрытия **работает совместно**. В связи с этим, поперечное сечение ригеля на опоре будем рассматривать как тавровое с полками в сжатой зоне. Высота свесов полок поперечного сечения плиты перекрытия составляет  $h'_f = 30,5 \text{ мм}$ . Ширину свесов полок принимаем равными  $1/6 l_2$  - шага колонн в поперечном направлении ( $l_2 = 6 \text{ м}$ ).

Расчет выполняем согласно блок-схеме 3.1 [6] (номера пунктов расчета соответствуют пунктам блок-схемы). Также расчет может быть выполнен согласно п. 3.24 [3].

1. Начало.

2. Геометрические размеры поперечного сечения изгибаемого железобетонного монолитного ригеля составляют на опоре составляют:  $b = 620\text{ мм}$ ,  $h = 270\text{ мм}$ ,  $b'_f = 2 \cdot 1/6 \cdot 6000 + 620 = 2620\text{ мм}$ ,  $h'_f = 30,5\text{ мм}$  (рис. 3.2). Толщину защитного слоя бетона назначаем с учетом требований п.5.7 [3], величину  $a$  принимаем равной 35 мм.

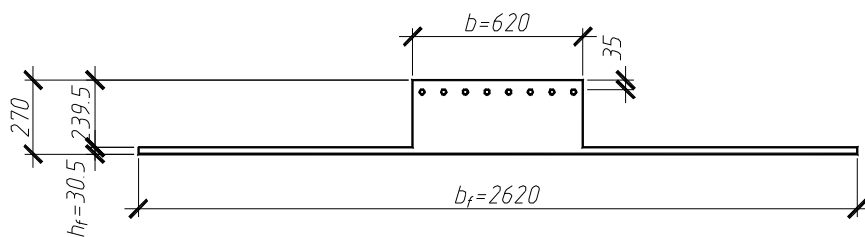


Рис. 3.2. К подбору продольной арматуры ригеля в опорном сечении

Характеристики бетона и арматуры (см. подбор продольной арматуры в пролетном сечении ригеля):  $R_b = 17\text{ МПа}$ .

Продольная рабочая арматура по заданию - класса А400:  $R_s = 355\text{ МПа}$ .

Расчетный (максимальный) изгибающий момент в опорном сечении ригеля (см. результаты расчетов по этапу 2):  $M_{on} = 129,48\text{ кНм}$ .

По табл. 3.2 [3] или табл. 3 прил. 4 находим  $x_R = 0.531$ ,  $a_R = 0.39$ .

5. Определяем рабочую высоту сечения бетона:  $h_0 = 270 - 35 = 235\text{ мм}$ .

8. Проверяем условие 3.1:

$M = 129,48\text{ кНм} < 17 \cdot 2620 \cdot 30,5(235 - 0,5 \cdot 30,5) = 298,52 \cdot 10^6\text{ Н} \cdot \text{мм} = 298,52\text{ кНм}$  - следовательно, граница сжатой зоны проходит в полке расчетного поперечного сечения ригеля на опоре. Согласно п. 3.25 [3], площадь сечения растянутой арматуры определяем как для прямоугольного сечения шириной  $b = b'_f = 2620\text{ мм}$  согласно блок-схеме 2.1 [6] или п. 3.21 и 3.22 [3].

Расчет продолжаем по блок-схеме 2.1 [6] (номера пунктов расчета соответствуют пунктам блок-схемы).

6. Вычисляем  $a_m$  по формуле 3.2:

$$a_m = \frac{129,48 \cdot 10^6}{17 \cdot 2620 \cdot 235^2} = 0,05 .$$

7.  $a_m = 0,05 < a_R = 0,39$  - сжатая арматура по расчету не требуется.

10. Определяем относительную высоту сжатой зоны бетона по формуле 3.3:

$$x = (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,05}) = 0,05 .$$

11. Требуемую площадь растянутой арматуры определяем по формуле 3.4:

$$A_s = \frac{17 \cdot 2620 \cdot 235 \cdot 0,05}{355} = 1474,21 \text{ мм}^2 .$$

Количество стержней на опоре принимаем на 1 больше, чем в пролете (см. рис. 3.4). По сортаменту (прил. 6 табл. 1) принимаем  $A_s = 1514 \text{ мм}^2$  (2  $\varnothing 14$  и 6  $\varnothing 16$  – два стержня диаметром 14 мм и шесть стержней диаметром 16 мм).

Определяем, насколько процентов площадь поперечного сечения фактически установленных стержней больше требуемой по расчету:

$$\Delta = \frac{1514 - 1474,21}{1474,21} 100\% = 2,7\% < 5\% .$$

12. Толщина защитного слоя составляет  $a - d / 2 = 35 - 16 / 2 = 27 \text{ мм} > 20 \text{ мм}$ .

### Конструирование монолитного ригеля.

Расположение рабочей и конструктивной арматуры монолитного ригеля, входящей в состав плоского каркаса КР-1, сетки С-1, см. на рис. 3.3.

Рабочая арматура в пролетном сечении ригеля объединяется в плоский каркас КР-1 (см. прил. 10 «Пример графической части проекта»), с помощью поперечных стержней и продольных стержней (диаметр принимается равным диаметру поперечных, стержни крайних каркасов смещаются вниз на 30 мм - см. сечение 2-2 рис. 3.4).

Рабочая арматура в сечении ригеля на опоре устанавливается в виде отдельных стержней поз. 1, 2. Вылет стержней поз. 1, 2 (см. рис. 3.3)

принимается равной  $\frac{1}{4}$  пролета ригеля плюс 10 диаметров стержней. Для надежной анкеровки и предотвращения выпучивания стержни закрепляем

с помощью деталей поз. 4, устанавливаемых с шагом 200 мм. В зоне стыка ригеля и колонны закрепление осуществляем с помощью деталей поз. 5. с шагом 100 мм.

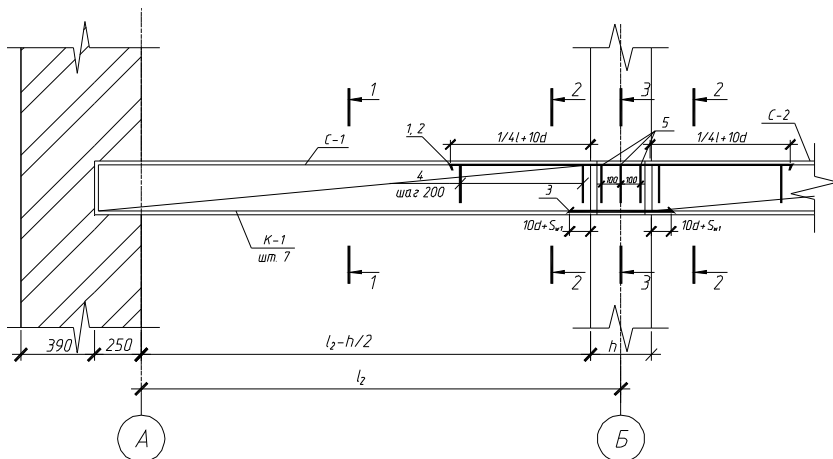


Рис. 3.3. Схема армирования монолитного ригеля

Конструктивная арматура в опорном сечении в виде стержней поз. 3 служит для работы монолитного ригеля по неразрезной схеме и располагается между каркасами КР-1. Их диаметр принимается равным таким же (или меньшему из диаметров), как и у стержней растянутой арматуры в пролете, т.е. в примере расчета 18 мм. Количество назначается на один стержень меньше, чем стержней растянутой арматуры в пролете: по сортаменту (прил. 6 табл. 1) принимаем  $A'_s = 1527 \text{ мм}^2$  (6  $\varnothing 18$  - шесть стержней диаметром 18 мм). Вылет стержней должен составлять не менее  $10d_s + s_{w1}$ , где  $d_s = 18 \text{ мм}$  - диаметр стержней,  $s_{w1}$  - шаг стержней поперечной арматуры в опорном сечении.

Монтажную арматуру поз. 6 принимаем  $\varnothing 5$  В500 и устанавливаем с шагом 200 мм.

В полке монолитного ригеля устанавливаем сетки С-1 и С-2, продольные и поперечные стержни принимаем диаметром 8 мм с шагом 200 мм из арматуры класса А240 (для восприятия опорного момента в плитах перекрытия). В зоне стыка ригеля с колонной выполняется нахлест сеток и для этого сетка С-2 изготавливается с вырезом под размеры сечения колонны. Величина нахлеста должна составлять не менее 200 мм.

Конструирование среднего монолитного ригеля выполняем аналогично по дополнительным данным.



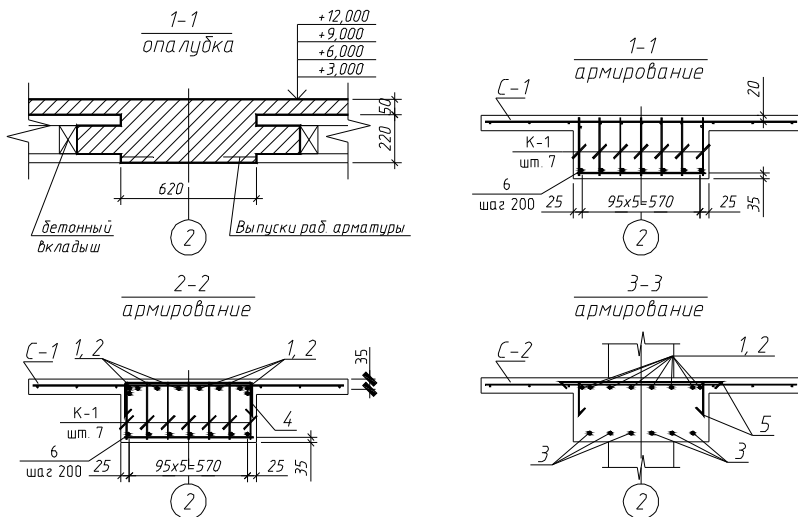


Рис.3.4. Конструирование монолитного ригеля (расположение сечений 1-1, 2-2 и 3-3 см. схему армирования монолитного ригеля)

### 3.2. Расчет железобетонного монолитного ригеля по сечениям, наклонным к продольной оси

**Цель расчета** – обеспечить несущую способность изгибаемого железобетонного монолитного ригеля по сечениям, наклонным к продольной оси.

**Задача** – подобрать необходимую площадь сечения и шаг поперечной арматуры в монолитном ригеле, проверить прочность элемента по сечениям, наклонным к продольной оси, по полосе между наклонными трещинами.

#### Контрольные вопросы

1. Чем определяется прочность ригеля по наклонной полосе между наклонными сечениями?
2. В каких случаях поперечную арматуру можно не устанавливать?
3. Как записать условие прочности по наклонному сечению в балках с поперечной арматурой?
4. Какая арматура может быть использована в качестве поперечной?
5. Какие требования к диаметру поперечной арматуры в сварных каркасах?

6. С каким шагом следует устанавливать поперечную арматуру в железобетонных элементах, в которых поперечная сила не может быть воспринята только бетоном?

В курсовом проекте на этапе 3.2 необходимо выполнить расчет монолитного ригеля по полосе между наклонными трещинами, подбор поперечной арматуры для монолитного железобетонного ригеля крайнего пролета второго этажа. Все необходимые усилия для расчета были получены на этапе 2.

Диаметр поперечных стержней назначается из условия свариваемости и принимается не менее 4 мм. Поперечная арматура диаметром менее 6 мм принимается класса В500, диаметром 6 мм и более – класса А240.

Шаг поперечной арматуры назначаем конструктивно в соответствии с требованиями п.5.21[3] и принимаем кратно 50 мм.

### Пример расчета

**Расчет монолитного ригеля по полосе между наклонными трещинами выполняем согласно блок-схеме 4.1 [6] (номера пунктов расчета соответствуют пунктам блок-схемы). Также расчет может быть выполнен согласно п. 3.30 [3].**

1. Начало.

2. Исходные данные. Геометрические размеры поперечного сечения изгибаемого железобетонного монолитного ригеля составляют:  $b = 620\text{мм}$ ,  $h = 270\text{мм}$ ,  $b'_f = 2620\text{мм}$ ,  $h'_f = 50\text{мм}$ ,  $a = 35\text{мм}$  (рис. 3.2).

Рабочая высота сечения бетона:  $h_0 = 270 - 35 = 235\text{мм}$ .

Характеристики бетона (см. пример расчета этап 3.1):  $R_b = 17\text{МПа}$ .

Расчетная перерезывающая сила согласно результатам расчетов по этапу 2  $Q_{\max} = 142,63\text{кН}$ .

3. Определяем предельную поперечную силу, воспринимаемую бетонной полосой между наклонными сечениями по формуле:

$$Q_{ult} = 0.3R_b b h_0 ; \quad (3.5)$$

$$Q_{ult} = 0.3 \cdot 17 \cdot 620 \cdot 235 = 743,07 \cdot 10^3 \text{ Н} = 743,07\text{кН} .$$

4. Проверяем условие:

$$Q_{\max} \leq Q_{ult} ; \quad (3.6)$$

$$Q_{ult} = 743,07\text{кН} > Q_{\max} = 142,63\text{кН} .$$

5. Прочность элемента по полосе между наклонными трещинами обеспечена.

6. Требуется произвести расчет по прочности на действие поперечной силы по наклонному сечению.

9. Конец.

**Проверку прочности ригеля по сечениям, наклонным к продольной оси, на действие поперечной силы выполняем согласно блок-схеме 4.2 [6] (номера пунктов расчета соответствуют пунктам блок-схемы). Также расчет может быть выполнен согласно п. 3.31 – 3.42 [3].**

1. Начало.

2. Исходные данные. Геометрические размеры поперечного сечения изгибаемого железобетонного монолитного ригеля см. расчет по полосе между наклонными сечениями.

Характеристики бетона (см. пример расчета этап 3):  $R_b = 17 \text{ МПа}$ . По табл. 1 прил. 4 или табл. 2.2 [3] определяем расчетное сопротивление бетона по прочности на растяжение:  $R_{bt} = 1,15 \text{ МПа}$ .

Т.к. диаметр продольной растянутой арматуры каркаса К-1 составляет 18 мм (рассматривается пролетное сечение крайнего монолитного ригеля), то, согласно табл.2 прил.6, наименьший допустимый диаметр стержней другого (поперечного) направления из условия свариваемости составляет 5 мм. Класс поперечной арматуры назначаем В500,  $R_{sw} = 300 \text{ МПа}$  - по табл.2 прил. 4.

Количество поперечных стержней принимаем равным количеству продольных – 7 шт. Тогда площадь сечения семи стержней поперечной арматуры диаметром 5 мм, по табл.1 прил. 6, составит  $A_{sw} = 137,5 \text{ мм}^2$ .

Шаг поперечных стержней на опоре, согласно п. 5.21 [3], назначается из условий:

$$s_w^1 \leq 0,5h_0, s_w^1 \leq 300 \text{ мм}; \quad (3.7)$$

$$s_w^1 \leq 0,5 \cdot 235 = 117,5 \text{ мм}.$$

Принимаем шаг поперечных стержней на опоре  $s_w^1 = 100 \text{ мм}$  - кратно 50 мм.

Шаг поперечных стержней в пролете, согласно п. 5.21 [3], назначается из условий:

$$s_w^2 \leq 0,75h_0, s_w^2 \leq 500\text{мм}; \quad (3.7)$$

$$s_w^2 \leq 0,75 \cdot 235 = 176,25\text{мм}.$$

Принимаем шаг поперечных стержней в пролете  $s_w^2 = 150\text{мм}$  - кратно 50 мм.

Расчетная перерезывающая сила согласно результатам расчетов по этапу 2  $Q_{\max} = 142,63\text{кН}$ , значение полной расчетной нагрузки на 1м.п. ригеля от перекрытия с учетом его собственного веса равно  $q_p^{nep} = 39,36\text{кН/м}$  (см. результаты расчета этапа 1).

3. Определяем значение момента  $M_b$  по формуле:

$$M_b = 1.5R_{br}bh_0^2; \quad (3.8)$$

$$M_b = 1.5 \cdot 1,15 \cdot 620 \cdot 235^2 = 59,06 \cdot 10^6 \text{Нмм} = 59,06\text{кНм}.$$

4. Интенсивность установки поперечных стержней на опоре ( $q_{sw1}$ ) и в пролете ( $q_{sw2}$ ) составляет:

$$q_{sw1} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s_w^1}, q_{sw2} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s_w^2}; \quad (3.9)$$

$$q_{sw1} = \frac{300 \cdot 137,5}{100} = 412,5\text{Н/мм}, q_{sw2} = \frac{300 \cdot 137,5}{150} = 275\text{Н/мм}.$$

5. Находим длину проекции наклонного сечения по формуле:

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_p^{nep}}}; \quad (3.10)$$

$$c = \sqrt{\frac{59,06 \cdot 10^6}{39,36}} = 1224,95\text{мм}.$$

6. Проверяем условия:

$$c < \frac{2h_0}{1 - 0.5 \frac{q_{sw1}}{R_{br}b}}, \frac{q_{sw1}}{R_{br}b} > 2; \quad (3.11)$$

$$1224,95_{\text{мм}} > \frac{2 \cdot 235}{1 - 0,5 \frac{412,5}{1,15 \cdot 620}} = 661,29_{\text{мм}}, \quad \frac{412,5}{1,15 \cdot 620} = 0,58 < 2 \quad -$$

условия не выполняются, и, согласно п. 3.32 [3], значение  $c$  не корректируем.

**8.** Проверяем условие:

$$c > 3h_0; \quad (3.12)$$

$$c = 1224,95_{\text{мм}} > 3h_0 = 3 \cdot 235 = 705_{\text{мм}} \text{ - условие выполняется.}$$

**9.** Согласно блок-схеме 4.2 [6], значение  $c$  принимаем равным  $c = 3h_0$ ,  $c = 705_{\text{мм}}$ .

**10.** Длину проекции наклонной трещины  $c_0$  принимается равной  $c$ :

$$c_0 = c = 705_{\text{мм}}.$$

**11.** Проверяем условие:

$$c_0 > 2h_0; \quad (3.13)$$

$$c_0 = 705_{\text{мм}} > 2h_0 = 2 \cdot 235 = 470_{\text{мм}} \text{ - условие выполняется.}$$

**12.** Согласно блок-схеме 4.2 [6], значение  $c_0$  принимаем равным  $c_0 = 2h_0$ ,  $c_0 = 470_{\text{мм}}$ .

**13.** Поперечную силу, воспринимаемую хомутами в наклонном сечении, определяем по формуле:

$$Q_{sw} = 0,75 q_{sw1} c_0; \quad (3.14)$$

$$Q_{sw} = 0,75 \cdot 412,5 \cdot 470 = 145,41 \cdot 10^3 \text{ Н} = 145,41 \text{ кН}.$$

**14.** Поперечную силу, воспринимаемую бетоном в наклонном сечении, определяем по формуле:

$$Q_b = \frac{M_b}{c}; \quad (3.15)$$

$$Q_b = \frac{59,06 \cdot 10^6}{705} = 83,73 \cdot 10^3 \text{ Н} = 83,73 \text{ кН}.$$

**15.** Поперечная сила в наклонном сечении с длиной проекции  $c$  от внешних сил принимается в сечении, нормальном к продольной оси элемента, проходящем на расстоянии  $c$  от опоры, и определяется по формуле:

$$Q = Q_{\max} - q_p^{nep} c; \quad (3.16)$$

$$Q = 142,63 - 39,36 \cdot 705 / 1000 = 114,88 \text{ кН}.$$

16. Проверяем условие:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw} ; \quad (3.17)$$

$Q = 114,88 \text{ кН} < 83,73 + 145,41 = 229,14 \text{ кН}$  - условие выполняется, согласно п. 17 блок-схемы 4.2 [6], прочность элемента по сечениям, наклонным к продольной оси обеспечена.

При уменьшении интенсивности хомутов от опоры к пролету с  $q_{sw1}$  до  $q_{sw2}$ , вызванным увеличением шага поперечных стержней, длину участка с интенсивностью хомутов  $q_{sw1}$  следует принимать не менее 1/4 пролета монолитного ригеля и не менее значения  $l_1$  (не путать с обозначением шага колонн в продольном направлении), определяемого в зависимости от  $\Delta q_{sw} = 0,75(q_{sw1} - q_{sw2})$ :

$$\Delta q_{sw} = 0,75(412,5 - 275) = 103,13 \text{ Н / мм} = 103,13 \text{ кН / м} .$$

Так как  $\Delta q_{sw} = 103,13 \text{ кН / м} > q_p^{nep} = 39,36 \text{ кН / м}$ , то, согласно п. 3.34 [3], значение  $l_1$  определяем по формуле:

$$l_1 = \frac{Q_{\max} - (Q_{b.\min} + 1,5q_{sw2}h_0)}{q_p^{nep}} - 2h_0 , \quad (3.18)$$

где  $Q_{b.\min} = 0,5R_{bt}bh_0$ ;  $Q_{b.\min} = 0,5 \cdot 1,15 \cdot 620 \cdot 235 = 83,78 \cdot 10^3 \text{ Н} = 83,78 \text{ кН}$ .

Проверяем условие:

$$q_{sw2} \geq 0,25R_{bt}b ; \quad (3.19)$$

$q_{sw2} = 275 \text{ Н / мм} > 0,25 \cdot 1,15 \cdot 620 = 178,25 \text{ Н / мм}$  - условие выполняется, следовательно, значение  $M_b$  и  $Q_{b.\min}$  не корректируем.

$$l_1 = \frac{142,63 - (83,78 + 1,5 \cdot 275 \cdot 235)}{39,36} - 2 \cdot 235 / 1000 = -1,438 \text{ м} = -1438 \text{ мм} .$$

С учетом ширины площадки опирания монолитного ригеля на наружные кирпичные стены (250 мм – см. общие сведения о сборно-монолитном перекрытии, этап 1), значение  $l_1$  составит:  $l_1 = -1438 + 250 = -1188 \text{ мм}$ . Значение  $l_1$  необходимо принимать не менее 1/4 пролета монолитного ригеля, что составляет  $1/4 \cdot 6000 = 1500 \text{ мм}$ .

Окончательно длину участка с интенсивностью хомутов  $q_{sw1}$  назначаем кратно шагу поперечных стержней на опоре, увеличивая значение  $l_1$  при необходимости. Для данного примера значение  $l_1$  составит:  $l_1 = 1500 \text{ мм}$  кратно  $s_w^1 = 100 \text{ мм}$ .

После окончания расчетов по этапу 3, необходимо заполнить контрольный талон. В случае, если все значения контролируемых параметров правильны или неправильным является один параметр, программным комплексом в награду выдаются результаты подбора продольной и поперечной арматуры в среднем пролете монолитного ригеля, а также значение момента инерции приведенного сечения ригеля на опоре (для расчета монолитного ригеля по прогибам на участках без трещин в растянутой зоне). Если неправильными являются два и более параметров, то расчет второго пролета ригеля по первой группе предельных состояний и определение геометрических характеристик приведенного сечения ригеля на опоре необходимо выполнить самостоятельно.

### Пример заполнения контрольного талона:

Этап №3	Задание №1						Фамилия: Седов
Контролируемый параметр	$A_{s1}$ , мм <sup>2</sup>	$A'_{s1}$ , мм <sup>2</sup>	$A_{s2}$ , мм <sup>2</sup>	$A'_{s2}$ , мм <sup>2</sup>	$A_{sw}$ , мм <sup>2</sup>	$s_{w1}$ , мм	$l_1$ , мм
Значение	1769,05	0	1474,21	0	137,5	100	1500

Обозначения контролируемых параметров:

$A_{s1}$  - площадь сечения продольной растянутой арматуры в пролетном сечении монолитного ригеля крайнего пролета, требуемая по расчету;

$A'_{s1}$  - площадь сечения продольной сжатой арматуры в пролетном сечении монолитного ригеля крайнего пролета, требуемая по расчету;

$A_{s2}$  - площадь сечения продольной растянутой арматуры на правой опоре монолитного ригеля крайнего пролета, требуемая по расчету;

$A'_{s2}$  - площадь сечения продольной сжатой арматуры на правой опоре монолитного ригеля крайнего пролета, требуемая по расчету;

$A_{sw}$  - площадь сечения поперечной арматуры монолитного ригеля;

$s_{w1}$  - шаг поперечных стержней с интенсивностью  $q_{sw1}$ ;

$l_1$  - окончательная длина участка с интенсивностью хомутов  $q_{sw1}$ .

**Дополнительные данные для проектирования, полученные от программного комплекса:**

$I_{red}^{sup} = 1867035594 \text{ мм}^4$  - момент инерции приведенного сечения ригеля в опорном сечении;

$A_{s3} = 589,68 \text{ мм}^2$  - площадь сечения продольной растянутой арматуры в пролетном сечении монолитного ригеля среднего пролета, требуемая по расчету;

$A'_{s3} = 0 \text{ мм}^2$  - площадь сечения продольной сжатой арматуры в пролетном сечении монолитного ригеля среднего пролета, требуемая по расчету;

$A_{sw} = 49,5 \text{ мм}^2$  - площадь сечения поперечной арматуры монолитного ригеля среднего пролета.



