

Рекомендации по выполнению курсовой  
работы по дисциплине  
"Теория конструирования зданий и сооружений"

Тема курсовой работы: Конструктивное решение  
железобетонных и каменных конструкций здания  
с неполным каркасом и сборно - монолитным  
перекрытием

## СОДЕРЖАНИЕ

1. Общие сведения о здании со сборно-монолитными перекрытиями.  
Компоновка конструктивной схемы здания. Сбор нагрузок
2. Статический расчет поперечной рамы
3. Расчет железобетонного монолитного ригеля
  - 3.1 Расчет ригеля на прочность по сечениям, нормальным к продольной оси
  - 3.2. Расчет железобетонного монолитного ригеля по сечениям, наклонным к продольной оси
4. Расчет по прочности сборной железобетонной колонны и монолитного фундамента.
  - 4.1. Расчет по прочности сборной железобетонной колонны на действие сжимающей продольной силы со случайным эксцентриситетом .
  - 4.2. Расчет железобетонного монолитного центрально нагруженного фундамента.
5. Расчет по несущей способности кирпичного простенка с сетчатым армированием.

Список литературы

Приложение 1. Номенклатура плит перекрытия. расчетные значения веса снегового покрова

Приложение 2. Типы конструкций кровли и пола.

Приложение 3. Значения коэффициентов  $\gamma_n$  для определения опорных моментов в ригеле .

Приложение 4. Расчетные характеристики бетона и арматуры для расчета по первой группе предельных состояний

Приложение 5. Расчетные характеристики бетона и арматуры для расчета по второй группе предельных состояний

Приложение 6. Сортамент арматуры

Приложение 7. Значения коэффициентов  $\varphi_b$  и  $\varphi_{sb}$  для расчета колонны

Приложение 8. Характеристики кирпичной кладки для расчета простенка

Приложение 9. Характеристики напрягаемой арматуры для расчета плиты перекрытия

Приложение 10. В части 2 рекомендаций Графическая часть

# 1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ЗДАНИИ СО СБОРНО-МОНОЛИТНЫМИ ПЕРЕКРЫТИЯМИ.

## 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 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.

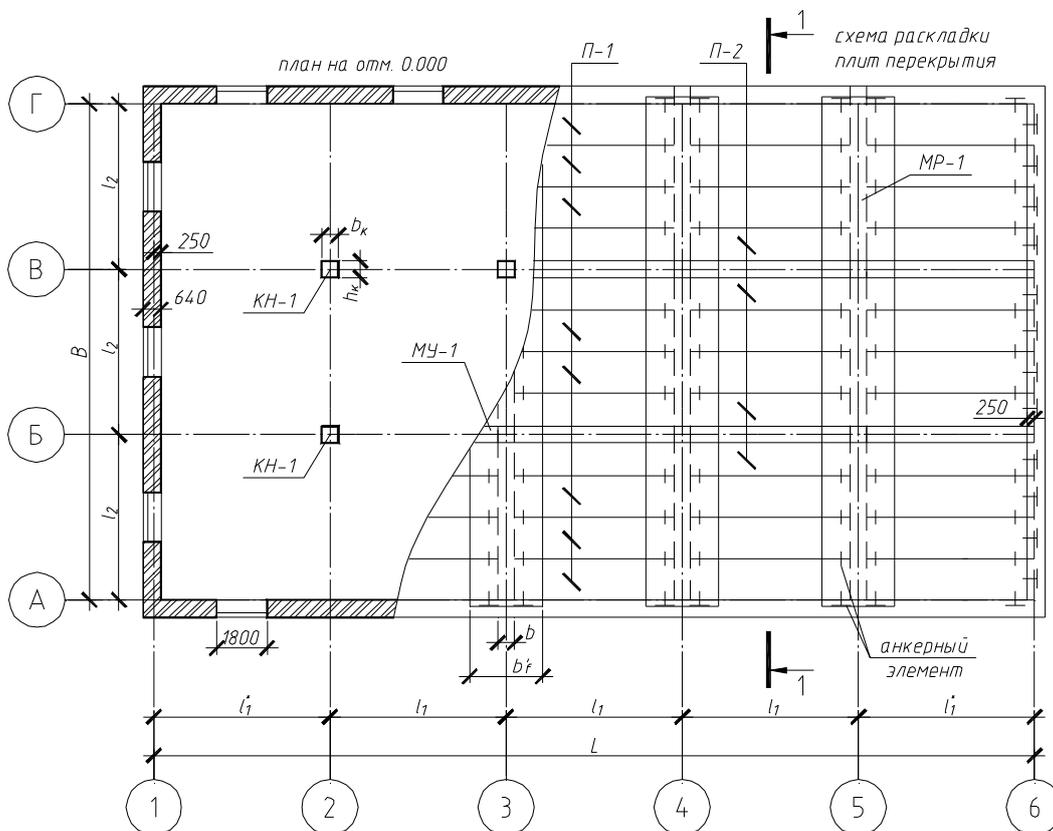


Рис 1.1. Схема расположения элементов каркаса

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.