## ЭТАП 4. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО МОНОЛИТНОГО РИГЕЛЯ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ВТОРОЙ ГРУППЫ

### 4.1. Расчет железобетонного монолитного ригеля по образованию и раскрытию трещин

**Цель** – обеспечить сопротивление раскрытию трещин ( $a_{crc} \leq a_{crc,ult}$ ).

#### **Задачи:**

- определить момент образования трещин с учетом неупругих деформаций растянутого бетона;
- вычислить ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента.

#### **Контрольные вопросы**

1. Какая стадия напряженно-деформированного состояния железобетонных конструкций положена в основу расчета по образованию и раскрытию трещин?
2. От действия каких нагрузок производится расчет по образованию и раскрытию трещин?
3. Как вычисляется приведенная площадь сечения?
4. Как вычисляется момент инерции приведенного сечения?
5. Как учитываются неупругие деформации бетона при определении  $W$  ?
6. Укажите условие образования трещин.
7. Как определяется ширина продолжительного раскрытия трещин?
8. Как определяется ширина непродолжительного раскрытия трещин?

В курсовом проекте на этапе 4 необходимо выполнить расчет монолитного железобетонного ригеля крайнего пролета второго этажа по предельным состояниям второй группы: определить момент трещинообразования, вычислить ширину продолжительного и непродолжительного раскрытия трещин, нормальных к продольной оси ригеля, выполнить расчет по деформациям. Все необходимые усилия для расчета были получены на этапе 2.

В случае если трещины не образуются, расчет по раскрытию трещин выполнять не следует.

#### **Пример расчета**

**Момент образования трещин с учетом упругих деформаций определяем согласно блок-схеме 5.1 [6] (номера пунктов расчета**

соответствуют пунктам блок-схемы). Также расчет может быть выполнен согласно п. 4.4 – 4.8 [3].

1. Начало.

2. Геометрические размеры поперечного сечения изгибаемого железобетонного монолитного ригеля составляют:  $b = 620\text{мм}$ ,  $h = 270\text{мм}$ ,  $b'_f = 2620\text{мм}$ ,  $h'_f = 50\text{мм}$ ,  $a = 35\text{мм}$ ,  $a' = 20 + 5/2 = 22,5\text{мм}$ , где 20 мм – минимальная толщина защитного слоя бетона, 5 – диаметр стержней сжатой арматуры в пролетном сечении (рис. 3.1).

Характеристики бетона и арматуры для расчета ригеля по предельным состояниям второй группы: бетон тяжелый, класс бетона монолитных конструкций по бланку задания (см. этап 1) В30, по табл. 1 прил. 5 или табл. 2.2 [3] расчетное сопротивление бетона по прочности на сжатие:  $R_{b,ser} = 22\text{МПа}$ ,  $R_{bt,ser} = 1,75\text{МПа}$ . Значение начального модуля упругости бетона принимаем по табл. 3 прил. 5 или табл. 2.4 [3]:  $E_b = 32500\text{МПа}$ .

Продольная рабочая арматура по заданию - класса А400, значение модуля упругости арматуры  $E_s$  принимаем равным  $E_s = 200000\text{МПа}$  (см. п. 2.20 [3] или прил. 5). Площадь фактически установленной продольной растянутой арматуры в пролетном сечении составляет  $A_s = 1781\text{мм}^2$  (7  $\varnothing$  18), продольной сжатой:  $A'_s = 137,5\text{мм}^2$  (7  $\varnothing$  5).

За расчетный диаметр стержней растянутой арматуры  $d_s$  принимаем наибольший диаметр –  $d_s = 18\text{мм}$ .

Изгибающий момент ригеля в пролетном сечении в крайнем пролете от действия полной нормативной нагрузки равен:  $M_{пр,норм}^1 = 119,67\text{кНм}$ , в т.ч. изгибающий момент ригеля в пролетном сечении в крайнем пролете от действия нормативной длительной нагрузки:  $M_{пр,норм,l}^1 = 112,41\text{кНм}$ .

3. Площадь поперечного сечения монолитного ригеля в пролетном сечении равна:  $A_b = 0,2674\text{м}^2 = 267400\text{мм}^2$  - см. этап 1.

4. Определяем коэффициент приведения арматуры к бетону:

$$a = \frac{E_s}{E_b}, \quad (4.1)$$

$$a = 200000 / 32500 = 6,15.$$

5. Площадь приведенного сечения монолитного ригеля определяем по формуле:

$$A_{red} = A_b + a(A_s + A'_s), \quad (4.2)$$

$$A_{red} = 267400 + 6,15(1781 + 137,5) = 279198,78 \text{ мм}^2.$$

6. Находим статический момент полного приведенного сечения относительно растянутой грани:

$$S_{red} = S_{1,t} + S_{2,t} + S_{3,t}, \quad (4.3)$$

где  $S_{1,t} = bh \frac{h}{2}$ ;  $S_{1,t} = 620 \cdot 270 \frac{270}{2} = 22599000 \text{ мм}^3$  - статический момент ребра монолитного ригеля относительно растянутой грани;

$$S_{2,t} = (b'_f - b)h'_f \left(h - \frac{h'_f}{2}\right), \quad S_{2,t} = (2620 - 620) \cdot 50 \cdot \left(270 - \frac{50}{2}\right) = 24500000 \text{ мм}^3$$

- статический момент полки монолитного ригеля относительно растянутой грани;

$$S_{3,t} = a[A_s a + A'_s (h - a')], \quad S_{3,t} = 6,15[1781 \cdot 35 + 137,5(270 - 22,5)] = 592652,44 \text{ мм}^3$$

- статический момент сжатой и растянутой арматуры относительно растянутой грани.

$$S_{red} = 22599000 + 24500000 + 592652,44 = 47691652,44 \text{ мм}^3.$$

7. Расстояние от наиболее растянутого волокна бетона до центра тяжести приведенного сечения монолитного ригеля вычисляем по формуле:

$$y_t = \frac{S_{red}}{A_{red}}, \quad (4.4)$$

$$y_t = \frac{47691652,44}{279198,78} = 170,82 \text{ мм}.$$

Расстояние от наиболее сжатого волокна бетона до центра тяжести приведенного сечения монолитного ригеля будет равно:  $y_c = h - y_t$ ,  $y_c = 270 - 170,82 = 99,18 \text{ мм}$ .

8. Момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести определяем по формуле:

$$I_{red} = I_b + I_S + I'_S, \quad (4.5)$$

$$\text{где } I_b = \frac{bh^3}{12} + bh\left(y_t - \frac{h}{2}\right)^2 + \frac{(b'_f - b)h_f'^3}{12} + (b'_f - b)h_f' \left(h - y_t - \frac{h_f'}{2}\right)^2,$$

$$I_b = \frac{620 \cdot 270^3}{12} + 620 \cdot 270 \left(170,82 - \frac{270}{2}\right)^2 + \frac{(2620 - 620)50^3}{12} +$$

$$+ (2620 - 620)50 \left(270 - 170,82 - \frac{50}{2}\right)^2 = 1802841893 \text{ мм}^4;$$

$I_s = aA_s(y_t - a)^2$ ,  $I_s = 6,15 \cdot 1781(170,82 - 35)^2 = 202053551,1 \text{ мм}^4$  - момент инерции растянутой арматуры относительно центра тяжести приведенного сечения;

$I'_s = aA'_s(h - y_t - a')^2$ ,  $I'_s = 6,15 \cdot 137,5(270 - 170,82 - 22,5)^2 =$   
 $= 4972124,82 \text{ мм}^4$  - момент инерции сжатой арматуры относительно центра тяжести приведенного сечения (22,5 – расстояние от верхней грани сечения до центра тяжести стержней сжатой арматуры, определяется как  $20 + d/2$ ,  $20$  – минимальная толщина защитного слоя,  $d$  – диаметр стержней сжатой арматуры).

$$I_{red} = 1802841893 + 202053551,1 + 4972124,82 = 2009867569,92 \text{ мм}^4.$$

9. Момент сопротивления  $W$  определяем по формуле:

$$W = \frac{I_{red}}{y_t}, \quad (4.6)$$

$$W = \frac{2009867569,92}{170,28} = 11765996,77 \text{ мм}^3.$$

10. Согласно п.4.8 [3], для тавровых сечений при определении момента образования трещин с учетом неупругих деформаций растянутого бетона допускается заменять значение  $W$  на  $W_{pl} = Wg$ , где  $g$  - коэффициент, зависящий от формы поперечного сечения элемента, определяемый по табл. 4.1 [3] или прил.5 табл. 4. Для элемента таврового профиля (поперечного сечения монолитного ригеля) коэффициент  $g$  принимается равным 1,3.

$$W_{pl} = 11765996,77 \cdot 1,3 = 15295795,8 \text{ мм}^3.$$

11. Момент образования трещин с учетом неупругих деформаций бетона определяем по формуле:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl}, \quad (4.7)$$

$$M_{crc} = 1,75 \cdot 15295795,8 = 26,77 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 26,77 \text{ кНм}.$$

12. Проверяем условие:

$$M_{crc} < M_{np, норм}^1, \quad (4.8)$$

$M_{crc} = 26,77 \text{ кНм} < M_{np, норм}^1 = 136,41 \text{ кНм}$  - условие выполняется, и, в соответствии с п. 14 блок-схемы 5.1 [6], требуется произвести расчет по раскрытию трещин.

**Ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси монолитного ригеля, определяем согласно блок-схеме 5.2 [6] (номера пунктов расчета соответствуют пунктам блок-схемы). Также расчет может быть выполнен согласно п. 4.4 – 4.8 [3] или 7.2.12[1].**

1. Начало.

2. Исходные данные см. расчет по определению момента трещинообразования.

3. Коэффициент приведения арматуры к бетону определяем по формуле:

$$a_{s1} = \frac{300}{R_{b,ser}}, \quad (4.9)$$

$$a_{s1} = \frac{300}{22} = 13,64.$$

В соответствии с п. 7.2.13 [1], напряжения в растянутой арматуре монолитного ригеля определяют по формуле 4.10, поэтому вычисления п. 4 и 5 блок-схемы 5.2 [6] не производим.

$$s_s = \frac{M(h_0 - y_c)}{I_{red}^x} a_{s1}, \quad (4.10)$$

где  $I_{red}^x$  - момент инерции приведенного поперечного сечения монолитного ригеля, определяемые с учетом площади сечения только сжатой зоны бетона, площадей сечения растянутой и сжатой арматуры согласно п. 7.3.11 [1], принимая в соответствующих формулах значения коэффициента приведения арматуры к бетону  $a_{s2} = a_{s1}$ .

Для определения высоты сжатой зоны бетона вычисляем коэффициенты армирования:

$$m_s = \frac{A_s}{bh_0}, \quad m'_s = \frac{A'_s}{bh_0}, \quad m'_f = \frac{A'_f}{bh_0}, \quad (4.11)$$

где  $A_f = (b'_f - b)h'_f$  - площадь сжатых свесов полок.

$$m_s = \frac{1781}{620 \cdot 235} = 0,012, m'_s = \frac{137,5}{620 \cdot 235} = 0,001,$$

$$m'_f = \frac{(2620 - 620)50}{620 \cdot 235} = 0,686.$$

Высоту сжатой зоны определяем по формуле 7.43 [1]:

$$x_m = h_0 \left( \sqrt{(m_s a_{s2} + m'_s a_{s1} + m'_f)^2 + 2(m_s a_{s2} + m'_s a_{s1} \frac{a'}{h_0} + m'_f \frac{h'_f}{2h_0}) - (m_s a_{s2} + m'_s a_{s1} + m'_f)} \right) \quad (4.12)$$

Принимая  $a_{s2} = a_{s1}$ , находим  $x_m$ :

$$(m_s a_{s2} + m'_s a_{s1} + m'_f) = 0,012 \cdot 13,64 + 0,001 \cdot 13,64 + 0,686 = 0,863$$

$$x_m = 235 \left( \sqrt{0,863^2 + 2(0,012 \cdot 13,64 + 0,001 \cdot 13,64 \frac{22,5}{235} + 0,686 \frac{50}{2 \cdot 235}) - 0,863} \right) = 56,84 \text{ мм}.$$

Момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести с учетом площади сечения только сжатой зоны бетона, площадей сечения растянутой и сжатой арматуры определяем по формуле:

$$I_{red}^x = I_b + a_{s2} I_S + a_{s1} I'_S, \quad (4.13)$$

$$\text{где } I_b = \frac{bx_m^3}{12} + bx_m \left( y_c - \frac{x_m}{2} \right)^2 + \frac{(b'_f - b)h'_f{}^3}{12} + (b'_f - b)h'_f \left( y_c - \frac{h'_f}{2} \right)^2,$$

$$I_b = \frac{620 \cdot 56,84^3}{12} + 620 \cdot 56,86 \left( 99,18 - \frac{56,84}{2} \right)^2 + \frac{(2620 - 620)50^3}{12} + (2620 - 620)50 \left( 99,18 - \frac{50}{2} \right)^2 = 757038425,3 \text{ мм}^4 - \text{ момент инерции}$$

приведенного сечения относительно его центра тяжести с учетом площади сечения только сжатой зоны;

$I_S = A_s (y_i - a)^2$ ,  $I_S = 1781(170,82 - 35)^2 = 32854235,94 \text{ мм}^4$  - момент инерции растянутой арматуры относительно центра тяжести приведенного сечения;

$I'_S = A'_s (y_c - a')^2$ ,  $I'_S = 137,5(99,18 - 22,5)^2 = 808475,58 \text{ мм}^4$  - момент инерции сжатой арматуры относительно центра тяжести приведенного сечения.

Принимая  $a_{s2} = a_{s1}$ , находим  $I_{red}^x$ :

$$I_{red}^x = 757038425,3 + 13,64 \cdot 32854235,94 + 13,64 \cdot 808475,58 = 1216197810 \text{ мм}^4.$$

**6.** Определяем высоту растянутой зоны бетона:

$$y = y_t k, \quad (4.14)$$

где  $y_t = 170,82 \text{ мм}$  - расстояние от наиболее растянутого волокна бетона до центра тяжести приведенного сечения монолитного ригеля (см. определение момента трещинообразования);

$k$  - поправочный коэффициент, равный 0,9 для элементов таврового сечения с полкой в сжатой зоне.

$$y = 170,82 \cdot 0,9 = 153,74 \text{ мм}.$$

**7.** При определении площади сечения растянутого бетона, высота растянутой зоны бетона  $y$  принимается не менее  $2a$  и не более  $0,5h$ :

$y = 153,74 \text{ мм} > 2a = 2 \cdot 35 = 70 \text{ мм}$  - условие выполняется, значение  $y$  не корректируем.

**9.** Также значение  $y$  не должно превышать  $0,5h$ :

$y = 153,74 \text{ мм} > 0,5h = 0,5 \cdot 270 = 135 \text{ мм}$  - условие не выполняется, значение  $y$  необходимо скорректировать.

**10.** Окончательно значение  $y$  принимаем равным  $0,5h$ :

$$y = 0,5 \cdot 270 = 135 \text{ мм}.$$

**11.** Определяем площадь сечения растянутого бетона по формуле:

$$A_{bt} = by, \quad (4.15)$$

$$A_{bt} = 620 \cdot 135 = 83700 \text{ мм}^2.$$

**12.** Значение базового расстояния между трещинами  $l_s$  определяем по формуле:

$$l_s = 0,5 \frac{A_{bt}}{A_s} d_s, \quad (4.16)$$

где  $d_s = 18 \text{ мм}$  - см. исходные данные определения момента трещинообразования.

$$l_s = 0,5 \frac{83700}{1781} 18 = 422,96 \text{ мм} .$$

**13.** Значение  $l_s$  принимают не менее  $10d_s$  и 100мм:

$$l_s = 422,96 \text{ мм} > 10d_s = 10 \cdot 18 = 180 \text{ мм} , \quad l_s = 422,96 \text{ мм} > 100 \text{ мм} \quad -$$

условия выполняются, значение  $l_s$  не корректируем.

**15.** Значение  $l_s$  принимают не более  $40d_s$  и 400мм:

$$l_s = 422,96 \text{ мм} < 40d_s = 40 \cdot 18 = 720 \text{ мм} , \quad l_s = 422,96 \text{ мм} > 400 \text{ мм} \quad -$$

условие не выполняется, значение  $l_s$  необходимо скорректировать.

**16.** Окончательно значение  $l_s$  принимаем равным:

$$l_s = 400 \text{ мм} .$$

**17.** Значение напряжения в растянутой арматуре монолитного ригеля определяем по формуле 4.10, принимая  $M = M_{пр,норм}^1 = 119,67 \text{ кНм}$  - к определению ширины раскрытия трещин при действии полной нормативной нагрузки;  $M = M_{пр,норм,l}^1 = 112,41 \text{ кНм}$  - к определению ширины раскрытия трещин при действии нормативной длительной нагрузки.

$$s_s = \frac{119,67(235 - 99,18)}{1216197810} 13,64 = 182,29 \text{ МПа} \quad - \quad \text{напряжения в}$$

растянутой арматуре монолитного ригеля при действии полной нормативной нагрузки.

$$s_s = \frac{112,41(235 - 99,18)}{1216197810} 13,64 = 171,23 \text{ МПа} \quad - \quad \text{напряжения в растянутой}$$

арматуре монолитного ригеля при действии нормативной длительной нагрузки.

**18.** Определяем значение коэффициента  $y_s$ , учитывающего неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами:

$$y_s = 1 - 0,8 \frac{M_{ср}}{M} , \quad (4.17)$$

где  $M$  - см. п.17.

$$y_s = 1 - 0,8 \frac{26,77}{119,67} = 0,82 \quad - \quad \text{при действии полной нормативной нагрузки;}$$



$$y_s = 1 - 0,8 \frac{26,77}{112,41} = 0,81 \quad - \text{ при действии нормативной длительной}$$

нагрузки.

**19.** Определяем значения коэффициентов  $j_i$  согласно п.4.10 [3]:

$j_1$  - коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки и принимаемый равным:

1,0 – при непродолжительном действии нагрузки;

1,4 – при продолжительном действии нагрузки;

$j_2$  - коэффициент, учитывающий профиль продольной арматуры и принимаемый равным 0,5 – для арматуры класса А400;

$j_3$  - коэффициент, учитывающий характер нагружения и принимаемый равным 1,0 – для изгибаемых элементов.

**20.** Ширину раскрытия трещин определяем по формуле:

$$a_{crc} = j_1 j_2 j_3 y_s \frac{S_s}{E_s} l_s, \quad (4.18)$$

при продолжительном действии длительных нагрузок:

$$a_{crc1} = 1,4 \cdot 0,5 \cdot 1 \cdot 0,81 \frac{171,23}{200000} 400 = 0,19 \text{ мм};$$

при непродолжительном действии полной нагрузки:

$$a_{crc2} = 1 \cdot 0,5 \cdot 1 \cdot 0,82 \frac{182,29}{200000} 400 = 0,15 \text{ мм};$$

при непродолжительном действии длительных нагрузок:

$$a_{crc2} = 1 \cdot 0,5 \cdot 1 \cdot 0,81 \frac{171,23}{200000} 400 = 0,14 \text{ мм}.$$

Согласно п. 4.14 [3], ширина продолжительного раскрытия трещин будет равна:

$$a_{crc} = a_{crc,1}, \quad (4.19)$$

$$a_{crc} = 0,19 \text{ мм}.$$

Ширину непродолжительного раскрытия трещин принимаем равной:

$$a_{crc} = a_{crc,1} + a_{crc,2} - a_{crc,3}, \quad (4.20)$$

$$a_{crc} = 0,19 + 0,15 - 0,14 = 0,2 \text{ мм}.$$

**21.** Проверяем условие:

$$a_{crc} \geq a_{crc,ult}, \quad (4.21)$$

где  $a_{crc,ult}$  - предельно допустимая ширина раскрытия трещин, принимаемая равной:

0,3 мм – при продолжительном раскрытии трещин;

0,4 мм – при непродолжительном раскрытии трещин.

$a_{crc,1} = 0,19\text{мм} < a_{crc,ult} = 0,3\text{мм}$  - условие выполняется;

$a_{crc} = 0,2\text{мм} < a_{crc,ult} = 0,4\text{мм}$  - условие выполняется.

Следовательно, требования к монолитному ригелю по трещиностойкости удовлетворяются, ширина продолжительного раскрытия трещин меньше предельно допустимой.

**22.** В соответствии с п.22 блок-схемы 5.2 [6], если требования к элементу не удовлетворяются, то необходимо изменить один или несколько параметров исходных данных: увеличить класс бетона конструкции, изменить размеры конструкции, увеличить площадь сечения растянутой арматуры. **В курсовом проекте** класс бетона определен заданием на проектирование (класс бетона менять нельзя), размеры поперечного сечения ригеля назначены в результате компоновки перекрытия – т.е. также определены заданием. Поэтому, в случаях, когда условие 4.21 не выполняется, необходимо увеличить площадь сечения растянутой арматуры в монолитном ригеле.

В случае если требования по трещиностойкости, предъявляемые к монолитному ригелю, не удовлетворяются, но ручной расчет выполнен правильно, программой проверки в награду будут выданы уточненное значение площади сечения растянутой арматуры. Если ручной счет выполнен неправильно, то подбор растянутой арматуры с учетом требований трещиностойкости необходимо выполнить самостоятельно.

**23.** Расчет по деформациям необходимо производить с учетом трещин в растянутой зоне.

## 4.2. Расчет железобетонного монолитного ригеля по деформациям (по прогибам)

**Цель** – обеспечить требования по эксплуатационной пригодности железобетонного элемента по деформациям.

**Задача** – вычислить прогиб и сравнить с предельно допустимым значением:

$$f \leq f_{ult}. \quad (4.22)$$

### Контрольные вопросы

1. С какой целью выполняется определение прогибов конструкций?
2. От каких нагрузок вычисляется прогиб элемента?
3. От чего зависит коэффициент  $S$  в формуле  $f = Sl^2 \left( \frac{1}{r} \right)_{\max}$  ?
4. Как определяется кривизна элемента на участке без трещин в растянутой зоне?
5. Как определяется кривизна элемента на участке с трещинами в растянутой зоне?
6. Как определить полную кривизну изгибаемого элемента не имеющего трещин в растянутой зоне?
7. Как определить полную кривизну изгибаемого элемента с трещинами в растянутой зоне?

Согласно п. 4.19 [3], для изгибаемых элементов с защемленными опорами прогиб в середине пролета может определяться по формуле:

$$f = \left\{ \left[ \left( \frac{1}{r} \right)_{\max} S - 0.5 \left[ \left( \frac{1}{r} \right)_{\text{sup},l} + \left( \frac{1}{r} \right)_{\text{sup},r} \right] \cdot \left( \frac{1}{8} - S \right) \right] \right\} l_0^2, \quad (4.23)$$

где  $\left( \frac{1}{r} \right)_{\max}$ ,  $\left( \frac{1}{r} \right)_{\text{sup},l}$ ,  $\left( \frac{1}{r} \right)_{\text{sup},r}$  - кривизна соответственно в середине пролета, на левой и правой опорах;

$S = \frac{5}{48}$  - коэффициент, принимаемый по табл. 4.3 [3] как для свободно опертой балки.

В курсовом проекте кривизна на левой опоре будет равняться нулю т.к. монолитный ригель опирается на наружную кирпичную стену шарнирно. Тогда, формула (4.23) примет вид:

$$f = \left[ \left( \frac{1}{r} \right)_{\max} S - 0.5 \left( \frac{1}{r} \right)_{\sup, r} \cdot \left( \frac{1}{8} - S \right) \right] l_0^2. \quad (4.24)$$

В примере расчета курсового проекта на этапе 4.2 рассмотрен расчет крайнего ригеля по деформациям **с учетом трещин** в растянутой зоне. При определении прогибов железобетонного элемента на участке **без трещин** в растянутой зоне в п. 13 блок-схемы 6.1 кривизну необходимо определять по формуле:

$$\left( \frac{1}{r} \right)_i = \frac{M_n}{E_{b1} I_{red}}, \quad (4.25)$$

где  $E_{b1}$  - модуль деформации сжатого бетона, принимаемый равным:

при непродолжительном действии нагрузки  $E_{b1} = 0.85 E_b$  ;

при продолжительном действии нагрузки  $E_{b1} = \frac{E_b}{1 + j_{b, crc}}$  , где  $j_{b, crc}$  -

коэффициент ползучести бетона, принимаемый в зависимости от относительной влажности воздуха и класса бетона по табл. 4.4 [3].