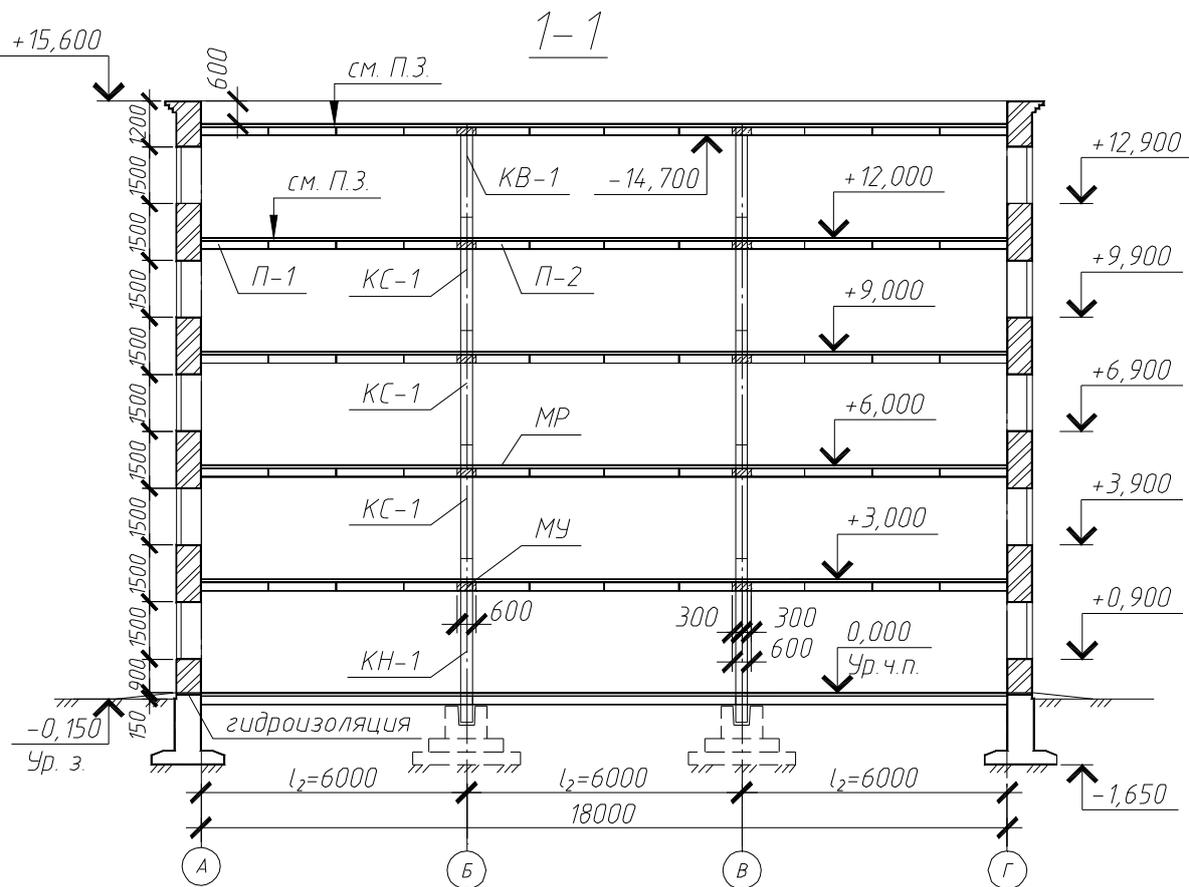


Рис. 1.2. Разрез здания

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.

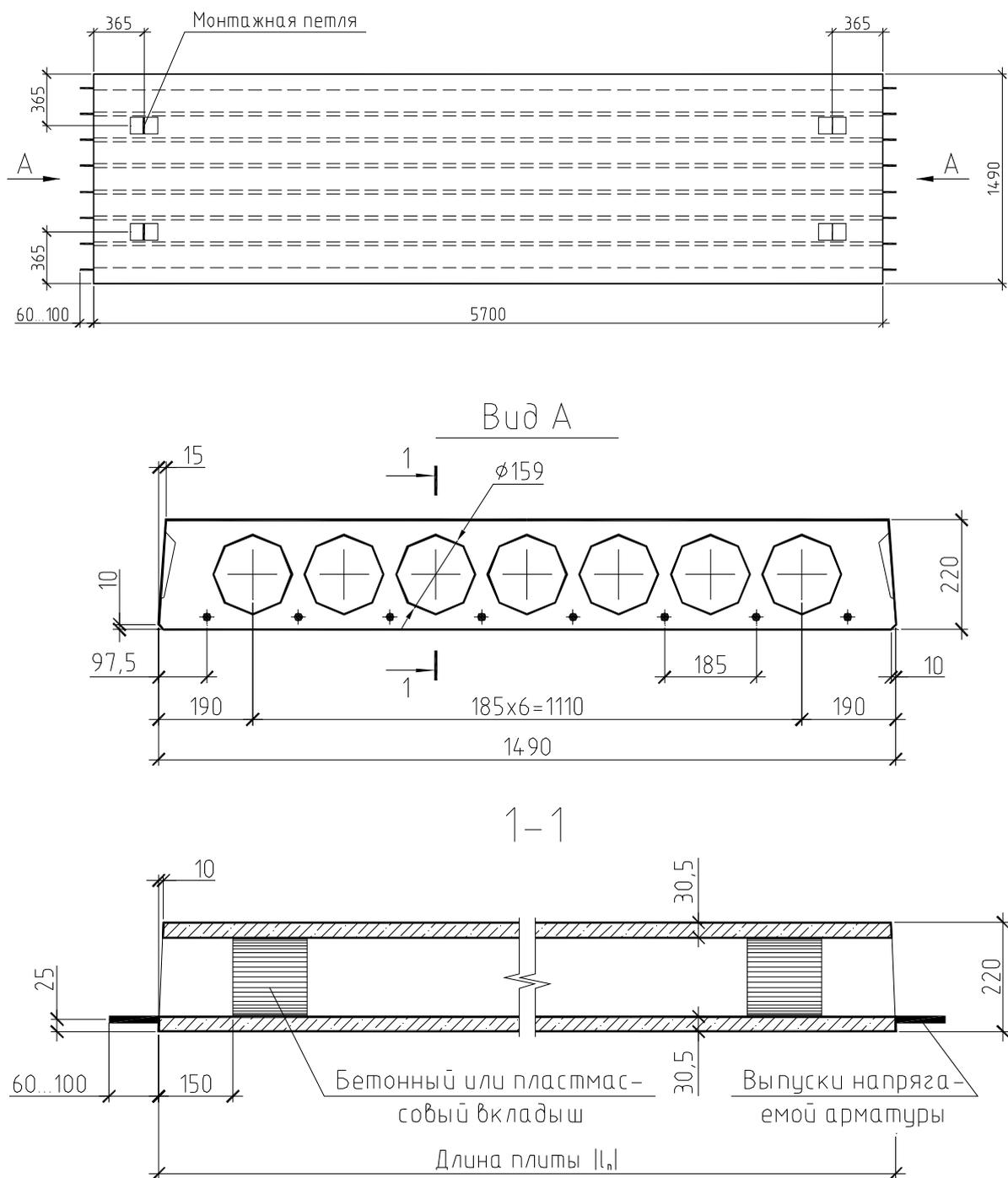


Рис. 1.3. Многопустотная плита перекрытия (размеры условные)

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.