Полную кривизну изгибаемых элементов для участков без трещин в растянутой зоне в п. 14 блок-схемы 6.1 определяют по формуле:

$\frac{1}{r} = \left( \frac{1}{r} \right)_1 + \left( \frac{1}{r} \right)_2$  , где  $\left( \frac{1}{r} \right)_1$  и  $\left( \frac{1}{r} \right)_2$  - кривизны соответственно от непродолжительного действия кратковременных нагрузок и от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок.

Для элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений, эксплуатируемых при влажности выше 40%, кривизну на участках с трещинами в растянутой зоне (блок-схема 6.1 в п. 13) допускается определять по формуле:

$$\left( \frac{1}{r} \right)_i = \frac{M - j_2 b h^2 R_{bt, ser}}{j_1 E_s A_s h_0^2}, \quad (4.26)$$

где  $j_1$  - см. табл. 4.5 [3] или прил.5 табл.5;

$j_2$  - см. табл. 4.6 [3] или прил.5 табл.6;

При этом вычисления по п. 3 – 12 блок-схемы 6.1 производить не нужно.

## Пример расчета

Расчет монолитного ригеля по прогибам с трещинами в растянутой зоне выполняем согласно блок-схеме 6.1 [6] (номера пунктов расчета соответствуют пунктам блок-схемы). Также расчет может быть выполнен согласно п. 4.17 – 4.25 [3] или п. 7.3.3 – 7.3.14 [1].

1. Начало.

2. Геометрические размеры рассматриваемого поперечного сечения изгибаемого железобетонного монолитного ригеля в пролете (рис. 3.1) составляют:  $b = 620\text{мм}$ ,  $h = 270\text{мм}$ ,  $b'_f = 2620\text{мм}$ ,  $h'_f = 50\text{мм}$ ,  $a = 35\text{мм}$ .

Геометрические размеры поперечного сечения изгибаемого железобетонного монолитного ригеля на опоре составляют:  $b = 620\text{мм}$ ,  $h = 270\text{мм}$ ,  $b'_f = 2620\text{мм}$ ,  $h'_f = 30,5\text{мм}$ ,  $a = 35\text{мм}$  (рис. 3.2).

Расчетный пролет монолитного ригеля составляет:  $l_0 = l_2 - \frac{h_k}{2} + 250 \frac{1}{3}$ ,  $l_0 = 6000 - 125 + 250 \frac{1}{3} = 5958,33\text{мм}$  ( $h_k = 250\text{мм}$  - высота сечения колонны, 250 – ширина площадки опирания монолитного ригеля на кирпичную стену).

Характеристики бетона и арматуры для расчета ригеля по предельным состояниям второй группы см. расчет по определению момента трещинообразования.

Площадь фактически установленной продольной растянутой арматуры в пролетном сечении составляет  $A_s = 1781\text{мм}^2$  (7  $\varnothing$  18), продольной сжатой:  $A'_s = 137,5\text{мм}^2$  (7  $\varnothing$  5).

Площадь фактически установленной продольной растянутой арматуры в опорном сечении составляет  $A_s = 1514\text{мм}^2$  (6  $\varnothing$  16 и 2  $\varnothing$  14), продольной сжатой:  $A'_s = 1527\text{мм}^2$  (6  $\varnothing$  18) (см. раздел «конструирование» п. 3.1).

Изгибающий момент ригеля в пролетном сечении в крайнем пролете от действия полной нормативной нагрузки (см. этап 2 дополнительные данные) равен:  $M^1_{пр,норм} = 119,67\text{кНм}$ , в т.ч. изгибающий момент ригеля в пролетном сечении в крайнем пролете от действия нормативной длительной нагрузки:  $M^1_{пр,норм,l} = 112,41\text{кНм}$ . Изгибающий момент ригеля в опорном сечении по грани средней колонны от действия полной нормативной нагрузки равен:  $M_{оп,норм} = 114,01\text{кНм}$ , - изгибающий

момент ригеля в опорном сечении по грани средней колонны от действия нормативной длительной нагрузки равен  $M_{он,норм,л} = 108,93 \text{кНм}$ .

В примере расчета кривизну определяем по формуле 4.26.

13. Для определения кривизны монолитного ригеля находим значения коэффициентов  $m$ ,  $m'_f$ , а также значение коэффициента приведения сжатой арматуры к бетону  $a_{s1}$ :

$$m = \frac{A_s}{bh_0}, \quad m'_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0} + \frac{A'_s}{bh_0} a_{s1};$$

где  $a_{s1} = \frac{560}{R_{b,ser}}$ ,  $a_{s1} = \frac{560}{22} = 25,45$  - для продолжительного действия нагрузки при определении коэффициента  $j_1$ ;

$$a_{s1} = \frac{300}{R_{b,ser}}, \quad a_{s1} = \frac{300}{22} = 13,64 \text{ - для непродолжительного действия}$$

нагрузки при определении коэффициента  $j_1$  и при определении коэффициента  $j_2$ .

Значения коэффициентов  $ma_{s1}$ ,  $m'_f$  для определения кривизны сечения ригеля в пролете составят:

для продолжительного действия нагрузок при определении коэффициента  $j_1$ :

$$ma_{s1} = \frac{1781}{620 \cdot 235} 25,45 = 0,311,$$

$$m'_f = \frac{(2620 - 620)50}{620 \cdot 235} + \frac{137,5}{620 \cdot 235} 25,45 = 0,710;$$

для непродолжительного действия нагрузок при определении коэффициента  $j_1$  и при определении коэффициента  $j_2$ :

$$ma_{s1} = \frac{1781}{620 \cdot 235} 13,64 = 0,167,$$

$$m'_f = \frac{(2620 - 620)50}{620 \cdot 235} + \frac{137,5}{620 \cdot 235} 13,64 = 0,699.$$

Значения коэффициентов  $ma_{s1}$ ,  $m'_f$  для определения кривизны сечения ригеля на опоре составят:

для продолжительного действия нагрузок при определении коэффициента  $j_1$ :

$$ma_{s1} = \frac{1514}{620 \cdot 235} 25,45 = 0,264 ,$$

$$m'_f = \frac{(2620 - 620)30,5}{620 \cdot 235} + \frac{1527}{620 \cdot 235} 25,45 = 0,685 ;$$

для непродолжительного действия нагрузок при определении коэффициента  $j_1$  и при определении коэффициента  $j_2$ :

$$ma_{s1} = \frac{1514}{620 \cdot 235} 13,64 = 0,142 ,$$

$$m'_f = \frac{(2620 - 620)30,5}{620 \cdot 235} + \frac{1527}{620 \cdot 235} 13,64 = 0,562 .$$

Коэффициент  $j_1$  определяем по табл. 4.5 [3] или прил.5 табл.5, коэффициент  $j_2$  - по табл. 4.5 [3] или прил.5 табл.6.

- Находим кривизну монолитного ригеля от непродолжительного действия всех нагрузок:

для сечения в пролете:  $j_1 = 0,686$ , коэффициент  $j_2 = 0,260$ .

Кривизну вычисляем по формуле 4.26:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{119,67 \cdot 10^6 - 0,260 \cdot 620 \cdot 270^2 \cdot 1,75}{0,686 \cdot 200000 \cdot 1781 \cdot 235^2} = 7,34 \cdot 10^{-6} \frac{1}{мм} ;$$

для сечения на опоре:  $j_1 = 0,680$ ,  $j_2 = 0,246$ ,

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{1, \text{sup}, r} = \frac{114,01 \cdot 10^6 - 0,246 \cdot 620 \cdot 270^2 \cdot 1,75}{0,680 \cdot 200000 \cdot 1514 \cdot 235^2} = 8,32 \cdot 10^{-6} \frac{1}{мм} .$$

- Определяем кривизну от непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок:

для сечения в пролете:  $j_1 = 0,686$ ,  $j_2 = 0,260$ ,

$$\left(\frac{1}{r}\right)^2 = \frac{112,41 \cdot 10^6 - 0,26 \cdot 620 \cdot 270^2 \cdot 1,75}{0,686 \cdot 200000 \cdot 1781 \cdot 235^2} = 6,81 \cdot 10^{-6} \frac{1}{мм} ;$$

для сечения на опоре:  $j_1 = 0,680$ ,  $j_2 = 0,246$ ,

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{2, \text{sup}, r} = \frac{108,93 \cdot 10^6 - 0,246 \cdot 620 \cdot 270^2 \cdot 1,75}{0,68 \cdot 200000 \cdot 1514 \cdot 235^2} = 7,87 \cdot 10^{-6} \frac{1}{мм} .$$

- Определяем кривизну от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок:

для сечения в пролете:  $j_1 = 0,603$ ,  $j_2 = 0,240$ ,

$$\left(\frac{1}{r}\right)^3 = \frac{112,41 \cdot 10^6 - 0,24 \cdot 620 \cdot 270^2 \cdot 1,75}{0,603 \cdot 200000 \cdot 1781 \cdot 235^2} = 7,88 \cdot 10^{-6} \frac{1}{мм};$$

для сечения на опоре:  $j_1 = 0,626$ ,  $j_2 = 0,226$ ,

$$\left(\frac{1}{r}\right)^3_{sup,r} = \frac{108,93 \cdot 10^6 - 0,226 \cdot 620 \cdot 270^2 \cdot 1,75}{0,626 \cdot 200000 \cdot 1514 \cdot 235^2} = 8,7 \cdot 10^{-6} \frac{1}{мм}.$$

**14.** Полную кривизну монолитного ригеля для участков с трещинами в растянутой зоне определяем по формуле:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{max} = \left(\frac{1}{r}\right)^1 - \left(\frac{1}{r}\right)^2 + \left(\frac{1}{r}\right)^3, \quad (4.27)$$

где  $\left(\frac{1}{r}\right)^1$  - кривизна от непродолжительного действия всех нагрузок, на

которые производят расчет по деформациям;

$\left(\frac{1}{r}\right)^2$  - кривизна от непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок;

$\left(\frac{1}{r}\right)^3$  - кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок.

Для сечения в пролете полная кривизна будет равна:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{max} = (7,34 - 6,81 + 7,88) \cdot 10^{-6} = 8,41 \cdot 10^{-6} \frac{1}{мм};$$

Для сечения на опоре полная кривизна будет равна:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{sup,r} = (8,32 - 7,87 + 8,7) \cdot 10^{-6} = 9,15 \cdot 10^{-6} \frac{1}{мм}.$$

**15.** Коэффициент  $S$  принимаем как для свободно опертой балки:  $S = \frac{5}{48}$ .

**16.** Прогиб крайнего пролета монолитного ригеля определяем по формуле 4.24:



$$f = \left[ 8,41 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{5}{48} - 0,5 \cdot 9,15 \cdot 10^{-6} \cdot \left( \frac{1}{8} - \frac{5}{48} \right) \right] \cdot 5958,33^2 = 27,72 \text{ мм} .$$

17. Согласно п. 10.7 [4] находим  $f_{ult} = \frac{1}{195,14} l_0$ ,

$$f_{ult} = \frac{1}{195,14} 5958,33 = 29,89 \text{ мм} .$$

Проверяем условие 4.22:

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

$f = 27,72 \text{ мм} < f_{ult} = 29,89 \text{ мм}$  - условие выполняется.

18. В случае, когда условие 4.22 не выполняется, для обеспечения требований по эксплуатационной пригодности железобетонного монолитного ригеля по деформациям, необходимо увеличить площадь сечения растянутой арматуры ригеля в пролете.

После окончания расчетов по этапу 4, необходимо заполнить контрольный талон. В случае, если требования по эксплуатационной пригодности, предъявляемые к монолитному ригелю, не удовлетворяются, но ручной расчет выполнен правильно, программой проверки в награду будут выданы уточненное значение площади сечения растянутой арматуры. Если ручной счет выполнен неправильно, то подбор растянутой арматуры с учетом требований трещиностойкости и эксплуатационной пригодности монолитного ригеля необходимо выполнить самостоятельно.

### Пример заполнения контрольного талона:

Этап №4	Задание №1		Фамилия: Седов		
Контролируемый параметр	$I_{red}$ , мм <sup>4</sup>	$M_{crc}$ , кНм	$a_{crc,1}$ , мм	$a_{crc}$ , мм	$f$ , мм
Значение	2009867569	26,77	0,19	0,2	27,72

Обозначения контролируемых параметров:

$I_{red}$  - момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести;

$M_{crc}$  - момент образования трещин с учетом неупругих деформаций бетона;

$a_{crc,1}$  - ширина продолжительного раскрытия трещин;

$a_{crc}$  - ширина непродолжительного раскрытия трещин;

$f$  - прогиб крайнего пролета монолитного ригеля.

**Дополнительные данные для проектирования и уточненные значения площади сечения растянутой арматуры, полученные от программного комплекса:**

$A_s = 1781 \text{ мм}^2$  - уточненное значение площади сечения продольной растянутой арматуры в пролетном сечении монолитного ригеля крайнего пролета, требуемая по расчету по второй группе предельных состояний;

$a_{cr,1} = 0,07 \text{ мм}$  - ширина продолжительного раскрытия трещин ригеля среднего пролета;

$a_{cr} = 0,08 \text{ мм}$  - ширина непродолжительного раскрытия трещин ригеля среднего пролета;

$f = 14,52 \text{ мм}$  - прогиб среднего пролета монолитного ригеля.

## **ЭТАП 5. РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ СБОРНОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ КОЛОННЫ НА ДЕЙСТВИЕ ПРОДОЛЬНОЙ СИЛЫ, ПРИЛОЖЕННОЙ СО СЛУЧАЙНЫМ ЭКСЦЕНТРИСИТЕТОМ, И МОНОЛИТНОГО ЦЕНТРАЛЬНО НАГРУЖЕННОГО ФУНДАМЕНТА**

### **5.1. Расчет по прочности сборной железобетонной колонны на действие сжимающей продольной силы со случайным эксцентриситетом**

**Цель** – обеспечить несущую способность железобетонного элемента.

**Задачи** - подобрать необходимую площадь сечения продольной сжатой и поперечной арматуры в сечении сборной железобетонной колонны; сконструировать элемент.

#### **Контрольные вопросы**

1. Какие условия статики используют при расчете на внецентренное сжатие сечений, нормальных к продольной оси?
2. Назовите величину случайного эксцентриситета.
3. Как учитывается влияние прогиба элемента при расчете?
4. Назовите условия определения расчетной длины внецентренно сжатого элемента.
5. Назовите значение максимального коэффициента армирования для внецентренно сжатых элементов.

В курсовом проекте на этапе 5 необходимо подобрать необходимую площадь сечения продольной сжатой и поперечной арматуры в сечении сборной железобетонной колонны. При этом значение эксцентриситета продольной силы принимаем равным случайному эксцентриситету  $e_a$  (определяется согласно п. 3.49 [3]). Все необходимые усилия для расчета были получены на этапе 2.

Сечение колонн рекомендуется армировать симметричной арматурой. В расчетах количество стержней продольной арматуры рекомендуется принимать равным четырем и размещать их в углах поперечного сечения колонны. В соответствии с п. 5.17 [3], в колоннах с размером меньшей стороны сечения 250 мм и более диаметр продольных стержней рекомендуется назначать не менее 16 мм. При этом значения коэффициента армирования должны быть не менее указанных в табл. 5.2 [3] и не более 3%.

Толщину защитного слоя бетона следует принимать не менее значений, указанных в табл. 5.1 [3].

Диаметр стержней поперечной арматуры следует назначать из условия свариваемости (см. табл. 2 прил. 6). Шаг поперечных стержней у каждой грани колонны назначать кратно 50 мм и принимать не более 500 мм и не более  $20d$ , ( $d$  - наибольший диаметр стержней продольной арматуры) что обеспечивает закрепление сжатых стержней от их бокового выпучивания в любом направлении.

На концевых участках колонн следует применять косвенное армирование в виде пакета поперечных сварных сеток. Для косвенного армирования использовать арматурную сталь класса В500 диаметром 5 мм. Размер ячейки сетки назначать не менее 45 мм, не более  $1/4$  меньшей стороны сечения колонны и не более 100 мм. Количество сеток устанавливать не менее четырех и размещать на длине  $10d$ , при этом шаг сеток должен составлять не менее 60 мм, не более  $1/3$  меньшей стороны сечения колонны и не более 150 мм ( $d$  - наибольший диаметр стержней продольной арматуры). Первую сварную сетку располагать на расстоянии 15 – 20 мм от нагруженной поверхности.

### Пример расчета

**Выбор продольной арматуры выполняем согласно блок-схеме 7.1 [6] (номера пунктов расчета соответствуют пунктам блок-схемы). Также расчет может быть выполнен согласно п. 3.49 – 3.58 [3].**

1. Начало.

2. Сечение колонны принято на этапе 1 и составляет:  $b = h = 250\text{мм}$ . Величину защитного слоя назначаем в соответствии с требованиями п.5.6 – 5.8 [3] и принимаем  $a = 40\text{мм}$ . Длина колонны первого этажа составляет  $l = 3150\text{мм}$  (рис. 1.16). Расчетную длину элемента принимаем согласно требованиям п. 6.2.18 [1]:  $l_0 = 0,8l = 0,8 \cdot 3150 = 2520\text{мм}$ .

Характеристики бетона и арматуры: бетон тяжелый, класс бетона для сборных конструкций по бланку задания (см. этап 1) В20, по табл. 1 прил. 4 или табл. 2.2 [3] определяем расчетное сопротивление бетона по прочности на сжатие:  $R_b = 11,5\text{МПа}$ . Так как колонна сборная (изготавливается в заводских условиях в горизонтальном положении) расчетное сопротивление бетона по прочности на сжатие не снижаем.

Продольная рабочая арматура по заданию - класса А400, расчетное значение сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы определяем по табл. 2 прил. 4 или по табл. 2.6 [3]:  $R_{sc} = 355\text{МПа}$ .

Расчетные усилия в колонне первого этажа:

- усилие в колонне первого этажа от расчетных нагрузок с учетом ее собственного веса:  $N = 956,22 \text{ кН}$ ,
- усилие в колонне первого этажа от расчетных длительных нагрузок с учетом ее собственного веса:  $N_l = 895,4 \text{ кН}$ .

3. Определяем рабочую высоту сечения бетона колонны:

$$h_0 = 250 - 40 = 210 \text{ мм}.$$

Так как  $l_0/h = 2520/250 = 10,08 > 4$ ,  $l_0/h = 10,08 < 20$  - расчет допускается производить из условия:

$$N \leq j (R_b A + R_s A_s). \quad (5.1)$$

При  $N_l/N = 895,4/956,22 = 0,94$ ,  $l_0/h = 10,08$  по прил. 7 табл. 1, 2 или табл. 3.5 и 3.6 [3] находим  $j_b = 0,884$ ,  $j_{sb} = 0,881$ .

Предварительно вычисляем требуемую площадь сечения по формуле (5.2), принимая  $f = 0,9$ :

$$A_{s,tot} = \frac{N}{j R_{sc}} - A \frac{R_b}{R_{sc}}, \quad (5.2)$$

где  $A$  - площадь поперечного сечения колонны.

$$A_{s,tot} = \frac{956,22 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 355} - 250 \cdot 250 \frac{11,55}{355} = 968,22 \text{ мм}^2.$$

Определяем коэффициенты  $a_s$  и  $j$  по формулам:

$$a_s = \frac{R_s A_{s,tot}}{R_b A}, \quad j = j_b + 2(j_{sb} - j_b) a_s. \quad (5.3)$$

Если  $a_s > 0,5$  принимаем  $j = j_{sb}$ .

$$a_s = \frac{355 \cdot 968,22}{11,5 \cdot 250 \cdot 250} = 0,48 < 0,5, \quad j = 0,884 + 2(0,881 - 0,884)0,48 = 0,881.$$

Коэффициент  $j$  принимается не более  $j_{sb}$ ,  $j = 0,881$ .

$$A_{s,tot} = \frac{956,22 \cdot 10^3}{0,881 \cdot 355} - 250 \cdot 250 \frac{11,55}{355} = 1032,76 \text{ мм}^2.$$

Принимаем  $A_{s,tot} = 1256 \text{ мм}^2$  - 4 Ø 20. Выполним проверку прочности сечения колонны с учетом площади сечения фактически принятой арматуры.

Фактическую несущую способность колонны находим по формуле:

$$N_u = j (R_b A + R_s A_s), \quad (5.4)$$

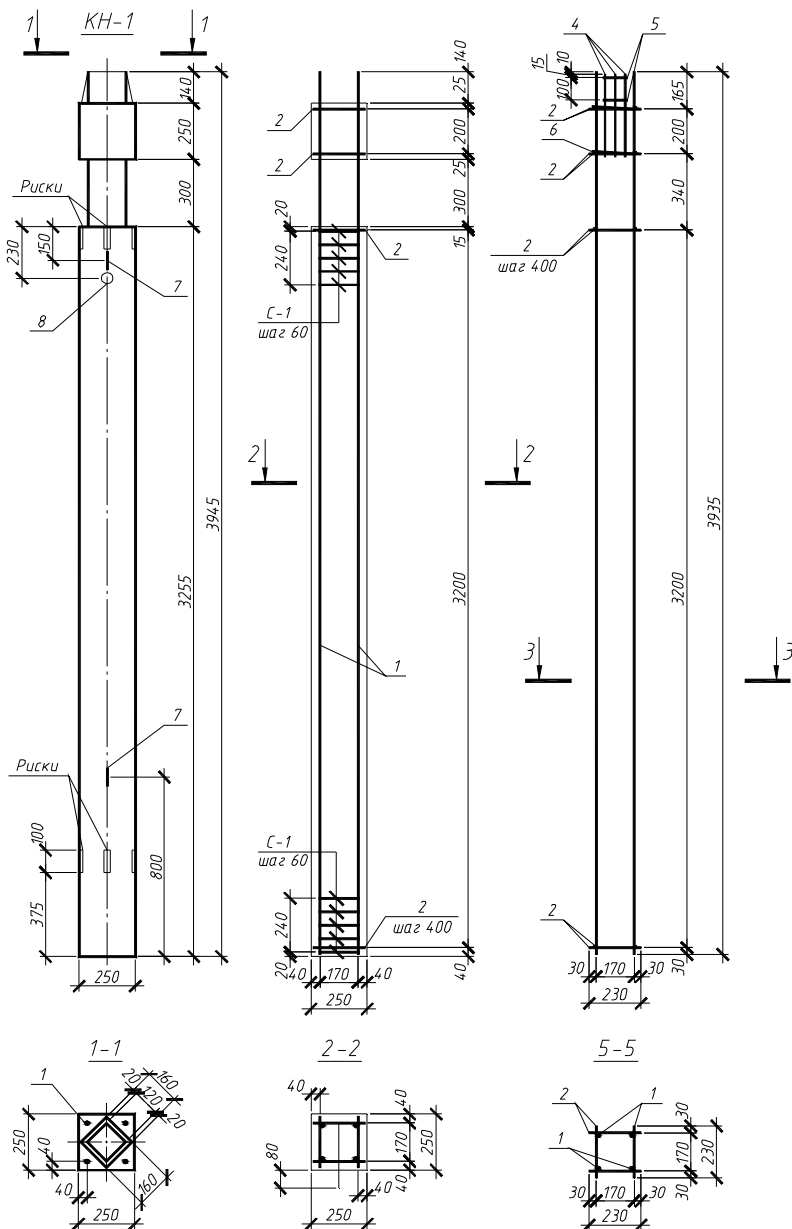


Рис. 5.1. Конструирование колонны

1 - продольная рабочая арматура ( $\varnothing 20$  А400), 2 - поперечная арматура ( $\varnothing 5$  А240), поз. 3-8 – см. прил.10 «графическая часть проекта».

$$N_u = 0,881(11,5 \cdot 250 \cdot 250 + 355 \cdot 1256) = 1026,04 \cdot 10^3 H = 1026,04кН .$$

Проверяем условие:

$$N \leq N_u , \quad (5.5)$$

$$N = 956,22кН < N_u = 1026,04кН \quad - \quad \text{условие} \quad \text{выполняется,}$$

следовательно, прочность колонны обеспечена.

**28.** Диаметр стержней поперечной и монтажной арматуры назначаем из условия свариваемости (см. табл. 2 прил. 6) и принимаем равным 5 мм. Шаг стержней принимаем равным 400 мм, что не более  $20d = 20 \cdot 20 = 400\text{мм}$  .

Косвенное армирование назначаем в виде пяти сварных сеток С-1 из стержней с размером ячейки 50 мм. Первую сварную сетку устанавливаем на расстоянии 20 мм от нагруженной грани колонны, остальные с шагом 60 мм размещаем на длине 240 мм, что больше  $10d = 10 \cdot 20 = 200\text{мм}$  .