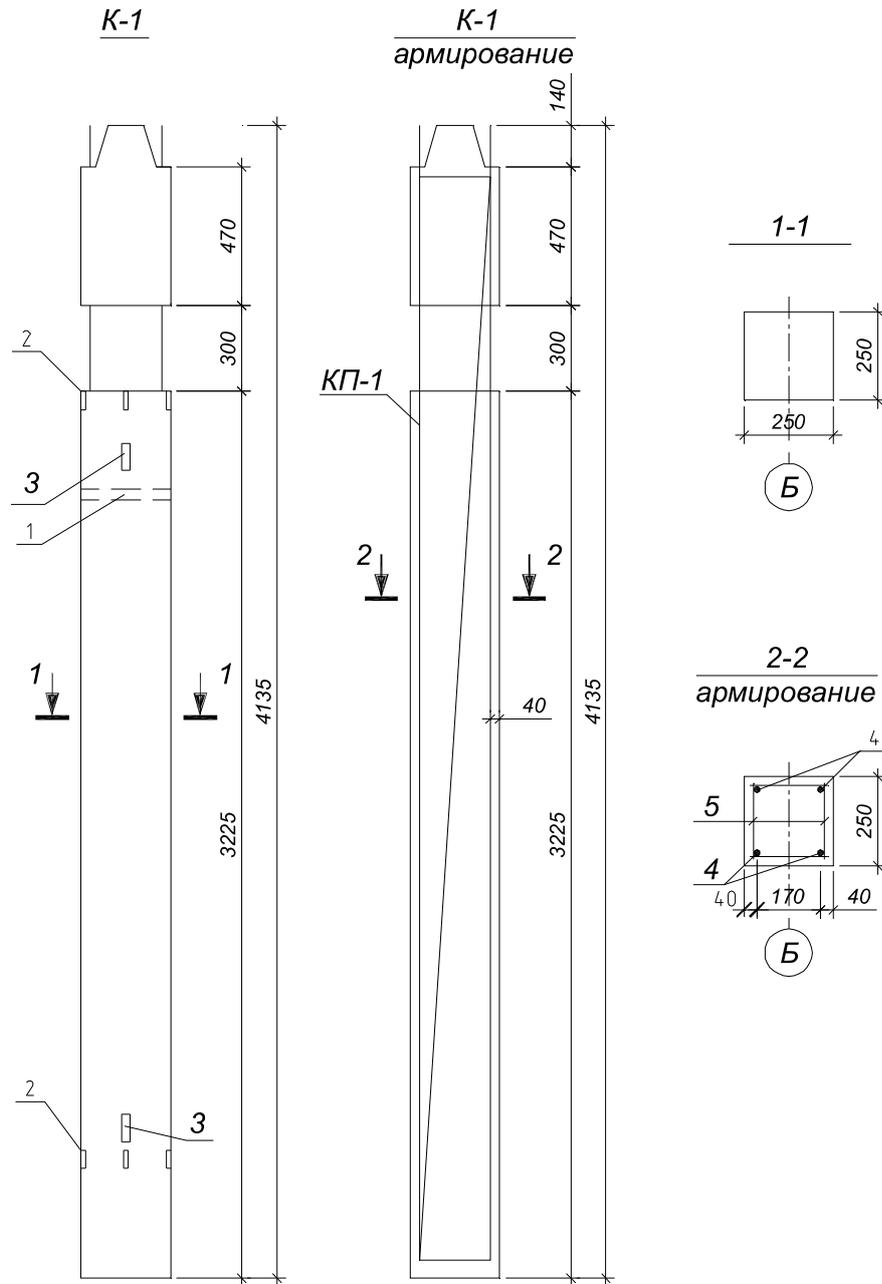


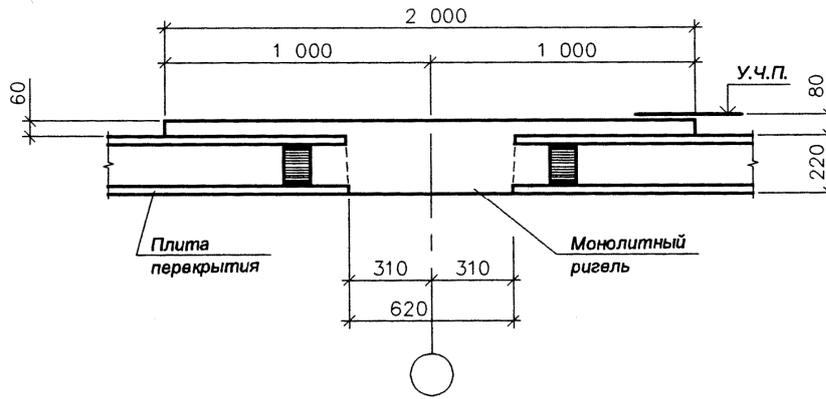
Рис. 1.4. Железобетонная колонна нижняя (первого этажа) (размеры условные).

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)

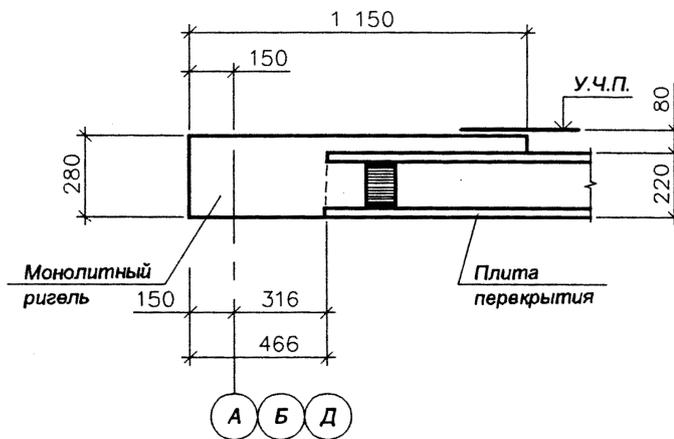


Рис. 1.5. Стык плит перекрытия с ригелем (размеры условные):  
а – среднего ригеля; б – крайнего ригеля.  
Выпуски арматуры условно не показаны

## КОМПОНОВКА СБОРНО-МОНОЛИТНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО КАРКАСА

**Цель:** Сформировать модель сборно-монолитного каркаса здания, используя сборные элементы,

**Задачи:**

- сформировать разбивочные оси здания по размерам, представленным в задании;
- на готовые оси здания установить сборные элементы каркаса;
- сформировать монолитный ригель каркаса;
- по готовой 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).