## 5.2 Расчет железобетонного монолитного центрально нагруженного фундамента

**Цель** – обеспечить прочность железобетонного монолитного фундамента

**Задача** – определить размеры фундамента, подобрать площадь сечения продольной рабочей арматуры в плитной части фундамента.

### Контрольные вопросы

1. Назовите порядок расчета центрально нагруженного фундамента под колонну?
2. Исходя из каких условий определяется высота фундамента?
3. Какие факторы влияют на размер подошвы фундамента?
4. Какой должна быть величина заделки колонны в стакан фундамента?
5. Как выбирается количество ступеней фундамента и их вылет?
6. Назовите конструктивные требования, предъявляемые к продольной рабочей арматуре в плитной части фундамента.

Фундамент проектируем под колонну, рассчитанную на этапе 5.1. Верх фундамента располагать на отметке -0.150 м. Характеристики бетона и арматуры фундамента, а также глубину заложения и значение условного расчетного сопротивления грунта, необходимо принимать по заданию. Все необходимые усилия для расчета были получены на этапе 1.

Высоту ступеней фундамента принимать не менее 300 и не более 450 мм (кратно 50 мм). Количество ступеней – 2 или 3 в зависимости от высоты фундамента. Минимальный вылет ступеней 150 мм.

Величину заделки колонны в стакан фундамента принимать равной  $h_3 = 1,5h_k$ , толщину стенок стакана назначать не менее  $0,2h_k$  и не менее 150 мм ( $h_k$  - высота сечения колонны). Глубину стакана принимать равной  $h_{cf} = h_3 + 0,05м$ . Ширину стакана в уровне верха принимать равной  $h + 150мм$ , в уровне низа  $h + 100мм$ .

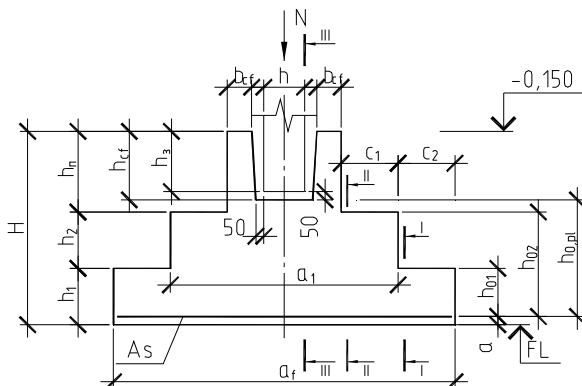


Рис. 5.2. К расчету монолитного фундамента (сечениями I-I, II-II и III-III обозначены места подбора рабочей арматуры в плитной части фундамента)

При вылете подошвы фундамента за грани подколонника менее 600 мм, плитная часть выполняется одноступенчатой. При вылете 750 – 900 мм плитная часть может быть как одноступенчатой, так и двухступенчатой, а при больших вылетах – двухступенчатой или трехступенчатой.

Минимальный диаметр стержней продольной арматуры в плитной части фундамента 12 мм. Шаг продольных стержней сеток назначать 200 мм и, для удобства конструирования, размеры сторон квадратной подошвы фундамента принимать нечетными (кратно 100 мм без ограничений условиями унификации).

Если в процессе расчета при минимальной высоте первой ступени происходит продавливание плитной части фундамента, либо не выполняется условие прочности по поперечной силе, то необходимо увеличить высоту плитной части или высоту первой ступени фундамента соответственно.

Стенки стакана армировать в соответствии с рис. 5.3. Продольные стержни каркаса КР-1 и КР-2 назначать конструктивно диаметром 12 мм и располагать с шагом не более 400 мм. Поперечные стержни принимать



диаметром не менее 8 мм и располагать с шагом не более 200 мм (не более  $20d_s = 20 \cdot 12 = 240 \text{ мм}$ ,  $d_s = 12 \text{ мм}$  - диаметр продольных стержней).

Стержни горизонтальных сеток С-2 располагать у наружных и внутренних плоскостей стенок стакана таким образом, чтобы продольные стержни каркасов КР-1 и КР-2 находились внутри ячеек сетки. Диаметр стержней сеток С-2 принимать не менее 8 мм. Первую сетку располагать на расстоянии 50 мм от верхнего обреза фундамента, последующие на величину глубины стакана с шагом не более  $0,25h_{cf}$  и не более 200 мм, где  $h_{cf}$  - глубина стакана фундамента.

Сетки косвенного армирования под дном стакана фундамента принимать из стержней диаметром 5 мм класса В500. Размер ячейки сетки должен быть не менее 45 мм и не более 100 мм. Шаг сеток принимать равным 100 мм. Количество сеток назначать не менее 4. Первую сетку располагать на расстоянии 15 мм от дна стакана фундамента.

### Пример расчета.

1. Начало.

2. Геометрические размеры сечения колонны приняты на этапе 1 и составляют:  $b = h = 250 \text{ мм}$ . По заданию грунт основания имеет условное расчетное сопротивление  $R_0 = 0,3 \text{ МПа}$ . Глубина заложения фундамента составляет  $H_f = 1,65 \text{ м}$ .

Характеристики бетона и арматуры: бетон тяжелый, класс бетона монолитных конструкций по бланку задания (см. этап 1) В30, по табл. 1 прил. 4 или табл. 2.2 [3] определяем расчетное сопротивление бетона осевому растяжению:  $R_{bt} = 1,15 \text{ МПа}$ .

Продольная рабочая арматура по заданию - класса А400, расчетное значение сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы определяем по табл. 2 прил. 4 или по табл. 2.6 [3]:  $R_s = 355 \text{ МПа}$ .

Усилие в колонне первого этажа от нормативных нагрузок с учетом ее собственного веса (см. этап 2):  $N^n = 823,63 \text{ кН}$ , усилие в колонне первого этажа от расчетных нагрузок с учетом ее собственного веса:  $N = 956,22 \text{ кН}$ . Усредненный вес единицы объема бетона фундамента и грунта на его обрезах принимаем равным  $g_{mt} = 20 \cdot 10^{-6} \text{ Н / мм}^3$ .

3. Требуемую площадь подошвы фундамента определяем по формуле:

$$A_{f,tot} = \frac{N^n}{R_0 - g_{mt} H_f}, \quad (5.6)$$

$$A_{f,tot} = \frac{823,63 \cdot 10^3}{0,3 - 20 \cdot 10^{-6} \cdot 1,65} = 3,08 \text{ м}^2.$$

Размер стороны квадратной подошвы фундамента должен быть не менее  $a_f = \sqrt{A_{f,tot}}$ :  $a_f = \sqrt{3,08} = 1,75 \text{ м}$ . Принимаем  $a_f = 1,9 \text{ м}$  (кратно 100 мм, нечетное), при этом площадь подошвы фундамента будет равна:  $A_f = 1,9 \cdot 1,9 = 3,61 \text{ м}^2 = 3610000 \text{ мм}^2$ .

4. Давление под подошвой фундамента от расчетной нагрузки вычисляем по формуле:

$$p = \frac{N}{A_f}, \quad (5.7)$$

$$p = \frac{956,22 \cdot 10^3}{3610000} = 0,26 \text{ МПа}.$$

5. Высота фундамента составляет  $H = 1,65 - 0,15 = 1,5 \text{ м} = 1500 \text{ мм}$ , где 1,65 м – глубина заложения фундамента, 0,15 м – расстояние от отметки 0,000 до уровня верха фундамента. Расстояние от наиболее растянутой грани подошвы фундамента до центра тяжести стержней продольной арматуры в плитной части принимаем равным  $a = 50 \text{ мм}$ .

Ширину стакана в уровне верха назначаем 400 мм, в уровне низа 350 мм. Величину заделки колонны в стакан фундамента принимаем равной  $h_3 = 1,5 \cdot 250 = 375 \text{ мм}$ , при этом глубина стакана составит  $h_{cf} = 375 + 50 = 425 \text{ мм}$ . Толщину стенок стакана назначаем равной 200 мм. Тогда ширина подколонника составит:  $l_{cf} = 400 + 200 \cdot 2 = 800 \text{ мм}$ .

Высота плитной части конструктивно равна  $h_{pl} = H - h_{cf}$ ,  $h_{pl} = 1500 - 425 = 1075 \text{ мм}$ .

Уточняем требуемую рабочую высоту плитной части по формуле:

$$h_{0,pl} = -\frac{b+h}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N}{aR_{br} + p}}, \quad (5.8)$$

где  $b = h = 250 \text{ мм}$  - размеры сечения колонны;

$N = 956,22 \text{ кН}$  - усилие в колонне первого этажа от расчетных нагрузок с учетом ее собственного веса;

$a$  - коэффициент, принимаемый равным 0,85;

$R_{bt} = 1,15 \text{ МПа}$  - расчетное сопротивление бетона осевому растяжению;

$p = 0,26 \text{ МПа}$  - давление под подошвой фундамента от расчетной нагрузки.

$$h_{0,pl} = -\frac{250 + 250}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{956,22 \cdot 10^3}{0,85 \cdot 1,15 + 0,26}} = 314,52 \text{ мм} .$$

С учетом  $a = 50 \text{ мм}$  требуемая высота плитной части составит:

$$h_{pl} = h_{0,pl} + a , \quad (5.9)$$

$$h_{pl} = 314,52 + 50 = 364,52 \text{ мм} < 1075 \text{ мм} .$$

Высоту плитной части окончательно принимаем  $h_{pl} = 1075 \text{ мм}$ . Тогда рабочая высота плитной части составит:  $h_{0,pl} = h_{pl} - a$ ,  
 $h_{0,pl} = 1075 - 50 = 1025 \text{ мм}$ .

Вылет подошвы фундамента равен:  $\frac{a - l_{cf}}{2} = \frac{1900 - 800}{2} = 550 \text{ мм}$  -

плитную часть фундамента выполняем одноступенчатой, высоту ступени назначаем равной  $h_1 = 400 \text{ мм}$  (в курсовом проекте проверку прочности нижней ступени необходимо начинать, выбирая минимальную высоту ступени – 300 мм, далее, если прочность нижней ступени по поперечной силе или прочность на продавливание плитной части не обеспечивается, то высоту ступени необходимо увеличить). Рабочая высота первой ступени будет равна:  $h_{0,1} = h_1 - a$ ,  $h_{0,1} = 400 - 50 = 350 \text{ мм}$ . Высота подколонника составит:  $h_n = H - h_1$ ,  $h_n = 1500 - 400 = 1100 \text{ мм}$ . Рабочая высота фундамента  $h_0 = H - a$ ,  $h_0 = 1500 - 50 = 1450 \text{ мм}$ .

**6.** Проверку прочности нижней ступени фундамента по поперечной силе без поперечного армирования в наклонном сечении (для единицы ширины этого сечения  $b = 1 \text{ мм}$ ) производим из условия:

$$Q \leq Q_{b,\min} , \quad (5.10)$$

где  $Q = 0,5(a - h_k - 2h_0)bp$  - поперечная сила в наклонном сечении (в случае, если  $(a - h_k - 2h_0) < 0$ , то формула принимает вид:  $Q = (0,5 \cdot (a - l_{cf}) - h_1)bp$ );

$Q_{b,\min} = 0,5R_{bt}bh_{0,1}$  - поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении.

$(1900 - 250 - 2 \cdot 1450) = -1250 < 0$ , следовательно, поперечную силу в наклонном сечении вычисляем по формуле:

$$Q = (0,5 \cdot (1900 - 800) - 400) \cdot 1 \cdot 0,26 = 39кН .$$

$$Q_{b,\min} = 0,5 \cdot 1,15 \cdot 1 \cdot 350 = 201,25кН .$$

$Q_{b,\min} = 201,25кН > Q = 39кН$  - условие выполняется, т.е. прочность нижней ступени фундамента по поперечной силе обеспечена.

**7.** Продавливание плитной части от низа колонны на действие продольной силы  $N = 956,22кН$  (если  $(a - h_k - 2h_0) < 0$ , то расчет на продавливание производится от низа подколонника).

Расчет на продавливание плитной части от низа подколонника (от низа колонны граница продавливания находится за пределами подошвы фундамента) производим из условия:

$$F \leq R_{bt}u_m h_{0,1} , \quad (5.11)$$

где  $F$  - продавливающая сила, принимается равной  $N$ ;

$u_m = 4(h_k + h_{0,1})$  - среднее арифметическое значение периметров верхнего и нижнего оснований пирамиды продавливания ( $h_k = 250мм$  - высота сечения колонны);

$h_{0,1} = 350мм$  - рабочая высота плитной части фундамента (в случае, если расчет на продавливание производится от низа колонны, то вместо  $h_{0,1}$  необходимо подставлять  $h_{0,pl}$ ).

$$u_m = 4(250 + 350) = 2400мм .$$

$956,22 \cdot 10^3 Н < 1,15 \cdot 2400 \cdot 350 = 966 \cdot 10^3 Н$  - условие выполняется, продавливания не происходит.

**8.** Проверку плитной части фундамента на раскалывание от действия продольной силы  $N = 956,22кН$  производим из условия:

$$N \leq 2m g A_b R_{bt} , \quad (5.12)$$

где  $m = 0,75$  - коэффициент трения бетона по бетону;

$g_g = 1,3$  - коэффициент, учитывающий совместную работу фундамента с грунтом;

$A_b$  - площадь вертикального сечения фундамента в плоскости, проходящей по оси сечения колонны параллельно стороне подошвы, для одноступенчатого фундамента  $A_b = a \cdot h_1 + l_{cf} (h_n - h_3 - 50)$ .

$$A_b = 1900 \cdot 400 + 800(1100 - 375 - 50) = 1300000 \text{ мм}^2.$$

$956,22 \cdot 10^3 \text{ Н} < 2 \cdot 0,75 \cdot 1,3 \cdot 1300000 \cdot 1,15 = 2915,25 \cdot 10^3 \text{ Н}$  - условие выполняется, раскалывания не происходит.

9. Площадь сечения арматуры подошвы фундамента в сечениях I-I, II-II и III-III (см. рис. 5.2) определяем из условия:

$$A_{s,i} = \frac{M_i}{0,9 h_{0,i} R_s}, \quad (5.13)$$

где  $M_i$  - изгибающий момент в расчетном сечении,

$h_{0,i}$  - рабочая высота фундамента в расчетном сечении,

$R_s$  - расчетное сопротивление арматуры на растяжение.

Изгибающие моменты вычисляем по формуле:

- для сечения  $M_{III-III} = 0,125 p (a - h_k)^2 a$ ,

$$M_{III-III} = 0,125 \cdot 0,26(1900 - 250)^2 1900 = 168,11 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм};$$

- для сечения  $M_{I-I} = 0,125 p (a - a_1)^2 a$ , (для одноступенчатого фундамента  $a_1 = l_{cf}$ )  $M_{I-I} = 0,125 \cdot 0,26(1900 - 800)^2 1900 = 74,72 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$ .

Определяем требуемую площадь арматуры в сечениях I-I и III-III (сечение II-II отсутствует т.к. фундамент одноступенчатый):

$$A_{s,I-I} = \frac{74,72 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 350 \cdot 355} = 668,19 \text{ мм}^2; A_{s,III-III} = \frac{168,11 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 1025 \cdot 355} = 513,33 \text{ мм}^2.$$

Для ширины подошвы фундамента 1900 мм количество стержней продольной арматуры в плитной части, устанавливаемой с шагом 200 мм, будет равно 10 шт. По максимальной из требуемых площадей арматуры определяем требуемую площадь сечения одного стержня:

$$A_{s,\min}^1 = \frac{668,19}{10} = 66,82 \text{ мм}^2.$$

По сортаменту (прил. 6 табл. 1) требуемый диаметр стержня 10 мм с площадью сечения  $A_s^1 = 78,5 \text{ мм}^2$ . Так как минимальный диаметр стержней продольной арматуры в плитной части фундамента 12 мм, окончательно принимаем сетку с одинаковой в обоих направлениях рабочей арматурой 10  $\varnothing$  12 (десять стержней диаметром 12 мм) с площадью сечения  $A_s = 1131 \text{ мм}^2$  (см. рис. 5.3).



После окончания расчетов по этапу 5, необходимо заполнить контрольный талон.

**Пример заполнения контрольного талона:**

Этап №5

Задание №1

Фамилия: Седов

Контролируемый параметр	$A_{s,tot}$ , мм <sup>2</sup>	$N_u$ , кН	$a_f$ , мм	$a$ , мм	$h_{pl}$ , мм	$h_1$ , мм	$s$ , мм	$A_s$ , мм <sup>2</sup>
Значение	1256	1026,04	1900	50	1075	400	200	1131

Обозначения контролируемых параметров:

$A_{s,tot}$  - площадь сечения продольной рабочей арматуры;

$N_u$  - фактическая несущая способность колонны;

$a_f$  - сторона подошвы фундамента;

$a$  - расстояние от наиболее растянутой грани подошвы фундамента до центра тяжести стержней продольной арматуры в плитной части;

$h_{pl}$  - окончательная высота плитной части (найденная после проверки фундамента на продавливание и на действие поперечной силы);

$h_1$  - высота первой ступени фундамента;

$s$  - шаг стержней продольной рабочей арматуры в плитной части фундамента;

$A_s$  - площадь сечения стержней продольной рабочей арматуры в плитной части фундамента.



## ЭТАП 6. РАСЧЕТ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ КИРПИЧНОГО ПРОСТЕНКА С СЕТЧАТЫМ АРМИРОВАНИЕМ

**Цель** – обеспечить прочность кирпичного простенка.

**Задачи** – определить усилия в кирпичном простенке первого этажа (см. рис. 1.13), исходя из конструктивных требований назначить диаметр стержней, размер ячейки и шаг сеток по высоте, проверить прочность кирпичного простенка.

### Контрольные вопросы

1. Назовите стадии работы каменной кладки под нагрузкой.
2. Из чего складывается прочность каменной кладки при сжатии?
3. Назовите виды сетчатого армирования кладки.
4. В каких случаях кладку можно проектировать с сетчатым армированием?
5. Как учитывается длительность действия нагрузки при расчете каменных кладок на прочность?
6. Какие существуют конструктивные требования к сетчатому армированию?

Расчет производим для кирпичного простенка первого этажа. Кирпичная кладка высшего качества.

Геометрические размеры кирпичных стен и площадок опирания плит на стены принимать в соответствии с планом и разрезом здания (рис. 1.2, 1.13, 1.14). Опасным будет являться сечение простенка, расположенное на  $2/3$  его высоты.

Арматурную сетку назначать из стержней класса В500 диаметром не менее 3 мм, размер ячейки сетки от 30 до 120 мм, шаг сеток не реже, чем через 5 рядов кирпичной кладки. При этом процент армирования кладки должен быть не менее 0,1%.

Толщину растворного шва принимать равной 10 – 12 мм.

**Расчет выполняем согласно п. 4.7 – 4.11, 4.30 – 4.31 [7].**

### Пример расчета

1. Начало.

2. На этапе 1 принята толщина наружных стен  $t$  принята 640 мм. Материал стен - кирпич рядовой, полнотельный, одинарный, размера 1НФ, марки по прочности М150, класса средней плотности 2,0, марки по морозостойкости F50, марка цементно-песчаного раствора М50 (в процессе расчета марка кирпича и марка раствора могут быть изменены).

Согласно рис. 6.1, высота кирпичной стены за вычетом расстояния от низа стены до  $2/3$  высоты простенка первого этажа составляет  $H = nh_{эм} + 0,6 - 0,9 - 2/3 \cdot 1,5$ ,  $H = 13,7 м$  ( $n = 5$  - количество этажей,  $h_{эм} = 3 м$  - высота этажа,  $0,6 м$  - высота парапета,  $0,9 м$  - расстояние от пола первого этажа до низа окна первого этажа). Расчетная ширина стены принимается равной шагу колонн в поперечном направлении  $l_2 = 6 м$ . Ширина оконных проемов по рис. 1.13 равна  $b_{ок} = 1,8 м$ . Ширина площадки опирания плиты перекрытия на кирпичную стену составляет  $l_{loc} = 140 мм$  (определяется по результатам компоновки перекрытия, рис. 1.14). Расчетная высота простенка равна высоте оконного проема:  $l_0 = 1,5 м$ . Размеры поперечного сечения простенка составят:

$$b_n = l_2 - b_{ок} = 6 - 1,8 = 4,2 м, \quad h = t = 0,64 м.$$

Согласно расчетам этапа 1, полная расчетная нагрузка на  $1 м^2$  покрытия с учетом нормального уровня ответственности здания II равна  $q^{нок} = 6,81 кН / м^2$ . Полная расчетная нагрузка на  $1 м^2$  перекрытия для определения продольного усилия в кирпичном простенке с учетом нормального уровня ответственности здания II равна  $q_{к1}^{неп} = 4,94 кН / м^2$ . Полная расчетная нагрузка на  $1 м^2$  перекрытия для определения изгибающего момента в кирпичном простенке с учетом нормального уровня ответственности здания II равна:  $q_{к2}^{неп} = 5,71 кН / м^2$ .

**3.** Продольную силу в опасном сечении простенка определяем по формуле:

$$N = H \cdot b \cdot h \cdot k \cdot r \cdot g_f + (n - 1) \cdot b \cdot \frac{l_1^*}{2} \cdot q_{к1}^{неп} + b \cdot \frac{l_1^*}{2} \cdot q^{нок}, \quad (6.1)$$

где  $H = 13,7 м$  - расчетная высота кирпичной стены;

$b = l_2 = 6 м = 6000 мм$  - ширина грузовой площади;

$h = 640 мм = 0,64 м$  - толщина стены;

$k = \frac{H \cdot b - A_{np}}{H \cdot b}$  - коэффициент проемности ( $A_{np}$  - суммарная площадь

оконных проемов в расчетном сечении стены);

$r = 1800 кг / м^3 = 18 кН / м^3$  - плотность кладки;

$g_f = 1,1$  - коэффициент надежности по нагрузке;

$n = 5$  - число этажей в здании (см. бланк задания);

$l_1^* = 6,1\text{м}$  - величина первого шага (от торцевой стены) колонн в продольном направлении.

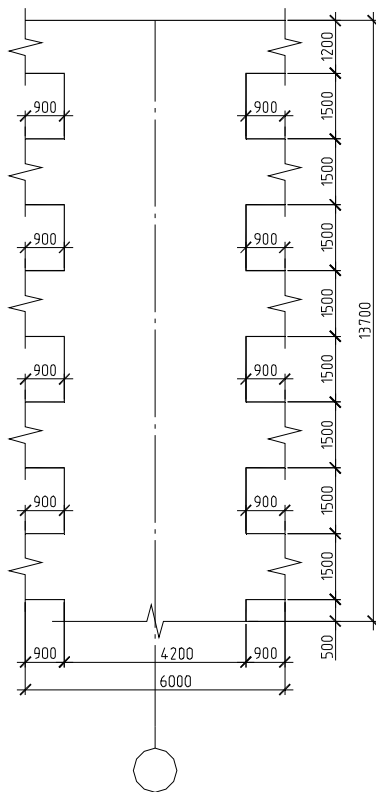


Рис. 6.1 К определению размеров фрагмента стены (см. совместно с рис. 1.13)

Суммарную площадь оконных проемов в расчетном сечении стены определяем по рис. 6.1:  $A_{np} = 0,9 \cdot 1,5 \cdot 8 + 0,9 \cdot 0,5 \cdot 2 = 11,7\text{м}^2$ . Тогда коэффициент проемности будет равен:

$$k = \frac{13,7 \cdot 6 - 11,7}{13,7 \cdot 6} = 0,858.$$

$$N = 13,7 \cdot 6 \cdot 0,64 \cdot 0,858 \cdot 18 \cdot 1,1 + (5 - 1) \cdot 6 \cdot \frac{6,1}{2} \cdot 4,94 + 6 \cdot \frac{6,1}{2} \cdot 6,81 = 1379,96\text{кН}$$

Момент в расчетном сечении простенка определяем согласно рис. 6.2:

$$M = b \cdot \frac{l_1^*}{2} \cdot q_{K2}^{nep} \cdot \left( \frac{h}{2} - \frac{1}{3} l_{loc} \right), \quad (6.2)$$

$$M = 6 \cdot \frac{6,1}{2} \cdot 5,71 \cdot \left( \frac{0,64}{2} - \frac{1}{3} \cdot 0,14 \right) = 28,56 \text{ кНм}.$$

4. Значение эксцентриситета продольной силы будет равно:

$$e_0 = \frac{M}{N}, \quad (6.3)$$

$$e_0 = \frac{28,56}{1379,96} = 0,021 \text{ м} = 21 \text{ мм}.$$

Так как величина эксцентриситета  $e_0 = 21 \text{ мм} < 0,17h = 0,17 \cdot 640 = 109 \text{ мм}$ , то, согласно п. 4.31 [7], простенок можно проектировать с сетчатым армированием.