## 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.

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.



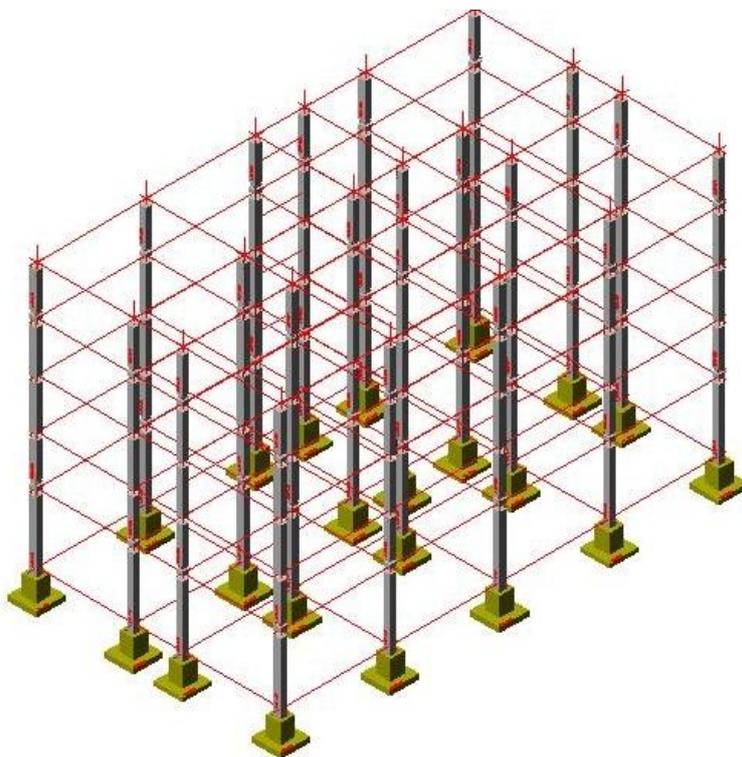


Рис. 1.7. Установка сборных железобетонных колонн и монолитных фундаментов в проектное положение

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

Для формирования лестниц маршей железобетонного каркаса 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 (рис.1.8).

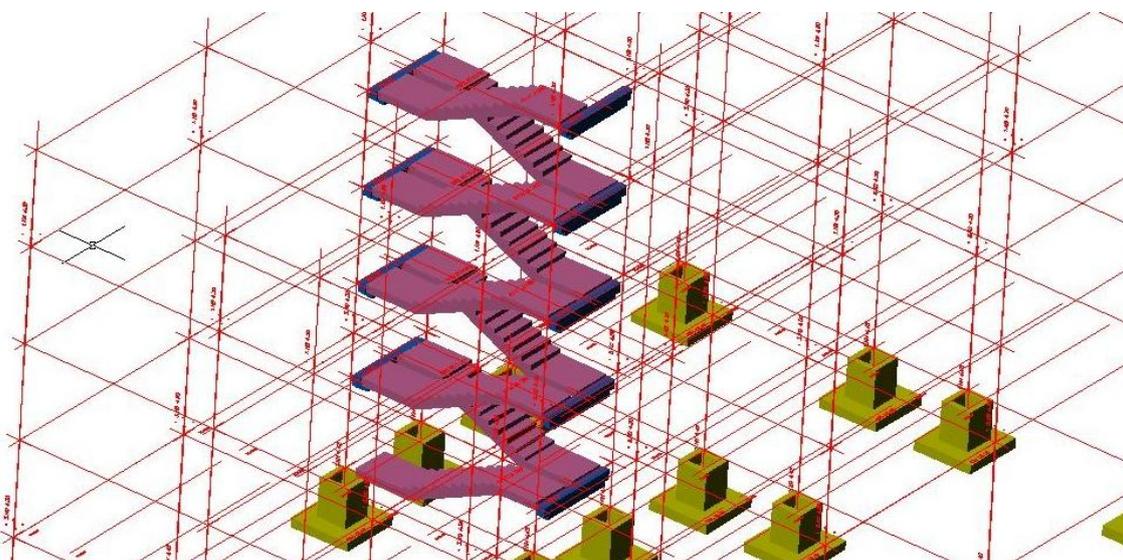


Рис.1.8. Установка ригелей и лестничных маршей в проектное положение

## 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 (рис.1.9) имеет тавровое сечение с полкой в верхней зоне. Ширина ригеля принимается, исходя из величины пролета и длины применяемых плит.

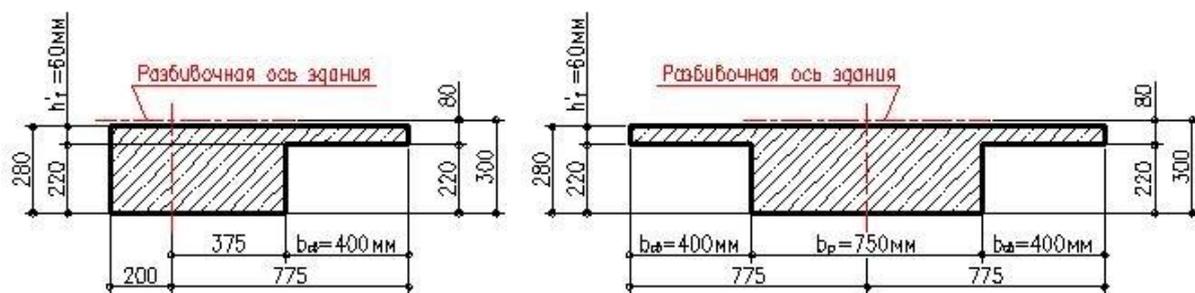


Рис.1.9. Монолитные ригели перекрытия (крайние и рядовые)

Сформированный диск перекрытия необходимо установить и на последующие этажи (рис.1.10-б.).