5. Вычисляем максимальные напряжения в кладке по формуле:

$$s_{\max} = \frac{N}{m_g j_1 A_c w}, \quad (6.4)$$

где  $m_g = 1$ ,  $j_1 = 0,9$ ,  $w = 1$  - приняты ориентировочно в первом приближении;

$$A_c = b_n h \left( 1 - \frac{2e_0}{h} \right), \quad A_c = 4200 \cdot 640 \left( 1 - \frac{2 \cdot 21}{640} \right) = 2511600 \text{ мм}^2.$$

$$s_{\max} = \frac{1379,96 \cdot 10^3}{1 \cdot 0,9 \cdot 2511600 \cdot 1} = 0,61 \text{ МПа}.$$

Расчетное сопротивление неармированной кладки должно быть не менее  $0,6s_{\max} = 0,6 \cdot 0,61 = 0,37 \text{ МПа}$ .

6. По табл. 2 [7] или табл. 1 прил. 8 для марки кирпича 150 и марки раствора 50 определяем расчетное сопротивление сжатию кладки  $R = 1,8 \text{ МПа} > 0,37 \text{ МПа}$ . В случае, если расчетное сопротивление сжатию кладки менее  $0,6s_{\max}$ , то необходимо увеличить марку кирпича и раствора.

7. Исходя из конструктивных требований назначаем сетку из стержней арматуры класса В500 диаметром 4 мм ( $R_s = 415 \text{ МПа}$ ,  $R_{sn} = 500 \text{ МПа}$ ,  $A_s = 12,6 \text{ мм}^2$ ). Для арматуры класса В500 значение  $R_s$  следует принимать с коэффициентом условий работы 0,6, т.е.  $R_s = 0,6 \cdot 415 = 249 \text{ МПа}$ . Сетки

устанавливаем через каждые пять рядов  $s = 385 \text{ мм}$  (при толщине шва 12 мм, высоте кирпича 65 мм). Размер ячейки сетки принимаем 60 мм.

Процент армирования по объему кладки с сетчатым армированием составит:

$$m = \frac{2A_s}{cs} 100, \quad m = \frac{2 \cdot 12,6}{60 \cdot 385} 100 = 0,11\% > 0,1\% .$$

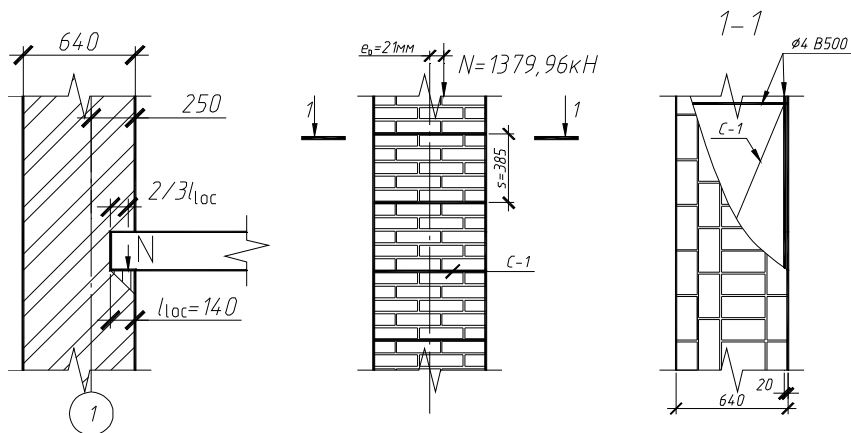


Рис. 6.2. К расчету кирпичного простенка с сетчатым армированием

**8.** Для определения коэффициентов продольного изгиба гибкость простенка в плоскости действия изгибающего момента будет равна:

$$I_h = \frac{l_0}{h}, \quad I_h = \frac{1500}{640} = 2,34 .$$

Высота сжатой части сечения составит:  $h_c = h - 2e_0$ ,

$h_c = 640 - 2 \cdot 21 = 598 \text{ мм}$ , и соответствующая ей гибкость  $I_{hc} = \frac{l_0}{h_c}$ ,

$$I_{hc} = \frac{1500}{598} = 2,51 .$$

Расчетное сопротивление кладки при внецентренном сжатии равно:

$$R_{skb} = R + \frac{2m g_{sc} R_s}{100} \left(1 - \frac{2e}{0,5h}\right) \leq 2R, \quad (6.5)$$

$$R_{skb} = 1,8 + \frac{2 \cdot 0,11 \cdot 0,6 \cdot 415}{100} \left(1 - \frac{2 \cdot 21}{0,5 \cdot 640}\right) = 2,28 \text{ МПа} < 2 \cdot 1,8 = 3,6 \text{ МПа} ,$$

где  $g_{sc} = 0,6$  для класса арматуры В500 (0,75 для класса А240).

Упругую характеристику кладки с сетчатым армированием определяем по формуле:

$$a_{sk} = a \frac{R_u}{R_{sku}}, \quad (6.6)$$

где  $a = 1000$  - по табл. 15 [7] для керамического полнотелого кирпича;

$$R_u = 2R, \quad R_u = 2 \cdot 1,8 = 3,6 \text{ МПа};$$

$$R_{sku} = 2R + \frac{2R_{sn} m}{100}, \quad R_{sku} = 2 \cdot 1,8 + \frac{2 \cdot 500 \cdot 0,11}{100} = 4,7 \text{ МПа}.$$

$$a_{sk} = 1000 \frac{3,6}{4,7} = 766.$$

По величинам гибкостей  $I_h = 2,34$  и  $I_{hc} = 2,51$ , а также значению  $a_{sk} = 766$  по табл. 18 [7] или табл.2 прил. 8 определяем значения коэффициентов продольного изгиба для армированной кладки при внецентренном сжатии:  $j_h = 1$  и  $j_{hc} = 1$ . Тогда  $j_1 = \frac{j_h + j_{hc}}{2}$ ,

$$j_1 = \frac{1+1}{2} = 1.$$

**9.** При  $I_h = 2,34 < 10$  по табл. 20 [7] определяем  $h = 0$ , тогда коэффициент, учитывающий влияние длительной нагрузки, определяемый по формуле 16 [7], будет равен  $m_g = 1$ .

**10.** Коэффициент  $w$ , учитывающий повышение расчетного сопротивления кладки при внецентренном сжатии, определяем по табл. 19 [7]:

$$w = 1 + \frac{e_0}{h} \leq 1,45, \quad w = 1 + \frac{21}{640} = 1,03 < 1,45.$$

**11.** Фактическая несущая способность кирпичного простенка при внецентренном сжатии будет равна:

$$N_u = m_g j_1 R_{skb} A_c w, \quad (6.7)$$

$N_u = 1 \cdot 1 \cdot 2,28 \cdot 2511600 \cdot 1,03 = 5898,24 \cdot 10^3 \text{ Н} = 5898,24 \text{ кН} > 1379,96 \text{ кН}$  - прочность кирпичного простенка обеспечена.

После окончания расчетов по этапу 6, необходимо заполнить контрольный талон. В случае, если ручной расчет выполнен правильно, программой проверки в награду будут выданы значения геометрических характеристик приведенного сечения плиты перекрытия. Если ручной счет

выполнен неправильно, то указанные значения необходимо определить самостоятельно.

### Пример заполнения контрольного талона:

Этап №6	Задание №1				Фамилия: Седов			
Контролируемый параметр	$N$ , кН	$M$ , кНм	$M_{кирп}$	$M_{раст}$	$d$ , мм	$c$ , мм	$s$ , мм	$N_u$ , кН
Значение	1379,96	28,56	150	50	4	60	385	5898,24

Обозначения контролируемых параметров:

$N$  - продольная сила в опасном сечении простенка;

$M$  - изгибающий момент в опасном сечении простенка;

$M_{кирп}$  - принятая марка кирпича;

$M_{раст}$  - принятая марка раствора;

$d$  - диаметр стержней сетки;

$c$  - размер ячейки сетки;

$s$  - шаг сеток по высоте каменной кладки;

$N_u$  - фактическая несущая способность кирпичного простенка.

### Дополнительные данные для проектирования круглопустотной плиты перекрытия, полученные от программного комплекса:

площадь сечения плиты  $A_b = 163821,8 \text{ мм}^2$ ;

площадь приведенного сечения  $A_{red} = 164827,58 \text{ мм}^2$ ;

статический момент относительно нижней грани расчетного сечения

$S_{red} = 18045542,62 \text{ мм}^3$ ;

расстояние от нижней растянутой грани до центра тяжести приведенного сечения  $y_i = 109,48 \text{ мм}$ ;

момент инерции приведенного сечения  $I_{red} = 971172595,7 \text{ мм}^4$ ;

момент сопротивления приведенного сечения относительно нижней грани сечения  $W_{red} = 8870776,36 \text{ мм}^3$ ;

момент сопротивления приведенного сечения относительно верхней грани сечения  $W_{red}^{\text{sup}} = 8787301,81 \text{ мм}^3$ ;

полная кривизна плиты в опорном сечении плиты

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{\text{sup},r} = -2,25 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{мм}} .$$



## ЭТАП 7. РАСЧЕТ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ КРУГЛОПУСТОТНОЙ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ ПО ПЕРВОЙ И ВТОРОЙ ГРУППАМ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ

**Цель** – обеспечить прочность и эксплуатационную пригодность плиты перекрытия.

**Задачи** – подобрать предварительно напряженную арматуру в плите перекрытия, определить прогиб плиты, ширину раскрытия трещин.

### Контрольные вопросы

1. Последовательность расчета плит перекрытия.
2. Исходя из каких условий назначается величина предварительного напряжения арматуры?
3. Как размещается арматура в круглопустотной плите перекрытия?
4. Как назначается передаточная прочность бетона?
5. Назовите потери предварительного напряжения арматуры.
6. В каких случаях требуется расчет по раскрытию трещин в стадии изготовления плиты?
7. Как учитывается выгиб плиты при расчете по деформациям?

В курсовом проекте рассчитываем плиту перекрытия второго этажа крайнего пролета наибольшей ширины. Узел сопряжения плиты с монолитным ригелем – жесткий, опирание плиты на кирпичную стену – шарнирное, усилие распора в плите отсутствует. Сбор нагрузок на плиту перекрытия см. этап 1 расчета. Конструирование см. прил.10.

Бетон плиты перекрытия подвергается тепловой обработке при твердении. Минимальный класс бетона в зависимости от вида напрягаемой арматуры определять по табл.1 прил. 9.

Передаточную прочность бетона принимать как для бетона на 1 класс ниже заданного (для соответствия программе проверки контрольных талонов).

Расчет по раскрытию трещин в стадии изготовления выполнять согласно п. 4.13 [9].

Прогиб плиты перекрытия определять согласно п. 4.18 [9]. Полную кривизну в пролетном сечении плиты для участков без трещин в растянутой зоне в стадии эксплуатации определять по формуле:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{\max} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2 - \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4, \quad (7.1)$$

где  $\left(\frac{1}{r}\right)_1$  - кривизна от непродолжительного действия кратковременных нагрузок, на которые производят расчет по деформациям;

$\left(\frac{1}{r}\right)_2$  - кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок;

$\left(\frac{1}{r}\right)_3$  - кривизна от непродолжительного действия усилия предварительного обжатия  $P_{(1)}$  (при действии  $M = P_{(1)}e_{0p1}$ );

$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{s_{sb} - s'_{sb}}{E_s h_0}$  - кривизна, обусловленная остаточным выгибом элемента вследствие усадки и ползучести бетона в стадии изготовления от усилия предварительного обжатия  $P_{(1)}$  и собственного веса элемента (значения  $s_{sb}$  и  $s'_{sb}$  см п. 7 расчетов по этапу 7).

Кривизну элемента на участках без трещин в растянутой зоне определяем по формуле:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_i = \frac{M}{E_{b1} I_{red}}, \quad (7.2)$$

где  $M$  - изгибающий момент в сечении от действия всех нагрузок, либо от действия постоянных и длительных нагрузок.

$E_{b1}$  - модуль деформации сжатого бетона, принимаемый равным:

при непродолжительном действии нагрузок:

$$E_{b1} = 0,85E_b; \quad (7.3)$$

при продолжительном действии нагрузок:

$$E_{b1} = \frac{E_b}{1 + j_{b,cr}}. \quad (7.4)$$

Полную кривизну в пролетном сечении плиты для участков с трещинами в растянутой зоне в стадии эксплуатации определять согласно п. 4.22 [9].

### Пример расчета.

**Расчет выполняем согласно [9].**

**1. Начало.**

2. По результатам компоновки перекрытия здания (см. этап 1) номинальная ширина плиты составляет  $b_n = 1500 \text{ мм}$ , пролет плиты перекрытия  $l_n = 5700 \text{ мм}$ , высота плиты  $h_n = 220 \text{ мм}$ . Ширина площадки опирания плиты на кирпичную стену составляет 140 мм, тогда расчетный пролет плиты будет равен:  $l_{0,n} = 5700 - \frac{140}{2} = 5630 \text{ мм} = 5,63 \text{ м}$ .

Полная расчетная нагрузка на  $1 \text{ м}$  длины перекрытия для расчета плиты перекрытия (см. этап 1) с учетом нормального уровня ответственности здания II будет равна  $q_{нл}^{неп} = 6,12 \cdot 1,5 = 9,18 \text{ кН / м}$ , полная нормативная нагрузка  $q_{нл,н}^{неп} = 5,29 \cdot 1,5 = 7,94 \text{ кН / м}$ , нормативная длительная нагрузка  $q_{нл,дл}^{неп} = 4,72 \cdot 1,5 = 7,08 \text{ кН / м}$ . Нагрузка от собственного веса плиты  $q^w = 3,3 \cdot 1,5 = 4,95 \text{ кН / м}$ .

Определяем изгибающие моменты в пролетном и опорном сечениях плиты для расчета по первой группе предельных состояний:

изгибающий момент в опорном сечении плиты:

$$M_{on} = \frac{q_{нл}^{неп} l_{0,n}^2}{14}, \quad (7.5)$$

$$M_{on} = \frac{9,18 \cdot 5,63^2}{14} = 20,78 \text{ кНм}.$$

Поперечная сила в узле сопряжения плиты с монолитным ригелем:

$$Q_1 = \frac{q_{нл}^{неп} \cdot l_{0,n}}{2} - M_{on} / l_{0,n}, \quad (7.6)$$

$$Q_{\max} = Q_2 = \frac{q_{нл}^{неп} \cdot l_{0,n}}{2} + M_{on} / l_{0,n}, \quad (7.7)$$

$$Q_1 = \frac{9,18 \cdot 5,63}{2} - 20,78 / 5,63 = 22,15 \text{ кН}, \quad Q_{\max} = Q_2 = 29,53 \text{ кН}.$$

Расстояние от опоры, на котором изгибающий момент плиты в пролетном сечении максимален:

$$x = \frac{Q_1}{q_{нл}^{неп}}, \quad (7.8)$$

$$x = \frac{22,15}{9,18} = 2,41 \text{ м}.$$

Значение максимального изгибающего момента плиты в пролетном сечении составит:

$$M_{np} = Q_1 x - \frac{qx^2}{2}, \quad (7.9)$$

$$M_{np} = 22,15 \cdot 2,41 - \frac{9,18 \cdot 2,41^2}{2} = 26,72 \text{ кНм}.$$

По аналогии (по формулам 7.5 – 7.9) для расчета по второй группе предельных состояний от действия полной нормативной нагрузки:

$$M_{on}^{норм} = 17,98 \text{ кНм}, \quad M_{np}^{норм} = 23,12 \text{ кНм};$$

для расчета по второй группе предельных состояний от действия нормативной длительной нагрузки:

$$M_{on}^{норм,l} = 16,03 \text{ кНм}, \quad M_{np}^{норм,l} = 20,6 \text{ кНм};$$

изгибающие моменты от собственного веса плиты:  $M_{on}^w = 11,21 \text{ кНм}$ ,  $M_{np}^w = 14,4 \text{ кНм}$ .

Геометрические размеры плиты см. рис. 7.1.

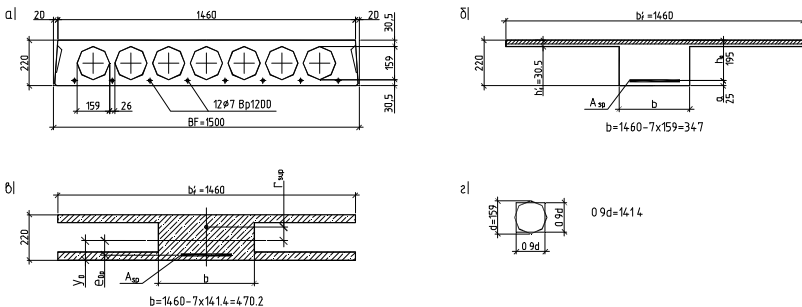


Рис.7.1. К расчету плиты перекрытия

а – основные размеры (показана только напрягаемая арматура); б – к расчету плиты по первой группе предельных состояний; в – к расчету плиты по второй группе предельных состояний; г – к расчету эквивалентного сечения

Продольная рабочая ненапрягаемая арматура по заданию - класса А400, расчетное значение сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы определяем по табл. 2 прил. 4 или по табл. 2.6 [3]:  $R_s = 355 \text{ МПа}$ .

Продольная рабочая напрягаемая арматура по заданию - класса К1500, расчетные значения сопротивлений арматуры для предельных состояний первой и второй группы определяем по табл. 2 и табл. 4 прил. 9 или по табл. 2.8 [9]:  $R_s = 1250 \text{ МПа}$ ,  $R_{s,ser} = 1500 \text{ МПа}$ ,  $E_s = 180000 \text{ МПа}$ .

Способ натяжения арматуры – механический.

Бетон тяжелый, класс бетона для сборных конструкций по бланку задания (см. этап 1) В20. По табл.1 прил. 9 минимальный класс бетона при классе напрягаемой арматуры К1500 - В30, поэтому класс бетона плиты перекрытия корректируем и принимаем В30. По табл. 1 прил. 4 и табл. 1 прил. 5:  $R_b = 17 \text{ МПа}$ ,  $R_{bt} = 1,15 \text{ МПа}$ ,  $R_{b,ser} = 22 \text{ МПа}$ ,  $R_{bt,ser} = 1,75 \text{ МПа}$ . Значение начального модуля упругости бетона составляет  $E_b = 32500 \text{ МПа}$ .

3. Согласно п. 2.25 [9], величину предварительного напряжения для канатной арматуры назначаем равным:  $s_{sp} = 0,8 R_{s,ser}$ ,  $s_{sp} = 0,8 \cdot 1500 = 1200 \text{ МПа}$  (для стержневой арматуры  $s_{sp} = 0,9 R_{s,ser}$ ).

### Расчет плиты по предельным состояниям первой группы

#### 4. Подбор предварительно напрягаемой арматуры в пролетном сечении плиты.

При расчете плиты по прочности учитываем благоприятное влияние предварительного напряжения с учетом возможных отклонений предварительного напряжения:  $g_{sp} s_{sp} = 0,9 \cdot 1200 = 1080 \text{ МПа}$ , где  $g_{sp} = 0,9$  согласно п. 3.7 [9].

Расчетное сечение плиты – тавровое с полкой в сжатой зоне, геометрические размеры см. рис. 7.1. Рабочая высота сечения плиты составляет  $h_0 = 195 \text{ мм}$ .

Проверяем условие:

$$R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5 h'_f) \geq M_{np}, \quad (7.10)$$

$$17 \cdot 1460 \cdot 30,5 (195 - 0,5 \cdot 30,5) = 136,07 \text{ кНм} > M_{np} = 26,72 \text{ кНм} \quad -$$

условие выполняется, следовательно, граница сжатой зоны проходит в полке и площадь сечения напрягаемой арматуры определяется как для прямоугольного сечения шириной  $b = b'_f = 1460 \text{ мм}$  согласно п. 3.14 и 3.16 [9].

Вычисляем значение  $a_m$  по формуле:

$$a_m = \frac{M_{np}}{R_b b h_0^2}, \quad (7.11)$$

$$a_m = \frac{26,72 \cdot 10^6}{17 \cdot 1460 \cdot 195^2} = 0,03.$$

Значение  $x_R$  определяем по табл. 3.1 [9] или табл. 5 прил. 9 в зависимости от соотношения  $\frac{0,7s_{sp}}{R_s}$ ,  $\frac{0,7 \cdot 1080}{1250} = 0,6$ , где  $0,7s_{sp}$  - предварительное напряжение с учетом всех потерь:  $x_R = 0,33$ .  $a_R = x_R(1 - 0,5x_R)$ ,  $a_R = 0,33(1 - 0,5 \cdot 0,33) = 0,28$ ,  $a_m = 0,03 < a_R = 0,28$  - сжатая ненапрягаемая арматура по расчету не требуется.

Площадь сечения напрягаемой арматуры в растянутой зоне определяем по формуле:

$$A_{sp} = \frac{xR_b b h_0}{g_{s3} R_s}, \quad (7.12)$$

где  $x = 1 - \sqrt{1 - 2a_m}$ ,  $x = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,03} = 0,03$ ;

$g_{s3}$  - коэффициент условий работы напрягаемой арматуры, при

$x \leq x_R$   $g_{s3} = 1,25 - 0,25 \frac{x}{x_R}$  (принимается не более 1,1):

$g_{s3} = 1,25 - 0,25 \frac{0,03}{0,33} = 1,23 > 1,1$ , принимаем  $g_{s3} = 1,1$ .

$$A_{sp} = \frac{0,03 \cdot 17 \cdot 1460 \cdot 195}{1,1 \cdot 1250} = 105,6 \text{ мм}^2.$$

Количество стержней напрягаемой арматуры принимаем согласно рис. 7.1 – 8 штук (для плит шириной 1000 мм – 6 шт., для 1200 мм – 7 шт., для 1800 мм – 10 шт.). По сортаменту (табл. 3 прил. 9) принимаем 8 канатов К-7 минимального диаметра 6 мм с расчетной площадью поперечного сечения  $A_{sp} = 181,6 \text{ мм}^2$ .

## 5. Проверка прочности плиты по сечениям, наклонным к продольной оси

Выполним проверку прочности сечения плиты перекрытия на действие поперечной силы при отсутствии поперечной арматуры ( $Q_{\max} = 29,53 \text{ кН}$ ,  $q^{nep} = 9,18 \text{ кН/м}$ ).

Поперечная сила в нормальном сечении, принимаемом на расстоянии от опоры  $h_0 = 195 \text{ мм} = 0,195 \text{ м}$ , будет равна  $Q = Q_{\max} - qh_0$ ,  $Q = 29,53 - 9,18 \cdot 0,195 = 27,74 \text{ кН}$ .

Прочность плиты перекрытия по бетонной полосе между наклонными сечениями проверяем по условию:

$$Q \leq 0,3R_b b h_0, \quad (7.13)$$

$Q = 27,74кН < 0,3 \cdot 17 \cdot 347 \cdot 195 = 345,09 \cdot 10^3 Н = 345,09кН$  - условие выполняется, следовательно, прочность плиты по бетонной полосе между наклонными сечениями обеспечена.

Проверку прочности плиты по сечениям, наклонным к продольной оси, производим из условия:

$$Q \leq Q_b, \quad (7.14)$$

где  $Q$  - поперечная сила в нормальном сечении, проходящем на расстоянии  $c$  от опоры;

$Q_b = Q_{b, \min} = 0,5j_n R_{bt} b h_0$  - минимальная поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении.

Коэффициент  $j_n$  определяем по формуле:

$$j_n = 1 + 1,6 \frac{P}{R_b A_1} - 1,16 \left( \frac{P}{R_b A_1} \right)^2, \quad (7.15)$$

где  $P = 0,7S_{sp} A_{sp}$  - усилие обжатия от напрягаемой арматуры, расположенной в растянутой зоне;

$A_1 = b_n h_n$  - площадь бетонного сечения без учета свесов сжатой полки.

$$P = 0,7 \cdot 1080 \cdot 181,6 = 137289,6 Н.$$

$$A_1 = 347 \cdot 220 = 76340 \text{ мм}^2.$$

$$j_n = 1 + 1,6 \frac{137289,6}{17 \cdot 76340} - 1,16 \left( \frac{137289,6}{17 \cdot 76340} \right)^2 = 1,16.$$

$$Q_b = 0,5 \cdot 1,16 \cdot 1,15 \cdot 347 \cdot 195 = 45,13 \cdot 10^3 Н = 45,13кН$$

Принимая проекцию наклонного сечения  $c = 3h_0$ , определяем поперечную силу в нормальном сечении, проходящем на расстоянии  $c$  от опоры:  $Q = Q_{\max} - qc$ ,  $Q = 29,53 - 9,18 \cdot 3 \cdot 0,195 = 24,16кН$ .

Так как  $Q = 24,16кН < Q_b = 45,13кН$ , следовательно, прочность плиты по сечениям, наклонным к продольной оси, обеспечена, поперечная арматура не требуется.

## Расчет плиты по предельным состояниям второй группы

6. Согласно данным, полученным от программы проверки курсового проекта, геометрические характеристики приведенного сечения составляют:

$$\text{площадь сечения плиты } A_b = 163821,8 \text{ мм}^2$$

$$\text{площадь приведенного сечения } A_{red} = 164827,58 \text{ мм}^2;$$

$$\text{статический момент относительно нижней грани расчетного сечения } S_{red} = 18045542,62 \text{ мм}^3;$$

$$\text{расстояние от нижней растянутой грани до центра тяжести приведенного сечения } y_t = 109,48 \text{ мм};$$

$$\text{момент инерции приведенного сечения } I_{red} = 971172595,7 \text{ мм}^4;$$

$$\text{момент сопротивления приведенного сечения относительно нижней грани сечения } W_{red} = 8870776,36 \text{ мм}^3;$$

$$\text{момент сопротивления приведенного сечения относительно верхней грани сечения } W_{red}^{sup} = 8787301,8 \text{ мм}^3.$$

7. Определяем потери предварительного напряжения арматуры (п. 2.26 – 2.36 [9]).

**Потери от релаксации напряжений арматуры** при механическом способе натяжения для арматуры класса К1500 определяем по формуле:

$$\Delta s_{sp1} = \left(0,22 \frac{s_{sp}}{R_{s,ser}} - 0,1\right) s_{sp}, \quad (7.16)$$

$$\Delta s_{sp1} = \left(0,22 \frac{1080}{1500} - 0,1\right) 1080 = 63,07 \text{ МПа}.$$

**Потери от температурного перепада** принимаем равными:

$$\Delta s_{sp2} = 1,25 \Delta t, \quad (7.17)$$

где  $\Delta t = 65^\circ \text{C}$ .

$$\Delta s_{sp2} = 1,25 \cdot 65 = 81,25 \text{ МПа}.$$

При естественном твердении бетона  $\Delta s_{sp2} = 0$ .

**Потери от деформации стальной формы** принимаем равными  $\Delta s_{sp3} = 30 \text{ МПа}$  т.к. отсутствуют данные о конструкции формы и



технологии изготовления. При электротермическом способе натяжения  $\Delta s_{sp3} = 0$ .

**Потери от деформации анкеров, расположенных у натяжных устройств**, вычисляем по формуле:

$$\Delta s_{sp4} = \frac{\Delta l}{l} E_s, \quad (7.18)$$

где  $\Delta l$  - смещение стержня в зажимах анкеров или деформация анкеров, при отсутствии данных принимаем  $\Delta l = 2 \text{ мм}$ ;

$l$  - расстояние между наружными гранями упоров,  $l = l_n + 1000 \text{ мм} = 5700 + 1000 = 6700 \text{ мм}$ .

$$\Delta s_{sp4} = \frac{2}{6700} 180000 = 53,73 \text{ МПа}.$$

При электротермическом способе натяжения  $\Delta s_{sp4} = 0$ .

Сумма первых потерь будет равна:

$$\Delta s_{sp(1)} = \Delta s_{sp1} + \Delta s_{sp2} + \Delta s_{sp3} + \Delta s_{sp4}, \quad (7.19)$$

$$\Delta s_{sp(1)} = 63,07 + 81,25 + 30 + 53,73 = 228,05 \text{ МПа}.$$

**Потери от усадки бетона** определяем по формуле:

$$\Delta s_{sp5} = e_{b,sh} E_s, \quad (7.20)$$

где  $e_{b,sh} = 0,0002$  - для бетона классов В35 и ниже.

$$\Delta s_{sp5} = 0,0002 \cdot 180000 = 36 \text{ МПа}.$$

**Потери напряжений в напрягаемой арматуре от ползучести бетона** (вычисляются в уровне центра тяжести напрягаемой арматуры и в уровне крайнего сжатого волокна бетона) принимаем равными:

$$\Delta s_{sp6} = \frac{0,8j_{b,cr} a s_{bp}}{1 + a m_{sp} \left( 1 \pm \frac{e_{0p1} y_s A_{red}}{I_{red}} \right) (1 + 0,8j_{b,cr})}, \quad (7.21)$$

где  $j_{b,cr} = 2,3$  - коэффициент ползучести бетона, принимаемый по табл. 6 прил. 9 или табл. 2.6 [9];

$a = \frac{E_s}{E_b}$ ,  $a = \frac{180000}{32500} = 5,54$  - коэффициент приведения арматуры к бетону;

$S_{bp}$  - напряжения в бетоне в уровне центра тяжести рассматриваемой напрягаемой арматуры (или в уровне крайнего сжатого бетонного волокна), определяемые по формуле:

$$S_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} \pm \frac{P_{(1)} e_{opl} y_s}{I_{red}} \pm \frac{M_{np}^w y_s}{I_{red}}, \quad (7.22)$$

$$P_{(1)} = A_{sp} (S_{sp} - \Delta S_{sp(1)}), P_{(1)} = 181,6(1080 - 228,05) = 154714,12H \quad -$$

усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь;

$$e_{opl} = y_{sp} = y_t - a, \quad e_{opl} = 109,48 - 25 = 84,48 \text{ мм} \quad - \text{ эксцентриситет}$$

усилия  $P_{(1)}$  относительно центра тяжести приведенного сечения плиты;

$y_s$  - расстояние между центрами тяжести рассматриваемой напрягаемой арматуры и приведенного поперечного сечения плиты (принимается равным  $y_t$  или  $h - y_t$ );

$$m_{sp} = \frac{A_{sp}}{A_b}, \quad m_{sp} = \frac{181,6}{163821,8} = 0,0011 - \text{ коэффициент армирования.}$$

Напряжения в бетоне в уровне центра тяжести напрягаемой арматуры равны:

$$S_{bp} = \frac{154714,12}{164827,58} + \frac{154714,12 \cdot 84,48 \cdot 109,48}{18045542,62} + \frac{14,4 \cdot 109,48}{18045542,62} = 4,04 \text{ МПа};$$

в уровне крайнего сжатого бетонного волокна составят:

$$S'_{bp} = \frac{154714,12}{164827,58} - \frac{154714,12 \cdot 84,48 \cdot (220 - 109,48)}{18045542,62} - \frac{14,4 \cdot (220 - 109,48)}{18045542,62} = -2,19 \text{ МПа} < 0.$$

Передачную прочность бетона назначаем равной как для бетона класса В25:

$$R_b^p = 14,5 \text{ МПа}, \quad R_{b,ser}^p = 18,5 \text{ МПа}, \quad R_{bt,ser}^p = 1,55 \text{ МПа}.$$

Потери напряжений в напрягаемой арматуре от ползучести бетона в уровне центра тяжести напрягаемой арматуры будут равны:

$$\Delta S_{sp6} = \frac{0,8 \cdot 2,3 \cdot 5,54 \cdot 4,04}{1 + 5,54 \cdot 0,0011 \left( 1 + \frac{84,48 \cdot 109,48 \cdot 164827,58}{18045542,62} \right) (1 + 0,8 \cdot 2,3)} = 39,43 \text{ МПа}$$

Потери напряжений в напрягаемой арматуре от ползучести бетона в уровне крайнего сжатого волокна бетона равны 0 т.к.  $s'_{bp} = 0$ .

Вторые потери для напрягаемой арматуры будут равны:

$$\Delta s_{sp(2)} = \Delta s_{sp5} + \Delta s_{sp6}, \quad (7.23)$$

$$\Delta s_{sp(2)} = 36 + 39,43 = 75,43 \text{ МПа}.$$

Суммарная величина потерь составит:

$$\Delta s_{sp(1)} + \Delta s_{sp(2)} = 228,05 + 75,43 = 303,48 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа}.$$

Напряжение в арматуре с учетом всех потерь равно:

$$s_{sp(2)} = 1080 - 303,48 = 776,52 \text{ МПа}.$$

Усилие предварительного обжатия бетона с учетом полных потерь напряжений составит:

$$P = A_{sp} s_{sp(2)}, \quad (7.24)$$

$$P = 181,6 \cdot 776,52 = 141016,03 \text{ Н}.$$

**8.** Момент образования трещин в стадии эксплуатации определяем по формуле:

$$M_{crc} = g R_{bt,ser} W_{red} + P(e_{0p1} + r), \quad (7.25)$$

где  $g = 1,25$  при  $2 < b'_f / b = b_f / b \leq 6$ ;

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}}, \quad r = \frac{8870776,36}{164827,58} = 53,82 \text{ мм} - \text{расстояние от центра тяжести}$$

приведенного сечения до ядровой точки.

$$M_{crc} = 1,25 \cdot 1,75 \cdot 8870776,36 + 141016,03(84,48 + 53,82) = 38,91 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 38,91 \text{ кНм}.$$

Проверяем условие:

$$M_{crc} \geq M_{np,n}, \quad (7.26)$$

$M_{crc} = 38,91 \text{ кНм} > M_{np,n} = 23,12 \text{ кНм}$  - следовательно, трещины в стадии эксплуатации не образуются.

**9.** Момент образования трещин в стадии изготовления определяем по формуле:

$$M_{crc} = g R_{bt,ser}^p W_{red}^{sup} + P_{(1)}(e_{0p1} + r_{inf}), \quad (7.27)$$

где  $g = 1,25$  см. п.8 расчета;

$$r = \frac{W_{red}^{sup}}{A_{red}}, \quad r = \frac{8787301,81}{164827,58} = 53,31 \text{ мм} - \text{расстояние от центра тяжести}$$

приведенного сечения до ядровой точки, наиболее удаленной от грани элемента, растянутой усилием  $P_{(1)}$ ;

$$M_{crc} = 1,25 \cdot 1,55 \cdot 8787301,81 - 154714,12(84,48 + 53,31) = -4,29 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = \\ = -4,29 \text{ кНм} < M_{np}^w = 14,4 \text{ кНм} - \text{трещины образуются до приложения}$$

нагрузки, требуется расчет по раскрытию трещин в стадии изготовления.

**10. Расчет плиты перекрытия по раскрытию трещин.** При расчете по раскрытию трещин в стадии изготовления в верхней зоне плиты в пролете (в зоне растяжения от приложения усилия обжатия) условно принимаем арматуру  $A'_{sp} = 181,6 \text{ мм}^2$  - 8 канатов К-7 диаметром 6 мм. Арматуру располагаем в уровне крайнего бетонного волокна - толщина защитного слоя равна 0 мм.

Коэффициент приведения арматуры к бетону вычисляем по формуле:

$$a_{s1} = \frac{E_s}{E_{b,red}}, \quad (7.28)$$

где  $E_{b,red} = R_{b,ser}^p / e_{b1,red}$ ,  $e_{b1,red} = 0,0015$ ,  $E_{b,red} = 18,5 / 0,0015 = \\ = 12333,3 \text{ МПа}$  - приведенный модуль деформации сжатого бетона.

$$a_{s1} = \frac{180000}{12333,3} = 14,59.$$

Значение приведенного коэффициента армирования равно:

$$ma_{s1} = \frac{a_{s1} A'_{sp}}{bh_0}, \quad (7.29)$$

$$ma_{s1} = \frac{14,59 \cdot 181,6}{470,2 \cdot 195} = 0,029.$$

Коэффициент  $j_f$  равен:

$$j_f = \frac{(b'_f - b)h'_f + a_{s1} A'_{sp}}{bh_0}, \quad (7.30)$$

$$j_f = \frac{(1460 - 470,2)30,5 + 14,59 \cdot 181,6}{470,2 \cdot 195} = 0,36.$$

Изгибающий момент в плите с учетом действия силы обжатия  $P_{(1)}$ , приложенной с эксцентриситетом  $e'_{sp} = h_0 = 195 \text{ мм}$  относительно крайнего верхнего бетонного волокна, определяем по формуле:

$$M_{np,s}^w = M_{np}^w - P_{(1)} e'_{sp}, \quad (7.31)$$

$$M_{np,s}^w = 14,4 \cdot 10^6 - 154714,12 \cdot 195 = -15,77 \cdot 10^6 \text{ Нмм} = -15,77 \text{ кНм}$$

По табл. 4.2 [9] при значениях  $e'_s / h_0 = \frac{M_{np,s}^w}{P_{(1)} h_0}$ ,

$$e'_s = \frac{15,77 \cdot 10^6}{154714,12 \cdot 195} = 0,52 \text{ находим: } z = 0,7.$$

Плеcho внутренней пары сил составит:  $z = zh_0$ ,  $z = 0,7 \cdot 195 = 136,5 \text{ мм}$ .

Напряжения в условной арматуре определяем по формуле:

$$s_s = \frac{M_{np,s}^w / z - P_{(1)}}{A'_{sp}}, \quad (7.32)$$

$$s_s = \frac{-15,77 \cdot 10^6 / 136,5 - 154714,12}{181,6} = -1488,13 \text{ МПа} \text{ (принимаются по}$$

абсолютной величине не более  $R_{s,ser}$ ).

Приращение напряжений в растянутой арматуре в сечении с трещиной сразу после образования нормальных трещин определяем по формуле (7.32), подставляя вместо  $M_{np,s}^w$   $M_{crc}$  - момент образования трещин в стадии изготовления.

$$s_s = \frac{-4,29 \cdot 10^6 / 136,5 - 154714,12}{181,6} = -1025,01 \text{ МПа}.$$

Тогда значение  $y_s$  будет равно:

$$y_s = 1 - 0,8 \frac{s_{s,crc}}{s_s}, \quad (7.33)$$

$$y_s = 1 - 0,8 \frac{-1025,01}{-1488,13} = 0,45.$$

Значение базового расстояния между трещинами  $l_s$  (принимают не менее  $10d_s$  и 100 мм и не более  $40d_s$  и 400 мм) определяем по формуле:

$$l_s = 0,5 \frac{A_{bt}}{A'_{sp}} d_s, \quad (7.34)$$

где  $A_{bt} = y_t b$  - площадь сечения растянутого бетона, для двутавровых сечений допускается принимать  $y_t = k y_0$ ;

$d_s = 6 \text{ мм}$  - диаметр стержней условной арматуры;

$A'_{sp}$  - площадь сечения стержней условной арматуры;

$k$  - поправочный коэффициент, учитывающий неупругие деформации растянутого бетона, принимается равным  $0,95$  для двутавровых сечений;

Значение  $y_0$  принимается равным:

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red} + P_{(1)} / R_{bt,ser}^p}, \quad (7.35)$$

$$y_0 = \frac{18045542,62}{164827,58 + 154714,12 / 18,5} = 68,19 \text{ мм}.$$

$$y_t = 0,95 \cdot 68,19 = 64,78 \text{ мм}, \quad A_{bt} = 64,78 \cdot 470,2 = 30459,56 \text{ мм}^2,$$

$$l_s = 0,5 \frac{30459,56}{181,6} 6 = 503,19 \text{ мм}.$$

Принимаем  $l_s = 40 d_s$ ,  $l_s = 40 \cdot 6 = 240 \text{ мм}$ .

Ширину раскрытия трещин при продолжительном их раскрытии определяем по формуле:

$$a_{crc} = a_{crc1} = j_1 j_2 y_s \frac{S_s}{E_s} l_s, \quad (7.36)$$

где  $j_1 = 1$  - согласно п. 4.13 [9];

$j_2 = 0,5$  - для канатной арматуры.

$$a_{crc} = a_{crc1} = 1 \cdot 0,5 \cdot \frac{1488,13}{180000} 240 = 0,45 \text{ мм}.$$

Допустимая ширина раскрытия трещин для арматуры класса К1500 согласно п. 4.2 [9] составляет  $a_{crc,ult} = 0,1 \text{ мм}$ .

$a_{crc} = a_{crc1} = 0,45 \text{ мм} > a_{crc,ult} = 0,1 \text{ мм}$  - ширина раскрытия трещин в стадии изготовления больше допустимой величины. Следовательно, в верхней зоне плиты перекрытия для восприятия усилий от выгиба

необходимо установить напрягаемую арматуру. Конструктивно принимаем 4Ø6 К-7  $A'_{sp} = 90,8 \text{ мм}^2$ .

**11. Расчет плиты перекрытия по деформациям.** Прогиб плиты перекрытия определяем по формуле 4.24. Коэффициент, учитывающий опирание и вид загрузки плиты перекрытия, принимаем по табл. 4.3 [9]

как для свободно опертой балки:  $S = \frac{5}{48}$ .

$l_{0,n} = 5630 \text{ мм} = 5,63 \text{ м}$  - расчетный пролет плиты перекрытия.

Модуль деформации сжатого бетона при непродолжительном действии нагрузок определяем по формуле 7.3:

$$E_{b1} = 0,85 \cdot 32500 = 27625 \text{ МПа} ,$$

при продолжительном действии нагрузок по формуле 7.4:

$$E_{b1} = \frac{32500}{1+2,3} = 9848,48 \text{ МПа} .$$

- Кривизна от непродолжительного действия кратковременных нагрузок будет равна:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{(23,12 - 20,6) \cdot 10^6}{27625 \cdot 971172595,7} = 9,39 \cdot 10^{-8} \frac{1}{\text{мм}} \quad (\text{значения изгибающих}$$

моментов см. п. 2 расчетов по этапу 7).

- Кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок равна:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{20,6 \cdot 10^6}{9848,48 \cdot 971172595,7} = 2,15 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{мм}} .$$

- Кривизна от непродолжительного действия усилия предварительного обжатия  $P_{(1)}$  при действии изгибающего момента, равного:

$$M = 154714,12 \cdot 84,48 = 13,07 \cdot 10^6 \text{ Нмм} = 13,07 \text{ кНм}$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{13,07 \cdot 10^6}{27625 \cdot 971172595,7} = 4,87 \cdot 10^{-7} \frac{1}{\text{мм}} .$$

- кривизна, обусловленная остаточным выгибом элемента вследствие усадки и ползучести бетона в стадии изготовления от усилия предварительного обжатия  $P_{(1)}$  и собственного веса элемента равна:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{4,04 - (-2,19)}{180000 \cdot 195} = 1,77 \cdot 10^{-7} \frac{1}{\text{мм}} .$$

Полная кривизна будет равна:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{\max} = (9,39 + 215 - 48,7 - 17,7) \cdot 10^{-8} = 1,58 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{мм}}.$$

Согласно дополнительным данным для проектирования, полученных на этапе 6, полная кривизна плиты в опорном сечении равна:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{\text{sup},r} = -2,25 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{мм}}.$$

Прогиб плиты перекрытия составит:

$$f = \left[ 1,58 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{5}{48} + 0,5 \cdot 2,25 \cdot 10^{-6} \cdot \left( \frac{1}{8} - \frac{5}{48} \right) \right] \cdot 5630^2 = 5,96 \text{ мм}.$$

Согласно п. 10.7 [4] находим  $f_{ult} = \frac{1}{194} l_0$ ,  $f_{ult} = \frac{1}{194} 5630 = 29,02 \text{ мм}$ .

Проверяем условие:

$$f \leq f_{ult}. \quad (7.38)$$

$f = 5,96 \text{ мм} < f_{ult} = 29,02 \text{ мм}$  - условие выполняется.

**12.** После окончания расчетов по этапу 4, необходимо заполнить контрольный талон. В случае, если требования по эксплуатационной пригодности, предъявляемые к плите перекрытия, не удовлетворяются, но ручной расчет выполнен правильно, программой проверки в награду будут выданы уточненное значение величины предварительного напряжения арматуры, при котором требования эксплуатационной пригодности будут выполняться. Если ручной счет выполнен неправильно, уточнение величины предварительного напряжения арматуры необходимо выполнить самостоятельно.



**Пример заполнения контрольного талона:**

Этап №7

Задание №1

Фамилия: Седов

Контролируемый параметр	$M_{np}$ , кНм	$S_{sp}$ , МПа	$A_{sp}$ , мм <sup>2</sup>	$S_{sp(2)}$ , МПа	$M_{crc}$ , кНм	$a_{crc1}$ , мм	$a_{crc}$ , мм	$f$ , мм
Значение	26,72	1200	181,6	776,52	38,91	0,45	0	5,96

Обозначения контролируемых параметров:

$M_{np}$  - значение изгибающего момента плиты в пролетном сечении от расчетных нагрузок;

$S_{sp}$  - величина предварительного напряжения арматуры;

$A_{sp}$  - площадь сечения напрягаемой арматуры в растянутой зоне;

$S_{sp(2)}$  - напряжение в арматуре с учетом всех потерь;

$M_{crc}$  - момент образования трещин в стадии эксплуатации;

$a_{crc1}$  - ширина раскрытия трещин при продолжительном их раскрытии (максимальная величина из значений для стадии изготовления или эксплуатации);

$a_{crc}$  - ширина раскрытия трещин при непродолжительном их раскрытии (максимальная величина из значений для стадии изготовления или эксплуатации);

$f$  - прогиб плиты перекрытия.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. – М.: ГУП НИИЖБ Госстроя России, 2005. – 55с.
2. Железобетонные конструкции. Общий курс. В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. – М.: Стройиздат, 1991.
3. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003). ЦНИИПромзданий, НИИЖБ.- М.: ОАО «ЦНИИПромзданий, 2005. – 214 с.
4. СНиП 2.01.07-85\*. Нагрузки и воздействия. Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2003. – 44с.
5. Железобетонные и каменные конструкции: Учеб. для строит. Спец. вузов. В.М. Бондаренко. – М.: Высш. шк., 2007. – 887с.
6. Примеры расчета и конструирования железобетонных конструкций по СП 52-101-2003. Под ред. д-ра техн. наук, проф. Соколова Б.С., Казань, 2007. – 96с.
7. СНиП П-22-81\*. Каменные и армокаменные конструкции. Госстрой России. - М.: ФГУП ЦПП, 2004.
8. Проектирование железобетонных конструкций: Справоч. пособие/А.Б. Гольшев, В.Я. Бачинский, В.П. Полищук и др.; Под ред. А.Б. Гольшева. – К.:Будівельник, 1985. – 496 с.
9. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона (к СП 52-102-2004). – М.: ГУП НИИЖБ Госстроя России, 2004. – 102с.
10. Трехмерное моделирование конструктивных систем зданий в курсовом проектировании по дисциплине «железобетонные и каменные конструкции». Б.С. Соколов, М.Р. Загидуллин. Казань: КГАСУ, 2009г. – 64с.

**ПРИЛОЖЕНИЕ 1**  
**НОМЕНКЛАТУРА ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЯ. РАСЧЕТНЫЕ**  
**ЗНАЧЕНИЯ ВЕСА СНЕГОВОГО ПОКРОВА**

Таблица 1

Номенклатура плит перекрытия.

Схема изделия	Пример маркировки	$l_n^{ном}$ , мм	$b_n^{ном}$ , мм	hп, мм
Плиты перекрытия с круглыми пустотами				
	1ПК60.18 8 А500 ПК – плита круглопустотн. с опиранием по двум сторонам; 60,18 – длина и ширина, дм; 6, 8, 10 – нагрузка в кН/м <sup>2</sup> ; А500 – класс предварительно напряженной арматуры.	2380 – 7180 через 300	990 1190 1490 1790	220

Примечание.

1. В курсовом проекте применять плиты без уклонов по торцам.

2. Размеры плит перекрытия  $l_n^{ном}$  и  $b_n^{ном}$  являются номинальными.