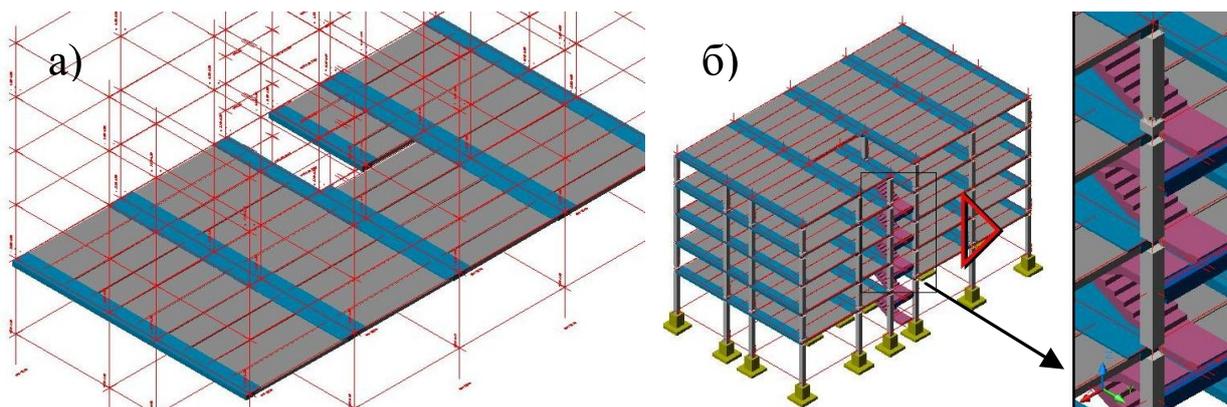


Рис.1.10. Формирование сборно-монолитного диска перекрытия:  
а – над первым этажом; б – для всего здания