Конструктивные размеры плит перекрытия можно определить следующим образом:

$$l_n^k = l_n^{ном} + 20 \text{ мм}, \quad b_n^k = b_n^{ном} + 10 \text{ мм}.$$

Таблица 2

Расчетные значения веса снегового покрова  $S_g$  на 1 м<sup>2</sup> горизонтальной поверхности земли в зависимости от снегового района Российской Федерации

Снеговые районы Российской Федерации (принимаются по карте 1 обязательного прил.5 [4])	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
$S_g$ , кПа (кгс/м <sup>2</sup> )	0,8 (80)	1,2 (120)	1,8 (180)	2,4 (240)	3,2 (320)	4,0 (400)	4,8 (480)	5,6 (560)

## ПРИЛОЖЕНИЕ 2

### ТИПЫ КОНСТРУКЦИЙ КРОВЛИ И ПОЛА

Таблица 1

Типы конструкций кровли

Номер типа кровли	Слои	Коэф-т надёж-ти по нагр.
1	1-Гидроизоляция (верхний слой Экофлекс К) ( $\rho=0,16 \text{ кН/м}^2$ )	1,3
	2- Гидроизоляция (нижний слой Экофлекс П) ( $\rho=0.068 \text{ кН/м}^2$ )	1,3
	3-Цементная стяжка ( $t=20 \text{ мм}$ , $\rho=18.0 \text{ кН/м}^3$ )	1,3
	4-Утеплитель-керамзит ( $t=200 \text{ мм}$ , $\rho=5.0 \text{ кН/м}^3$ )	1,3
	5-Пароизоляция - (Изоспан DM) ( $\rho=0.001 \text{ кН/м}^2$ )	1,3
2	1-Слой гравия, втопленного в мастику ( $\rho=0.16 \text{ кН/м}^2$ )	1,3
	2- Четыре слоя гидроизола ( $\rho=0.052 \text{ кН/м}^2$ )	1,3
	3- Цементная стяжка ( $t=20 \text{ мм}$ , $\rho=18.0 \text{ кН/м}^3$ )	1,3
	4-Утеплитель- URSA П-75 ( $t=140 \text{ мм}$ , $\rho=0.75 \text{ кН/м}^3$ )	1,3
	5- Обмазочная пароизоляция ( $\rho=0.05 \text{ кН/м}^2$ )	1,3
3	1-Слой гравия, втопленного в мастику ( $\rho=0.16 \text{ кН/м}^2$ )	1,3
	2-Три слоя гидроизола ( $\rho=0.039 \text{ кН/м}^2$ )	1,3
	3-Асфальтовая стяжка ( $t=20 \text{ мм}$ , $\rho=21.0 \text{ кН/м}^3$ )	1,3
	4-Утеплитель-минераловатные плиты ( $t=180 \text{ мм}$ , $\rho=2.25 \text{ кН/м}^3$ )	1,3
	5-Пароизоляция-слой рубероида на мастике( $\rho=0.03 \text{ кН/м}^2$ )	1,3
4	1-Слой гравия, втопленного в мастику ( $\rho=0.16 \text{ кН/м}^2$ )	1,3
	2- Четыре слоя гидроизола ( $\rho=0.052 \text{ кН/м}^2$ )	1,3
	3- Асфальтовая стяжка ( $t=20 \text{ мм}$ , $\rho=21.0 \text{ кН/м}^3$ )	1,3
	4-Утеплитель- минераловатные плиты ( $t=150 \text{ мм}$ , $\rho=1.25 \text{ кН/м}^3$ )	1,3
	5- Обмазочная пароизоляция ( $\rho=0.05 \text{ кН/м}^2$ )	1,3
5	1-Слой гравия, втопленного в мастику ( $\rho=0.16 \text{ кН/м}^2$ )	1,3
	2-Три слоя гидроизола ( $\rho=0.039 \text{ кН/м}^2$ )	1,3
	3- Цементная стяжка ( $t=20 \text{ мм}$ , $\rho=18.0 \text{ кН/м}^3$ )	1,3
	4-Утеплитель-полистиролбетон ( $t=200 \text{ мм}$ , $\rho=2.5 \text{ кН/м}^3$ )	1,3
	5-Пароизоляция-слой рубероида на мастике( $\rho=0.03 \text{ кН/м}^2$ )	1,3

Таблица 2

Типы конструкций пола

Номер типа пола	Слои	Коэф-т надёж-ти по нагр.
1	1-Линолеум( $\rho=0.18 \text{ кН/м}^2$ )	1,3
	2-Обмазка на основе синтетических смол( $\rho=0.03 \text{ кН/м}^2$ )	1,3
	3- Цементная стяжка ( $t=30 \text{ мм}$ , $\rho=18.0 \text{ кН/м}^3$ )	1,3
2	1-Паркет ( $\rho=0.55 \text{ кН/м}^2$ )	1,3
	2- Цементная стяжка ( $t=50 \text{ мм}$ , $\rho=18.0 \text{ кН/м}^3$ )	1,3
3	1- Керамогранитная плитка( $\rho=0.75 \text{ кН/м}^2$ )	1,3
	2- Полиэтиленовая плёнка( $\rho=0.05 \text{ кН/м}^2$ )	1,3
	3- Цементная стяжка ( $t=20 \text{ мм}$ , $\rho=18.0 \text{ кН/м}^3$ )	1,3

**ПРИЛОЖЕНИЕ 3**  
**ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТОВ  $g_n$  ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ**  
**ОПОРНЫХ МОМЕНТОВ В РИГЕЛЕ**

Таблица 1

Значения коэффициентов  $g_n$  для определения опорных моментов в ригеле.

Схема нагрузки	Коэффициент					
	0.25	0.5	1	2	5	20
1 $M_1$	0.1046	0.1074	0.1102	0.1112	0.1121	0.1128
$M_2=M_3$	0.0952	0.0923	0.089	0.0862	0.0842	0.0834
2 $M_1$	0.0616	0.0693	0.0791	0.0891	0.0995	0.1075
$M_2=M_3$	0.0401	0.0336	0.0254	0.0172	0.0089	0.0026
3 $M_1$	0.043	0.0381	0.0331	0.0231	0.0131	0.0042
$M_2=M_3$	0.0551	0.0587	0.0636	0.069	0.0754	0.0808
4 $M_1$	0.1168	0.116	0.1152	0.1144	0.1136	0.1128
$M_2$	0.1103	0.1058	0.1001	0.0943	0.0879	0.0847

Примечания.

1. Промежуточные значения коэффициентов  $g_n$  определять линейной интерполяцией.
2. Значения опорных моментов принимать отрицательными.

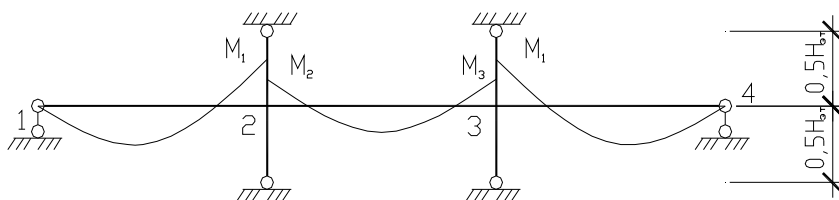


Рис. 1. Схема расположения опорных моментов (цифрами обозначены номера опор)

## ПРИЛОЖЕНИЕ 4

### РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕТОНА И АРМАТУРЫ ДЛЯ РАСЧЕТА ПО ПЕРВОЙ ГРУППЕ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ

Таблица 1

Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы.

Вид сопротивления	Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы $R_b$ и $R_{bt}$ , МПа ( $\text{кгс/см}^2$ ) при классе бетона по прочности на сжатие										
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое, $R_b$	6,0 (61,2)	8,5 (86,6)	11,5 (117)	14,5 (148)	17,0 (173)	19,5 (199)	22,0 (224)	25,0 (255)	27,5 (280)	30,0 (306)	33,0 (336)
Растяжение осевое, $R_{bt}$	0,56 (5,7)	0,75 (7,6)	0,90 (9,2)	1,05 (10,7)	1,15 (11,7)	1,30 (13,3)	1,40 (14,3)	1,50 (15,3)	1,60 (16,3)	1,70 (17,3)	1,80 (18,3)

В необходимых случаях расчетные сопротивления бетона умножаются на следующие коэффициенты условий работы  $\gamma_{bi}$ :

- а)  $\gamma_{b1} = 0,9$  - для бетонных и железобетонных конструкций при действии только постоянных и длительных нагрузок, вводимый к расчетным значениям  $R_b$  и  $R_{bt}$ ;
- б)  $\gamma_{b2} = 0,9$  - для бетонных конструкций, вводимый к расчетному значению  $R_b$ ;
- в)  $\gamma_{b3} = 0,9$  - для бетонных и железобетонных конструкций, бетонируемых в вертикальном положении, вводимый к расчетному значению  $R_b$ .

Таблица 2

Расчетные значения сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы

Арматура классов	Расчетные значения сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа ( $\text{кгс/см}^2$ )		
	растяжению		сжатию, $R_{sc}$
	продольной, $R_s$	поперечной (хомутов и отогнутых стержней), $R_{sw}$	
A240	215 (2190)	170 (1730)	215 (2190)
A300	270 (2750)	215 (2190)	270 (2750)
A400	355 (3620)	285 (2900)	355 (3620)
A500	435 (4430)	300 (3060)	400 (4080)
B500	415 (4230)	300 (3060)	360 (3670)

Таблица 3

Значения коэффициентов  $\zeta_R$  и  $a_R$  в зависимости от класса продольной арматуры

Класс арматуры	A240	A300	A400	A500	B500
Значение $\zeta_R$	0,612	0,577	0,531	0,493	0,502
Значение $a_R$	0,425	0,411	0,390	0,372	0,376

**ПРИЛОЖЕНИЕ 5**  
**РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕТОНА И АРМАТУРЫ ДЛЯ**  
**РАСЧЕТА ПО ВТОРОЙ ГРУППЕ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ**

Таблица 1

Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний второй группы.

Вид сопротивления	Нормативные сопротивления бетона $R_{b,n}$ и $R_{bt,n}$ и расчетные значения сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$ МПа ( $\text{кгс/см}^2$ ) при классе бетона по прочности на сжатие										
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое $R_{bn}, R_{b,ser}$	7,5 (76,5)	11,0 (112)	15,0 (153)	18,5 (188)	22,0 (224)	25,5 (260)	29,0 (296)	32,0 (326)	36,0 (367)	39,5 (403)	43,0 (438)
Растяжение $R_{bt,n}, R_{bt,ser}$	0,85 (8,7)	1,10 (11,2)	1,35 (13,8)	1,55 (15,8)	1,75 (17,8)	1,95 (19,9)	2,10 (21,4)	2,25 (22,9)	2,45 (25,0)	2,60 (26,5)	2,75 (28,0)

Таблица 2

Расчетные сопротивления растяжению арматуры для предельных состояний второй группы

Арматура классов	Номинальный диаметр арматуры, мм	Нормативные значения сопротивления растяжению $R_{sn}$ и расчетные значения сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы $R_{s,ser}$ МПа ( $\text{кгс/см}^2$ )
A240	6-40	240 (2450)
A300	10-70	300 (3060)
A400	6-40	400 (4080)
A500	6-40	500 (5100)
B500	3-12	500 (5100)

Таблица 3

Значения начального модуля упругости бетона при сжатии и растяжении

Значения начального модуля упругости бетона при сжатии и растяжении $E_b \cdot 10^{-3}$ , МПа ( $\text{кгс/см}^2$ ), при классе бетона по прочности на сжатие										
B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
19,0 (194)	24,0 (245)	27,5 (280)	30,0 (306)	32,5 (331)	34,5 (352)	36,0 (367)	37,0 (377)	38,0 (387)	39,0 (398)	39,5 (403)

Значения модуля упругости арматуры  $E_s$  принимают одинаковыми при растяжении и сжатии и равными  $E_s = 2,0 \cdot 10^5$  МПа =  $2,0 \cdot 10^6$   $\text{кгс/см}^2$ .

Таблица 4

Значения коэффициента  $\gamma$ , учитывающего неупругие деформации  
растянутого бетона

Форма сечения	Коэффициент $\gamma$
1. Прямоугольное	1,30
2. Тавровое с полкой, расположенной в сжатой зоне	1,30

Таблица 5

$\mu_f$	Коэффициенты $\phi_1$ при значениях $\mu\alpha_{s1}$ , равных											
	0,07	0,10	0,15	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
0,0	0,60	0,55	0,49	0,45	0,38	0,34	0,30	0,27	0,25	0,23	0,22	0,20
0,2	0,69	0,65	0,59	0,55	0,48	0,43	0,39	0,36	0,33	0,31	0,29	0,27
0,4	0,73	0,69	0,65	0,61	0,55	0,50	0,46	0,42	0,40	0,37	0,35	0,33
0,6	0,75	0,72	0,68	0,65	0,59	0,55	0,51	0,47	0,45	0,42	0,40	0,38
0,8	0,76	0,74	0,71	0,69	0,62	0,58	0,54	0,51	0,48	0,46	0,44	0,42
1,0	0,77	0,75	0,72	0,70	0,65	0,61	0,57	0,54	0,52	0,49	0,47	0,45

$$\mu_s a_{s1} = \frac{A_s}{bh_o} a_{s1}; \mu_f = \frac{(b_f - b)h_f}{bh_o} + \frac{A_s}{bh_o} a_{s1}.$$

при продолжительном действии нагрузок  $a_{s1} = 560/R_{b,ser}$   
при непродолжительном действии нагрузок  $a_{s2} = 300/R_{b,ser}$

Таблица 6

$\mu_f$	Коэффициенты $\phi_2$ при значениях $\mu\alpha_{s1}$ равных													
	$\leq$ 0,07	0,07 -0,1	0,1- 0,2	0,2- 0,4	0,4- 0,6	0,6- 0,8	0,8- 1,0	$\leq$ 0,07	0,07- 0,1	0,1- 0,2	0,2- 0,4	0,4- 0,6	0,6- 0,8	0,8- 1,0
	непродолжительное действие нагрузок							продолжительное действие нагрузок						
0,0	0,16	0,16	0,16	0,17	0,17	0,17	0,17	0,15	0,14	0,14	0,13	0,13	0,12	0,12
0,2	0,20	0,20	0,20	0,21	0,22	0,23	0,23	0,18	0,18	0,18	0,17	0,17	0,17	0,16
0,4	0,22	0,23	0,23	0,24	0,26	0,27	0,28	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21	0,20	0,20
0,6	0,24	0,25	0,25	0,27	0,29	0,31	0,32	0,23	0,23	0,23	0,23	0,24	0,24	0,24
0,8	0,25	0,26	0,27	0,29	0,32	0,34	0,36	0,24	0,24	0,25	0,25	0,26	0,27	0,27
1,0	0,26	0,27	0,28	0,30	0,34	0,37	0,39	0,25	0,26	0,26	0,27	0,28	0,29	0,3

$$\mu_s a_{s1} = \frac{A_s}{bh_o} a_{s1}; \mu_f = \frac{(b_f - b)h_f}{bh_o} + \frac{A_s}{bh_o} a_{s1}; \mu_f = \frac{(b_f - b)h_f}{bh_o}; a_{s1} = \frac{300}{R_{bn}}.$$



## ПРИЛОЖЕНИЕ 6 СОРТАМЕНТ АРМАТУРЫ

Таблица 1

Сортамент арматуры.

Номин. Диам. стержня, мм	Расчетная площадь поперечного стержня, мм <sup>2</sup> , при числе стержней									Теор. масса 1м длины армат., кг	Диаметр арматуры классов		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A240 A400 A500	A300	B500
	3	7,1	14,1	21,2	283	35,3	42,4	49,5	56,5		63,6	0,052	-
4	12,6	25,1	37,7	50,2	62,8	75,4	87,9	100,5	113	0,092	-	-	+
5	19,6	39,3	58,9	78,5	98,2	117,8	137,5	157,1	176,7	0,144	-	-	+
6	28,3	57	85	113	141	170	198	226	254	0,222	+	-	+
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	0,395	+	-	+
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,617	+	+	+
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888	+	+	+
14	153,9	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208	+	+	-
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578	+	+	-
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	1,998	+	+	-
20	314,2	628	942	1256	1571	1885	2199	2513	2828	2,466	+	+	-
22	380,1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	2,984	+	+	-
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,84	+	+	-
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3685	4310	4926	5542	4,83	+	+	-
32	804,3	1609	2413	3217	4021	4826	5630	6434	7238	6,31	+	+	-
36	1017,9	2036	3054	4072	5089	6107	7125	8143	9161	7,99	+	+	-
40	1256,6	2513	3770	5027	6283	7540	8796	10053	11310	9,865	+	+	-

Примечания:

- Номинальный диаметр стержней для арматурных сталей периодического профиля соответствует номинальному диаметру равновеликих по площади поперечного сечения стержней. Фактические размеры стержней периодического профиля устанавливаются ГОСТ 5781-82.
- Знак "+" означает наличие диаметра в сортаменте для арматуры данного класса.

Таблица 2

Соотношение между диаметрами свариваемых стержней и минимальные  
расстояния между стержнями в сварных сетках и каркасах.

Диаметр стержня одного направления, мм	3	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
Наименьший допустимый диаметр стержня другого направления, мм	3	3	3	3	3	4	4	5	5	6	8	8	8
Наименьшее допустимое расстояние между осями стержней одного направления, мм	50	50	75	75	75	75	75	100	100	100	150	150	150
То же, продольных стержней при двухрядном их расположении в каркасе, мм	-	40	40	40	50	50	50	50	60	60	60	70	70

## ПРИЛОЖЕНИЕ 7

### ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТОВ $j_b$ И $j_{sb}$ ДЛЯ РАСЧЕТА КОЛОННЫ

Таблица 1

Значения коэффициента  $\varphi_b$

$\frac{N_l}{N}$	Коэффициент $\varphi_b$ при $l_0/h$							
	6	8	10	12	14	16	18	20
0	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,88	0,86	0,84
0,5	0,92	0,91	0,90	0,89	0,86	0,82	0,77	0,71
1,0	0,92	0,91	0,89	0,87	0,83	0,76	0,68	0,60

Таблица 2

Значения коэффициента  $\varphi_{sb}$

$\frac{N_l}{N}$	Коэффициент $\varphi_{sb}$ при $l_0/h$							
	6	8	10	12	14	16	18	20
А. При $a = a' < 0,15h$ и при отсутствии промежуточных стержней (см. эскиз) или площади сечения этих стержней менее $A_{s,tot}/3$								
0	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,88	0,86	0,83
0,5	0,92	0,91	0,91	0,90	0,88	0,87	0,83	0,79
1,0	0,92	0,91	0,90	0,90	0,88	0,85	0,80	0,74
Б. При $0,25h > a = a' \geq 0,15h$ или при площади промежуточных стержней (см. эскиз), равной или более $A_{s,tot}/3$ независимо от $a$								
0	0,92	0,92	0,91	0,89	0,87	0,85	0,82	0,79
0,5	0,92	0,91	0,90	0,88	0,85	0,81	0,76	0,71
1,0	0,92	0,91	0,89	0,87	0,83	0,77	0,70	0,62

**ПРИЛОЖЕНИЕ 8**  
**ХАРАКТЕРИСТИКИ КИРПИЧНОЙ КЛАДКИ ДЛЯ РАСЧЕТА**  
**ПРОСТЕНКА**

Таблица 1

Значения расчетных сопротивлений кладки сжатию  $R$

Марка кирпича или камня	Расчетные сопротивления $R$ , МПа (кгс/см <sup>2</sup> ), сжатию кладки из кирпича всех видов и керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами шириной до 12 мм при высоте ряда кладки 50-150 мм на тяжелых растворах									
	При марке раствора								При пр-ти раствора	
	200	150	100	75	50	25	10	4	0,2 (2)	нулевой
300	3,9(39)	3,6(36)	3,3(33)	3,0(30)	2,8(28)	2,5(25)	2,2(22)	1,8(18)	1,7(17)	1,5(15)
250	3,6(36)	3,3(33)	3,0(30)	2,8(28)	2,5(25)	2,2(22)	1,9(19)	1,6(16)	1,5(15)	1,3(13)
200	3,2(32)	3,0(30)	2,7(27)	2,5(25)	2,2(22)	1,8(18)	1,6(16)	1,4(14)	1,3(13)	1,0(10)
150	2,6(26)	2,4(24)	2,2(22)	2,0(20)	1,8(18)	1,5(15)	1,3(13)	1,2(12)	1,0(10)	0,8(8)
125	-	2,2(22)	2,0(20)	1,9(19)	1,7(17)	1,4(14)	1,2(12)	1,1(11)	0,9(9)	0,7(7)
100	-	2,0(20)	1,8(18)	1,7(17)	1,5(15)	1,3(13)	1,0(10)	0,9(9)	0,8(8)	0,6(6)
75	-	-	1,5(15)	1,4(14)	1,3(13)	1,1(11)	0,9(9)	0,7(7)	0,6(6)	0,5(5)
50	-	-	-	1,1(11)	1,0(10)	0,9(9)	0,7(7)	0,6(6)	0,5(5)	0,35(3,5)
35	-	-	-	0,9(9)	0,8(8)	0,7(7)	0,6(6)	0,45(4,5)	0,4(4)	0,25(2,5)

**Примечание.** Расчетные сопротивления кладки на растворах марок от 4 до 50 следует уменьшать, применяя понижающие коэффициенты: 0,85 — для кладки на жестких цементных растворах (без добавок извести или глины), легких и известковых растворах в возрасте до 3 мес.; 0,9 — для кладки на цементных растворах (без извести или глины) с органическими пластификаторами.

Уменьшать расчетное сопротивление сжатию не требуется для кладки высшего качества — растворный шов выполняется под рамку с выравниванием и уплотнением раствора рейкой. В проекте указывается марка раствора для обычной кладки и для кладки повышенного качества.

Таблица 2

Значения коэффициента продольного изгиба  $j$

Гибкость		Коэффициент продольного изгиба $j$ при упругих характеристиках кладки $\alpha$						
$I_i$	$I_h$	1500	1000	750	500	350	200	100
4	14	1	1	1	0,98	0,94	0,9	0,82
6	21	0,98	0,96	0,95	0,91	0,88	0,81	0,68
8	28	0,95	0,92	0,9	0,85	0,8	0,7	0,54
10	35	0,92	0,88	0,84	0,79	0,72	0,6	0,43
12	42	0,88	0,84	0,79	0,72	0,64	0,51	0,34
14	49	0,85	0,79	0,73	0,66	0,57	0,43	0,28
16	56	0,81	0,74	0,68	0,59	0,5	0,37	0,23
18	63	0,77	0,7	0,63	0,53	0,45	0,32	-
22	76	0,69	0,61	0,53	0,43	0,35	0,24	-
26	90	0,61	0,52	0,45	0,36	0,29	0,2	-
30	104	0,53	0,45	0,39	0,32	0,25	0,17	-
34	118	0,44	0,38	0,32	0,26	0,21	0,14	-
38	132	0,36	0,31	0,26	0,21	0,17	0,12	-
42	146	0,29	0,25	0,21	0,17	0,14	0,09	-
46	160	0,21	0,18	0,16	0,13	0,1	0,07	-
50	173	0,17	0,15	0,13	0,1	0,08	0,05	-
54	187	0,13	0,12	0,1	0,08	0,06	0,04	-

**Примечания:** 1. Коэффициент  $j$  при промежуточных величинах гибкостей определяется по интерполяции.

## ПРИЛОЖЕНИЕ 9

### ХАРАКТЕРИСТИКИ НАПРЯГАЕМОЙ АРМАТУРЫ ДЛЯ РАСЧЕТА ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ

Таблица 1

Минимальные классы бетона, в котором может быть расположена напрягаемая арматура без анкеров

Характеристика напрягаемой арматуры	Класс бетона не ниже
Арматура классов: A540-A800	B20
A1000	B30
Арматура классов: Bp1200, Bp1300	B30
Bp1400, Bp1500	B20
K1400, K1500	B30

Таблица 2

Расчетные значения сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы

Арматура классов	Расчетные значения сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа (кгс/см <sup>2</sup> )		Арматура классов	Расчетные значения сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа (кгс/см <sup>2</sup> )	
	растяжению $R_s$	сжатию $R_{sc}$		растяжению $R_s$	сжатию $R_{sc}$
A240	215 (2200)	215 (2200)	B500	415 (4250)	360 (3650)
A300	270 (2750)	270 (2750)	Bp1200	1000 (10200)	400 (4100)
A400	355 (3600)	355 (3600)	Bp1300	1070 (10900)	-«-
A500	435 (4450)	400 (4100)	Bp1400	1170 (11900)	-«-
A540	450 (4600)*	200 (2000)	Bp1500	1250 (12750)	-«-
A600	520 (5300)	400 (4100)	K1400	1170 (11900)	-«-
A800	695 (7050)	-«-	K1500	1250 (12750)	-«-
A1000	830 (8450)	-«-			

Таблица 3(начало)

Класс каната	Номинальный диаметр, мм	Теоретическая масса 1 м, кг	Расчетная площадь поперечного сечения арматурных канатов, мм <sup>2</sup> , при их числе				
			1	2	3	4	5
К-7	6	0,173	22,7	45,4	68,1	90,8	113,5
	9	0,402	51	102	153	204	255
	12	0,714	90,6	181,2	271,8	362,4	453
	15	1,116	141,6	283,2	424,8	566,4	708
К-19	14	1,014	128,7	257,4	386,1	514,8	643,5

Класс каната	Номинальный диаметр, мм	Теоретическая масса 1 м, кг	Расчетная площадь поперечного сечения арматурных канатов, мм <sup>2</sup> , при их числе			
			6	7	8	9
К-7	6	0,173	136,2	158,9	181,6	204,3
	9	0,402	306	357	408	459
	12	0,714	543,6	634,2	724,8	815,4
	15	1,116	849,6	991,2	1132,8	1274,4
К-19	14	1,014	772,2	900,9	1029,6	1158,3

Таблица 4

Расчетные значения сопротивления арматуры растяжению для предельных состояний второй группы  $R_{s,ser}$

Арматура классов	Номинальный диаметр арматуры, мм	Нормативные значения сопротивления растяжению $R_{sp,n}$ и расчетные значения сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы $R_{sp,ser}$ МПа (кгс/см <sup>2</sup> )
A600	10-40	600(6100)
A800	10-32	800 (8150)
A1000	10-32	1000(10200)
B500	3-12	500(5100)
Bp1200	8	1200 (12200)
Bp1300	7	1300(13200)
Bp1400	4; 5; 6	1400(14300)
Bp1500	3	1500(15300)
K1400 (К-7)	15	1400(14300)
K1500 (К-7)	6; 9; 12	1500(15300)
K1500 (К-19)	14	1500(15300)

Таблица 5

Значения  $\zeta_R$  для различных классов арматуры

$\sigma_{sp}/R_s$	Значения $\zeta_R$ при растянутой арматуре классов									
	A540	A600	A800	A1000	Bp1200	Bp1300	Bp1400	Bp1500	K1400	K1500
1,2	0,93	0,56	0,58	0,60	0,62	0,63	0,65	0,66	0,63	0,65
1,1	0,86	0,53	0,54	0,55	0,56	0,56	0,57	0,57	0,55	0,56
1,0	0,80	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51	0,49	0,49
0,9	0,75	0,49	0,48	0,47	0,47	0,46	0,46	0,46	0,44	0,44
0,8	0,70	0,47	0,45	0,44	0,43	0,43	0,42	0,41	0,40	0,39
0,7	0,66	0,45	0,43	0,42	0,40	0,39	0,39	0,38	0,36	0,36
0,6	0,62	0,43	0,41	0,39	0,37	0,37	0,36	0,3	0,34	0,33
0,5	0,59	0,41	0,39	0,37	0,35	0,34	0,33	0,32	0,31	0,30

Таблица 6

Значения коэффициента ползучести  $\varphi_{b,cr}$ 

Относительная влажность воздуха окружающей среды, %	Значения коэффициента ползучести $\varphi_{b,cr}$ при классе бетона на сжатие									
	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
выше 75 (повышенная)	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0
40-75 (нормальная)	3,4	2,8	2,5	2,3	2,1	1,9	1,8	1,6	1,5	1,4
ниже 40 (пониженная)	4,8	4,0	3,6	3,2	3,0	2,8	2,6	2,4	2,2	2,0

Значение модуля упругости арматуры всех видов, кроме канатной, принимается равным  $E_s = 200000$  МПа ( $2000000$  кгс/см<sup>2</sup>), а для канатной арматуры классов К1400 и К1500 -  $E_s = 180000$  МПа ( $1800000$  кгс/см<sup>2</sup>).