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

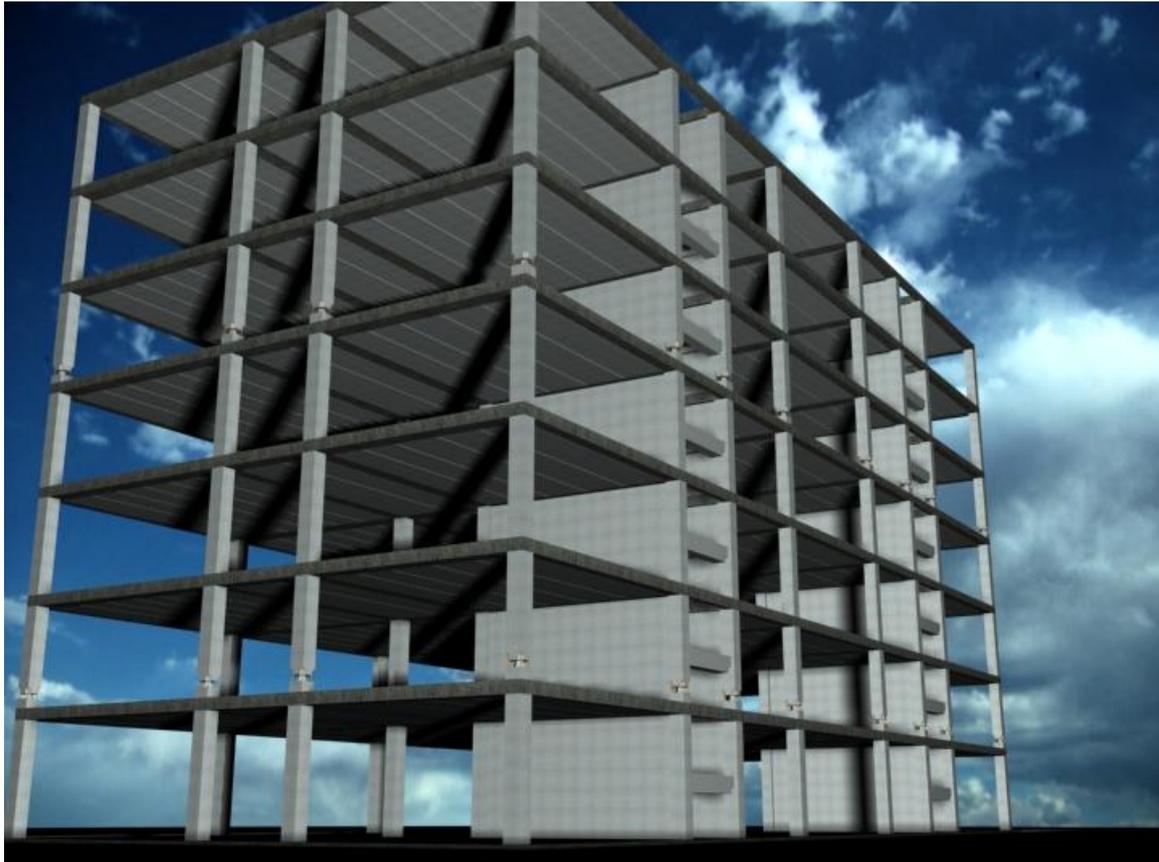


Рис. 1.11. Общий вид каркаса в трехмерном пространстве

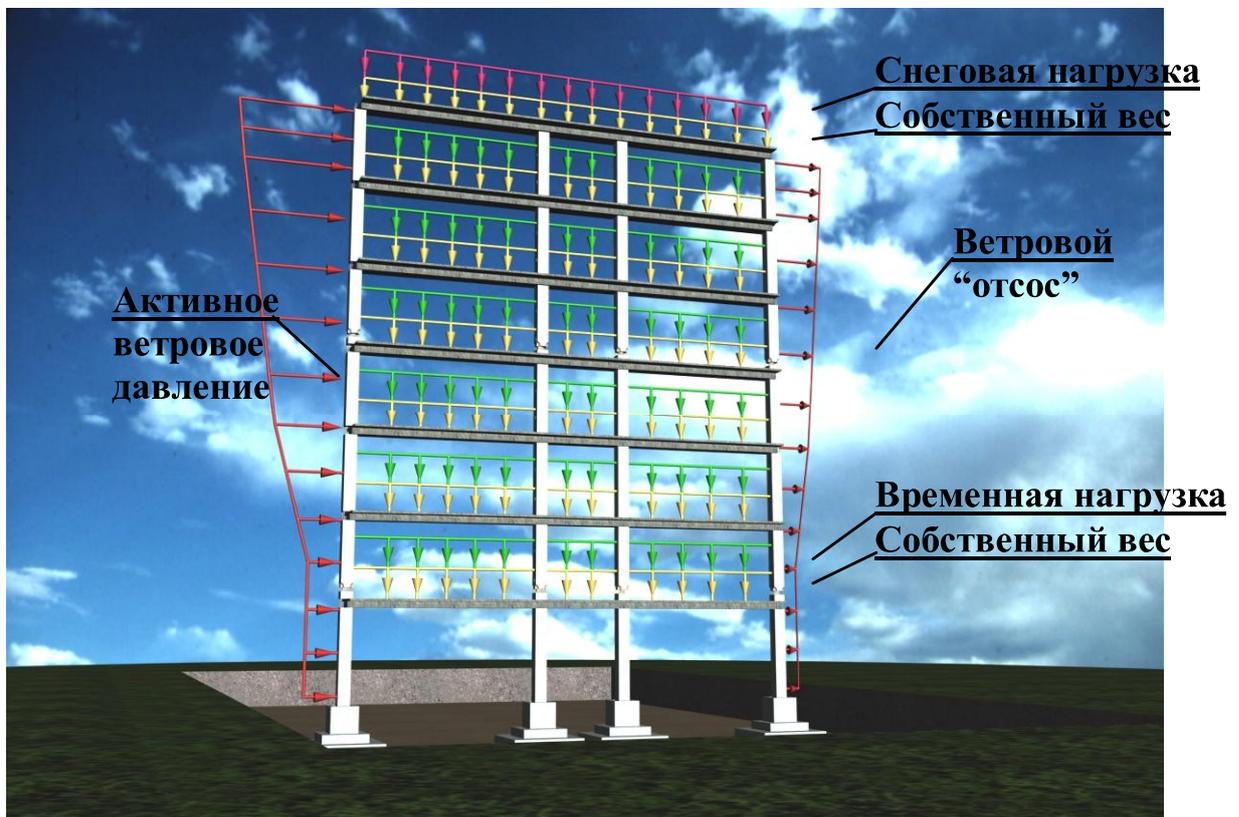


Рис. 1.12. Расчетная схема поперечной рамы каркаса

# ПРИМЕР РАСЧЕТА

## 1. Задание на проектирование

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

В качестве примера рассмотрим следующий вариант задания на курсовой проект:

## 2. Исходные данные для выполнения проекта

1. Шаг колонн в продольном направлении $l_1$ , м	6,3	12. Класс бетона монол. констр. и фундамента	V30
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 упоры	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  $M100$ .

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.

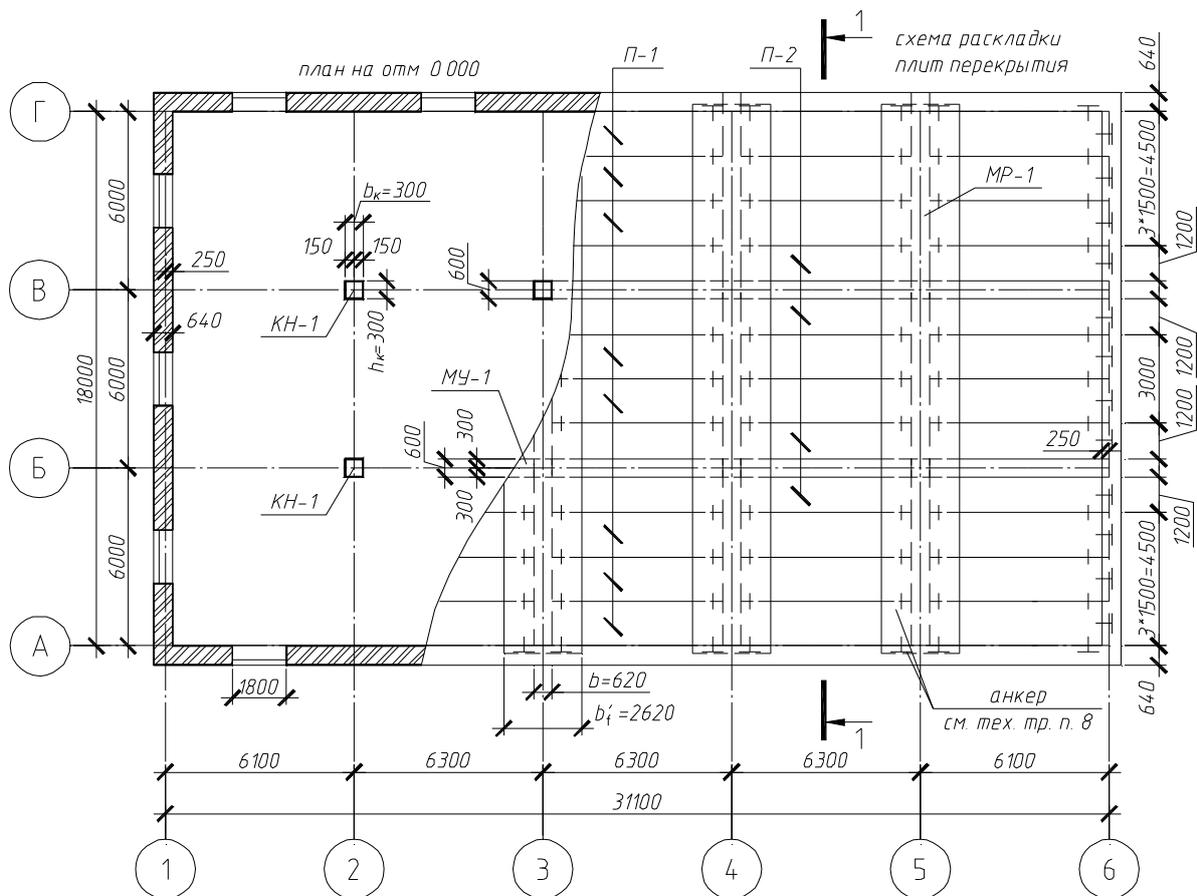


Рис. 1.13. Схема расположения элементов несущей системы здания (плит, монолитных ригелей, монолитных участков перекрытия, колонн и несущих стен)