**ПРИЛОЖЕНИЕ 10**  
**ПРИМЕР ГРАФИЧЕСКОЙ ЧАСТИ ПРОЕКТА**

*Министерство образования и науки Российской Федерации  
Федеральное агентство по образованию  
Казанский государственный архитектурно-строительный университет*

*Кафедра ЖБ и КК*

*Курсовой проект №1  
на тему:*

*Проектирование железобетонных и каменных конструкций здания  
с неполным каркасом и сборно-монолитными перекрытиями*

*Руководитель проекта:*

*Разработчик:*

*Казань 2009*

*Страница*

*13*



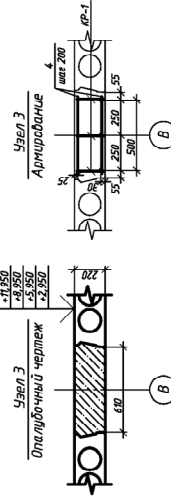
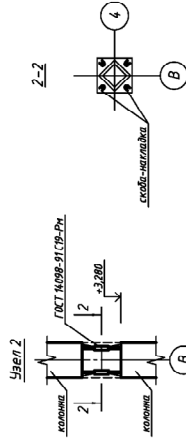
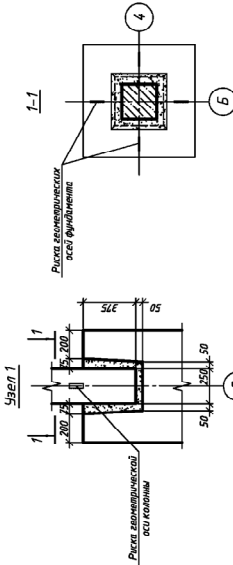


СПЕЦИФИКАЦИЯ МОНОЛИТНОГО УЧАСТКА МУ-1

Пос.	Обозначение	Наименование	Кол.	Вычисленные
1	КР-1	ст. фанерный лист	5	
2	КР-1	Алюминиевые фольгизированные плиты		
3	КР-1	Алюминиевые фольгизированные плиты		
4	КР-1	Детали	310	0,029
		Материалы		
		Бетон кл. В30		2,564 м³

СПЕЦИФИКАЦИЯ ФОРМАЛЬНЫХ УЗЛОВ

Материал	Пос.	Наименование	Масса	
			Кол.	шт./м², кг
КР-1	1	Ф 17 А 400 I-6000	1	5,328
	2	Ф 4 В 500 I-6000	1	0,532
	3	Ф 4 В 500 I-605	53	0,019



№ (номер эс/четной книжки)		Курсовой проект	
Имя	Фамилия	Имя	Фамилия
Дата	Листы	Дата	Листы
Время	Масштаб	Время	Масштаб
И. прот.	И. прот.	И. прот.	И. прот.
Специальность	Специальность	Специальность	Специальность
Раздел	Раздел	Раздел	Раздел
5-ти этажное жилое здание с неополненным каркасом и сборно-монолитными перекрытиями (К.С.У. ш.ф. ЖБК. Ф.02-40)			
Курсов. КР-1, монолитные узлы			
Богданов			

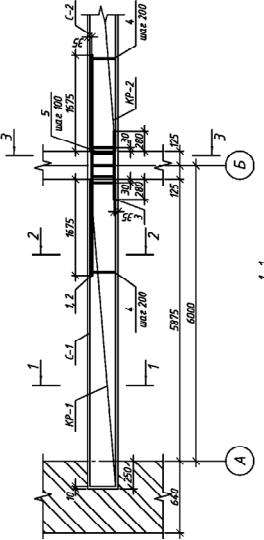
Технические требования

1. Расположение и маркировку монолитных участков см. на рисунке 1.
2. Защитный слой бетона для рабочей арматуры каркасов монолитных участков равен 20 мм.
3. Перед бетонированием монолитных участков поверхности: сборных плит перекрытий очистить и прогрунтовать.

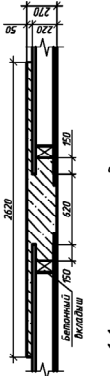
Спецификация монолитного ригеля МР-1

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Примечание
		Сварные электроды		
		Листы пластика		
МР-1	Лист 4	МР-1	94	
МР-2	Лист 4	МР-2	7	
С-1	Лист 4	С-1	2	
С-2	Лист 4	С-2	1	
		Детали		
1	ГОСТ 5781-82*	φ 6 А400 (s=300)	12	5,681
2	ГОСТ 5781-82*	φ 8 А400 (s=300)	4	4,349
3	ГОСТ 5781-82*	φ 8 А400 (s=180)	12	1,678
4	ГОСТ 5781-82*	φ 8 А240 (s=120)	36	0,442
5	ГОСТ 5781-82*	φ 8 А240 (s=90)	6	0,307
6	ГОСТ 6727-82*	Металлолисты	94	0,088
		Бетон кл. В30		5,290 м <sup>3</sup>

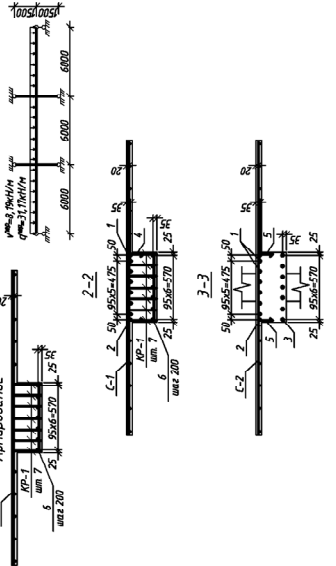
Схема армирования монолитного ригеля МР-1



Оптимизированный чертеж



Расчетная схема монолитного ригеля



Технические требования

1. Толщина защитного слоя бетона для рабочей арматуры каркаса, детали 1, 2 и 3 должна быть 25 мм, а для стержней в проставочном каркасе при ленточной электрообработке балки электродами 3А2А по ГОСТ 9457-75.
2. Перед бетонированием монолитных ригелей сопрягающиеся поверхности плит перекрытий и стеновых кладки должны быть очищены и промыты.
3. Детали поз. 4, 5 - см. ведомость деталей листов 4.

\* (НОМЕР ЗАЧЕТНОЙ КНИЖКИ)

КУРСОВОЙ ПРОЕКТ	
5-й этаж	Лист
С-неполный каркас	Лист
Монолитный перекрытие	Лист
Схема армирования монолитного ригеля	Лист
сечение 1-1, 2-2, 3-3	Лист
МАСШ. стр. ЖБК. Ф.03-403	Лист

СПЕЦИФИКАЦИЯ АРМАТУРНЫХ УЗЛОВ

Марка и вид стержня	Пос.	Наименование	Кол. стерж.	Масса стерж., кг	Масса узла, кг
HP-1	1	Ф8 А400 L=6240	7	12,468	65,843
	2	Ф5 В500 L=6240	1	0,839	
	3	Ф5 В500 L=255	48	0,037	
HP-2	4	Ф7 А400 L=5740	7	5,037	4,705
	5	Ф4 В500 L=5740	1	0,528	
С-1	6	Ф4 В500 L=255	45	0,024	0,734
	7	Ф8 А210 L=6240	14	2,465	
С-2	8	Ф8 А210 L=2600	32	1,037	72,465
	9	Ф8 А210 L=6500	14	2,627	
	10	Ф8 А210 L=5640	7	2,228	
	11	Ф8 А210 L=1700	8	0,422	1,027
	12	Ф8 А210 L=2600	29	1,027	

Ведомость деталей (лист 3)

Пос.	Этаж	L		S	
		mm	mm	mm	mm
4		200	6240	200	6240
5		700	1520	200	6240

Технические требования

1. Сварные сетки и каркасы изготавливать при помощи компьютерной точечной сварки в соответствии с требованиями ГОСТ 14998-91.

№ (НОМЕР ЭТАЖНОЙ КНИЖКИ)

КУРСОВОЙ ПРОЕКТ

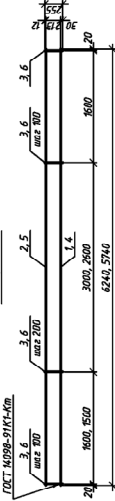
Имя	Фамилия	Имя	Фамилия	Имя	Фамилия
Задание		Задание		Задание	
И. номер		И. номер		И. номер	
Специальность		Специальность		Специальность	
Раздел		Раздел		Раздел	

5-ти этажное жилое здание с неполным каркасом и сборно-железобетонными перекрытиями

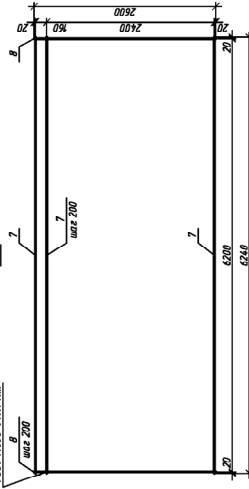
Арматура стальной проволока HP-1, ведомость деталей

Листов 43

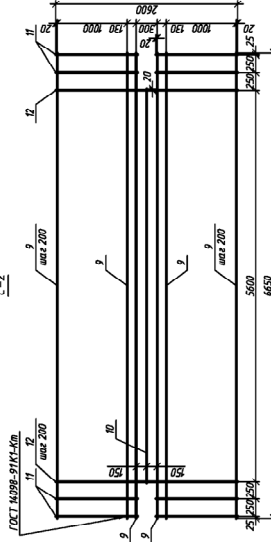
HP-1, HP-2



С-1



С-2



№ п.листа	Имя и Фамилия	Имя и Фамилия	Имя и Фамилия

СПЕЦИФИКАЦИЯ КОЛОННЫ КН-1

Лист	Обозначение	Наименование	Код	Примечание
		Сварные сетки		
		кардасы		
		кардасы		
КН-1	ст. фронтальный лист	Сварные сетки	1	
С-1	ст. фронтальный лист	Кардасы	10	
4	ГОСТ 5781-82*	Детали	4	0,082
5	ГОСТ 6127-82*	Детали	2	0,023
6	ГОСТ 5781-82*	Детали	2	0,071
7	ГОСТ 5781-82*	Детали	2	0,627
8	ГОСТ 10704-91	Трубы	1	0,233
		Материалы		
		Бетон	ка 800	0,2201*

СПЕЦИФИКАЦИЯ ВРАЩАЮЩИХСЯ ИЗДЕЛИЙ

Марка стали-лист	Лист	Наименование	Масса	
			Кол.	г/шт.
КН-1	1	Ф 20 А400 (с 3935	4	9,703
	2	Ф 5 Б500 (с 230	44	0,023
	3	Ф 5 Б500 (с 180	8	0,026

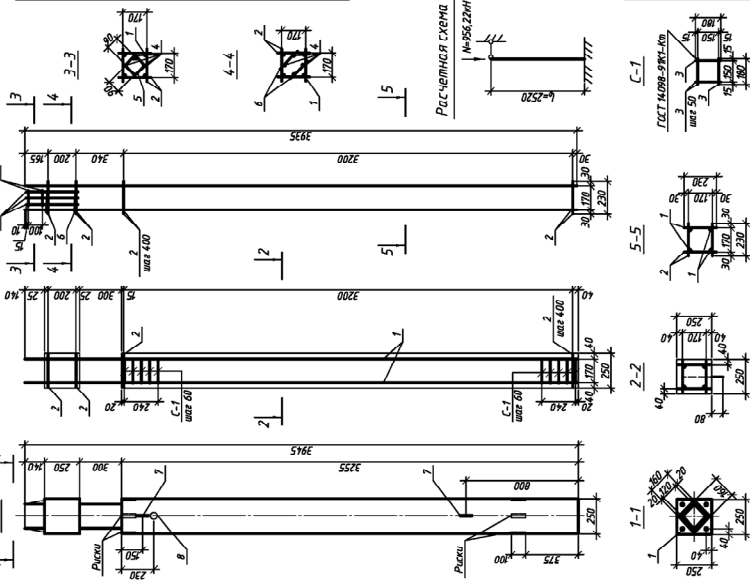
Технические требования

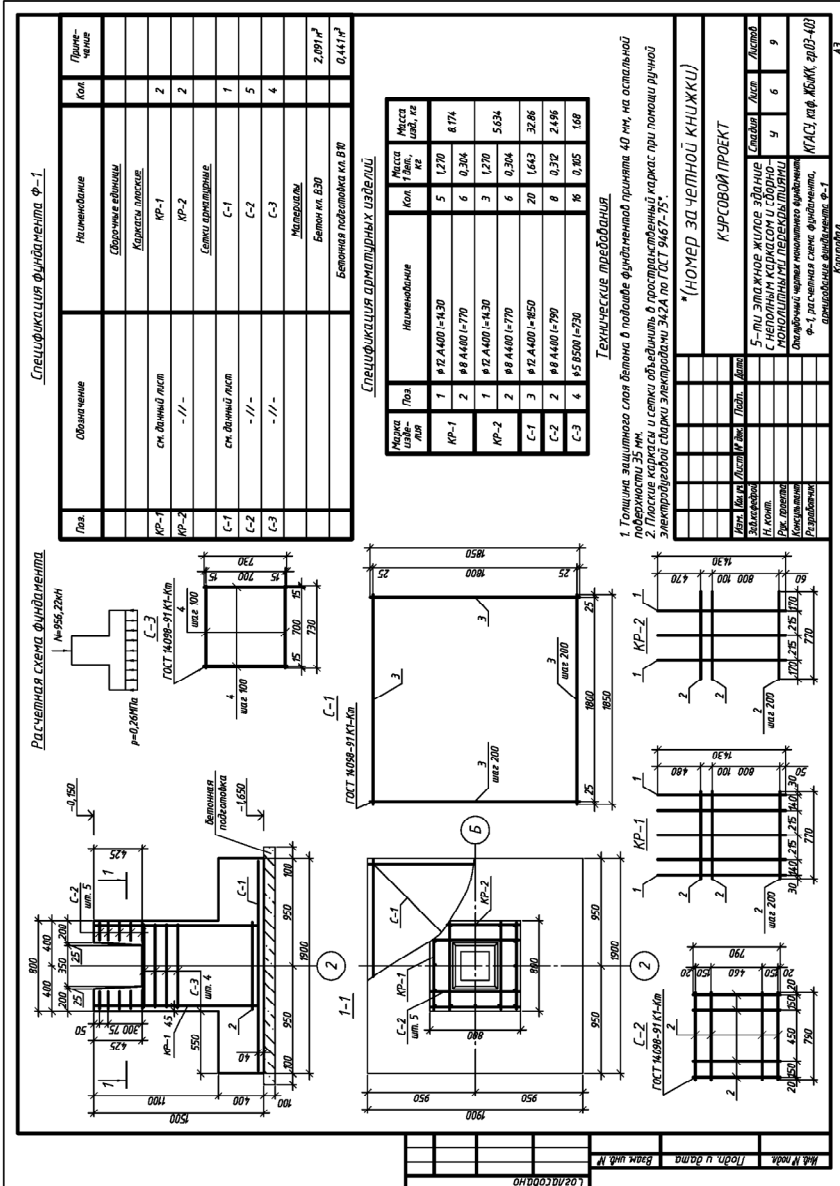
1. Сварные сетки и кардасы изготавливать по чертежам контактной точечной сварки в соответствии с ГОСТ 10004-81.
2. Сварные изделия все пересечения стержней.
3. Листы 7, 8 - см. ведомость деталей на листе 9.

\*(НОМЕР ЗАЧЕТНОЙ КНИЖКИ)

КУРСОВОЙ ПРОЕКТ

№ п/п	Имя Ф.И.О.	№ сем.	Лист	Всего листов
1				
2				
3				
4				
5				
6				
7				
8				
9				
10				
11				
12				
13				
14				
15				
16				
17				
18				
19				
20				
21				
22				
23				
24				
25				
26				
27				
28				
29				
30				
31				
32				
33				
34				
35				
36				
37				
38				
39				
40				
41				
42				
43				
44				
45				
46				
47				
48				
49				
50				
51				
52				
53				
54				
55				
56				
57				
58				
59				
60				
61				
62				
63				
64				
65				
66				
67				
68				
69				
70				
71				
72				
73				
74				
75				
76				
77				
78				
79				
80				
81				
82				
83				
84				
85				
86				
87				
88				
89				
90				
91				
92				
93				
94				
95				
96				
97				
98				
99				
100				





**Спецификация кортльного пространства**

Поз	Обозначение	Наименование	Кол	Примечание
		Наименование		
		Сварные швы		
С-1	ст. донный лист	С-1	4	
	ГОСТ 518-2007	Наименование		
		КОРЬ НЧР/50/2/50		
		Размер 1000		

**Спецификация арматурных изделий**

Марка	Поз	Наименование	Масса (кол) арм., кг	Масса (кол) арм., кг
С-1	1	44.6500 L=4.170	11	0.384
	2	44.6500 L=4.30	70	0.658

**Технические требования**

- Сетки устанавливать через каждые 5 рядов
- Толщину распорного шва принять равной 12 мм.
- Сетки изготавливать при помощи контактной точечной сварки в соответствии с требованиями ГОСТ 14098-91

**Расчетная схема простенка**

**\*(НОМЕР ЗАЧЕТНОЙ КНИЖКИ)**

КУРСОВОЙ ПРОЕКТ

№ п/п	Имя	Фамилия	Дата	Листов
1	Иванов	Иван	10.10.2020	10
2	Петров	Петр	10.10.2020	10
3	Сидоров	Сидор	10.10.2020	10
4	Смирнов	Смирнов	10.10.2020	10
5	Климов	Климов	10.10.2020	10
6	Попов	Попов	10.10.2020	10
7	Соловьев	Соловьев	10.10.2020	10
8	Васильев	Васильев	10.10.2020	10
9	Мухоморов	Мухоморов	10.10.2020	10
10	Иванов	Иван	10.10.2020	10

Стена изготавливается из кирпича, армированного сеткой. Толщина шва 12 мм. Расчетная схема, сечение 1-1

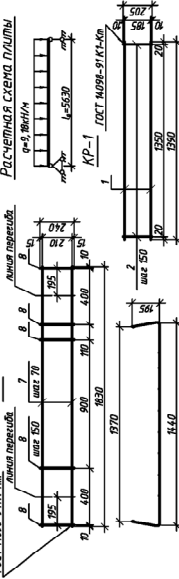
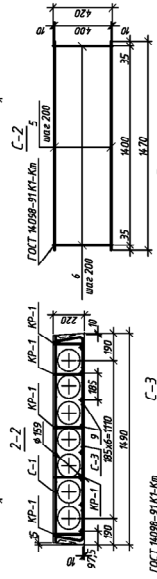
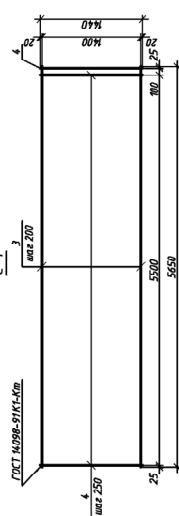
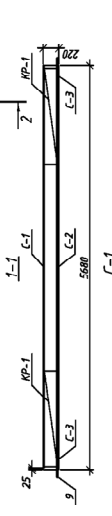
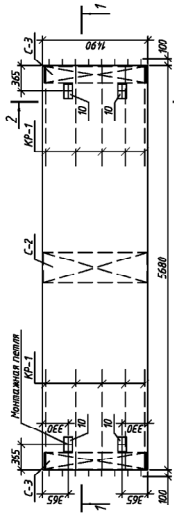
И.А.С.У. №10/ЖИИ. ФРД-403

СПЕЦИФИКАЦИЯ ПЛЫТЫ П-1

Поз	Обозначение	Наименование	Кол	Примечание
КР-1	ст. дощчатый лист	Дощчатые элементы	10	
С-1	ст. дощчатый лист	Корпуса люксов	1	
С-2	-//-	Сетка дорожная	1	
С-3	-//-	Детали	2	
9	ГОСТ 5940-68*	66 КМ100 I-5800	8	1,077
10	ГОСТ 5781-82*	410 А240 I-100	4	0,679
		Материалы		1,716 м <sup>2</sup>
		Всего ст. в. 30		

СПЕЦИФИКАЦИЯ СМАЗУЛЬНЫХ ИЗДЕЛИЙ

Марка смазочного масла	Поз.	Наименование	Кол. шт.	Масса шт., кг
КР-1	1	43 8500 I-190	2	0,072
	2	43 8500 I-205	10	0,071
С-1	3	43 8500 I-560	8	0,294
	4	43 8500 I-440	24	0,075
С-2	5	44 8500 I-470	3	0,105
	6	44 8500 I-420	8	0,109
С-3	7	45 8500 I-830	4	0,244
	8	44 8500 I-240	10	0,022



1. Поз. 10 - ст. водонепроницаемость детали на листе 9.

\*(НОМЕР ЗАЧЕТНОЙ КНИЖКИ)

№ п/п	Деталь	Материал	Длина	Ширина	Толщина	Вес	Листов
1	Ст. дощчатый лист	КР-1				0,072	2
2	Корпуса люксов	С-1				0,071	10
3	Сетка дорожная	С-2				0,294	8
4	Детали	С-3				0,075	24
5	66 КМ100 I-5800	9				0,105	3
6	410 А240 I-100	10				0,109	8
7	45 8500 I-830	7				0,244	4
8	44 8500 I-240	8				0,022	10

43

Композит

С-1, С-2, С-3 - материалы из листового металла

КР-1 - материалы из листового металла

Плиты плиты переключателя П-1, сечения 1-1, сечение 2-2, приращение

КЛАС, таб. ЖБИ, стр. 403-408

ЛОД СОСНО

№ д. № инв. / год, и дата Вых. инв. №





**Соколов Борис Сергеевич  
Никитин Георгий Петрович  
Седов Артур Наилевич**

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И КАМЕННЫХ  
КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЯ С НЕПОЛНЫМ КАРКАСОМ И СБОРНО-  
МОНОЛИТНЫМИ ПЕРЕКРЫТИЯМИ**

Учебное пособие

Редактор Б.С. Соколов

Редакционно-издательский отдел  
Казанского государственного архитектурно-строительного университета

Подп. в печать  
Заказ  
Усл. печ. л. 8,1

Формат 60×84/16  
Тираж экз.  
Уч.-изд. Л. 8,5

Бумага тип. №1

---

Печатно множительный отдел КГАСУ

Лицензия № \_\_\_\_\_ от \_\_\_\_\_ г.

420043, Казань, Зелёная, 1