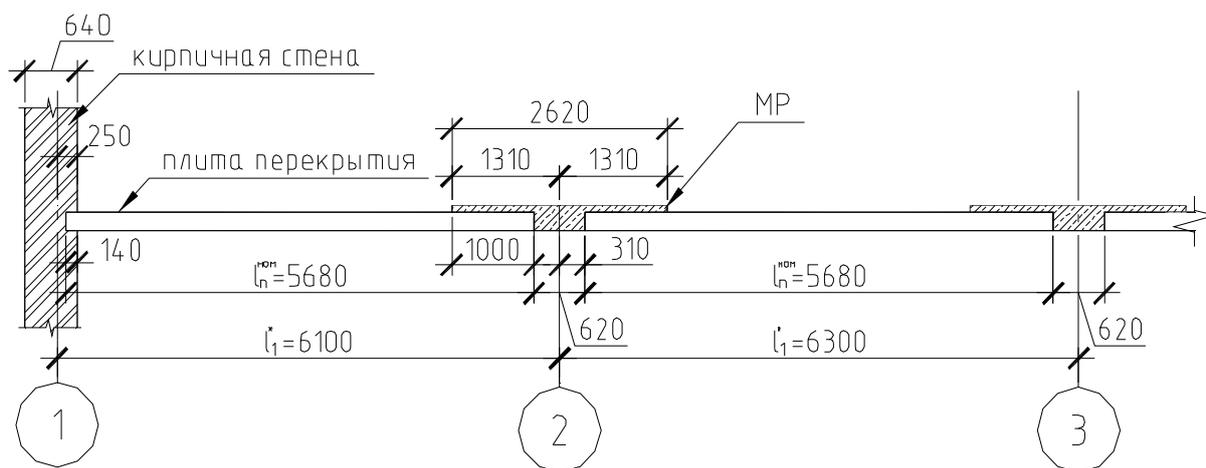


Рис. 1.14. Сечение А-А. К определению размеров сечения монолитного ригеля

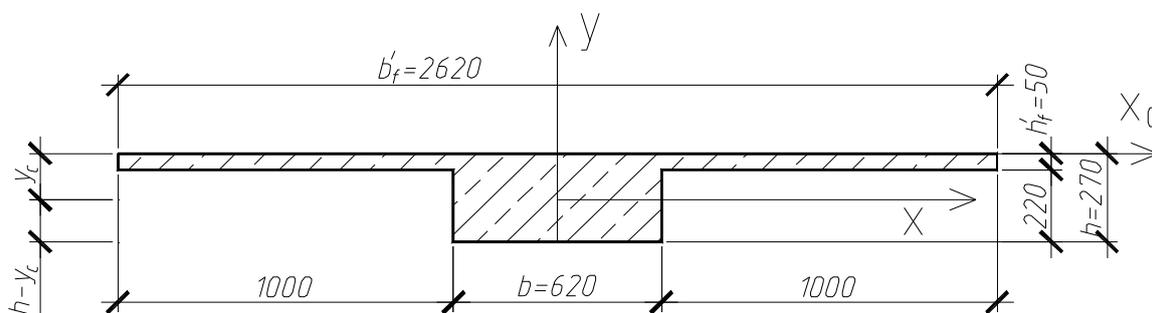


Рис. 1.15. Расчетная схема поперечного сечения монолитного ригеля

### 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  $H_{\text{эт}} = 3000\text{мм}$  соответственно. Высота нижних колонн принимается с учетом расстояния от пола до верхнего обреза фундамента  $150\text{мм}$ .

### Сбор нагрузок на элементы перекрытия.

По 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  $\gamma_f = 1,43$ , составляет  $180/1,43 = 126\text{ кг/м}^2$  ( $1,26\text{ кН/м}^2$ ).

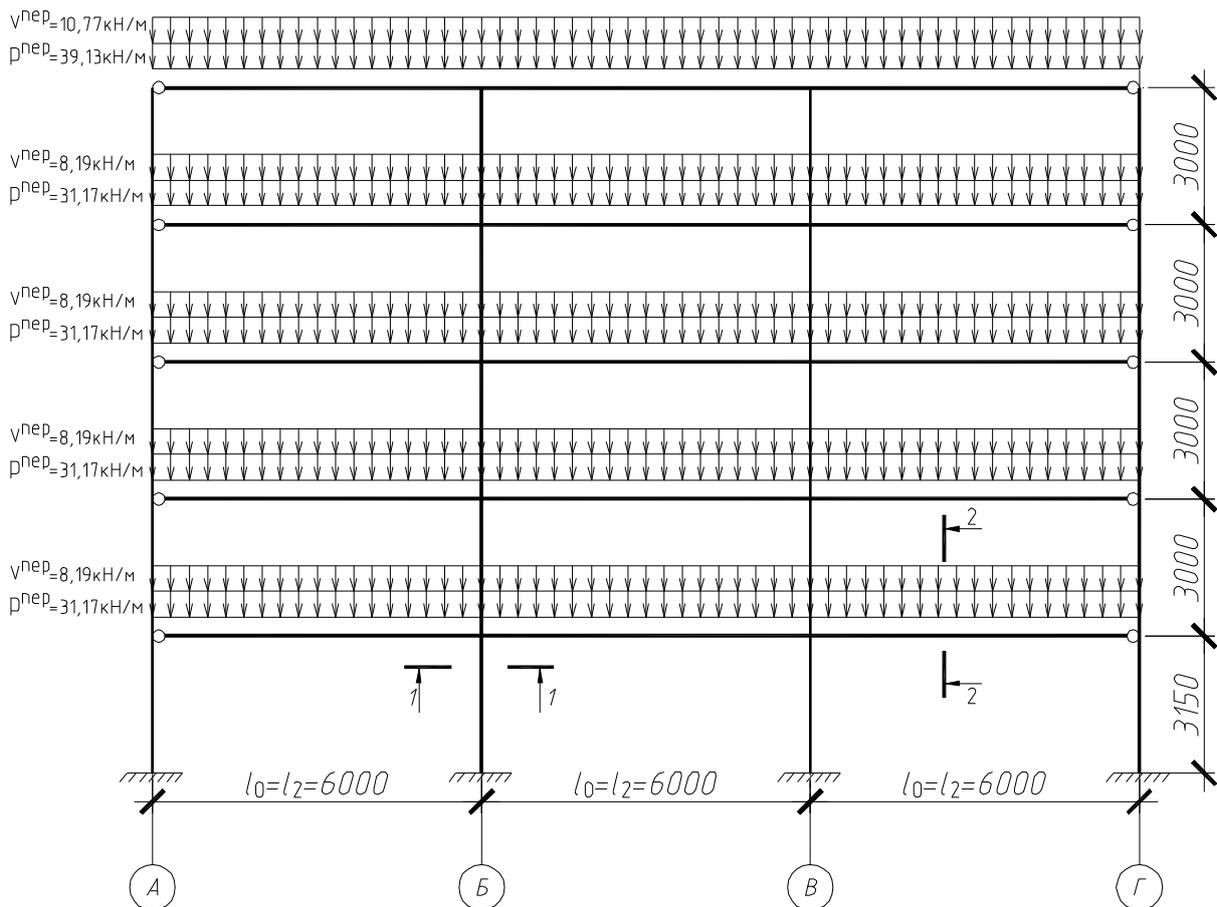


Рис 1.16. Расчетная схема поперечной рамы. Расчетная высота колонн равна расстоянию между центрами тяжести поперечного сечения прямоугольной части монолитного ригеля без учета полок

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  $\gamma_f = 1,2$  (для временной нормативной нагрузки на перекрытие менее  $200 \text{ кг/м}^2$  значение коэффициента надежности для временной нагрузки принимается равным  $\gamma_f = 1,3$ ).

Коэффициенты надежности по нагрузке  $\gamma_f$  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  $\gamma_n = 0.95$ .

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  $\psi_{A_1}$ , зависящий от грузовой площади, для расчета монолитного ригеля равен:

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

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  $\psi_{A_1}$  для расчета плиты перекрытия не учитываем).

Коэффициент сочетания  $\psi_{A_1}$  для расчета кирпичного простенка равен:

$$\psi_{A_1} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{\frac{18,3}{9}}} = 0,82,$$

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  $\psi_{n_1}$ , учитывающий количество перекрытий, для расчета колонны в соответствии с п.3.9 [4], равен  $\psi_{n_1} = 0,4 + \frac{\psi_{A_1} - 0,4}{\sqrt{n}}$ ,

$$\psi_{n_1} = 0,4 + \frac{0,57 - 0,4}{\sqrt{5}} = 0,48.$$

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

Коэффициент  $\psi_{n_1}$  для расчета кирпичного простенка в соответствии с

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

Таблица 1.1

Сбор нагрузок на покрытие и междуэтажные перекрытия

Состав	Толщ. t, мм	Плотность $\rho$ , кН/м <sup>3</sup>	Нормативная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>	Коэффициент надежности $\gamma_f$	Расчетная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>
<b>А. Постоянные нагрузки</b>					
<b>Нагрузка от покрытия</b>					
1. Слой гравия, втопленного 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			$\gamma_n=0,95$		
Примечание.					
1. Нагрузка от веса круглопустотной плиты определяется по её приведенной толщине - 120 мм.					

Собственный вес 1м.п. ригеля составляет:

$$g_p = A_p \cdot 1м \cdot \rho \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n \quad (1.1)$$

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;

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

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

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

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

Полная расчетная нагрузка на  $1 \text{ м}^2$  покрытия с учетом нормального уровня ответственности здания II будет равна:  
 $q^{нок} = (5,37 + 1,8) \cdot 0,95 = 6,81 \text{ кН / м}^2$  (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  $q^{nep} = (4,04 + 2,4 \cdot 0,57 \cdot 0,48) \cdot 0,95 = 4,46 \text{ кН / м}^2$  (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:

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

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:

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

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

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

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

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

$p^{нок} = 5,37 \text{ кН / м}^2$  - расчетная постоянная 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);

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

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

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

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

в т.ч. длительная:

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

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

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

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

в т.ч. длительная:

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

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

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

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

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

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

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

в том числе:

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

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

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

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

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

$q^{неp} = 4,46 \text{ кН} / \text{м}^2$  - 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  $6 \leq \lambda_h \leq 20$ , где  $\lambda_h = \frac{l_0}{h}$ . Гибкость колонны в любом случае

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

поперечного сечения колонны (при  $\lambda_h = 14$ ):  $h = \frac{l_0}{14}$ , 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;  $\gamma_f = 1,1$ ;  $\gamma_n = 0,95$ ).

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  $\varphi = 0,8$ , по формуле 3.97 [3]:

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

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

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

$R_{sc}$  - 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:

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

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

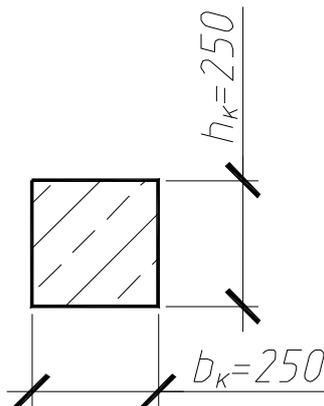


Рис 1.17. Поперечное сечение колонны

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

## 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.

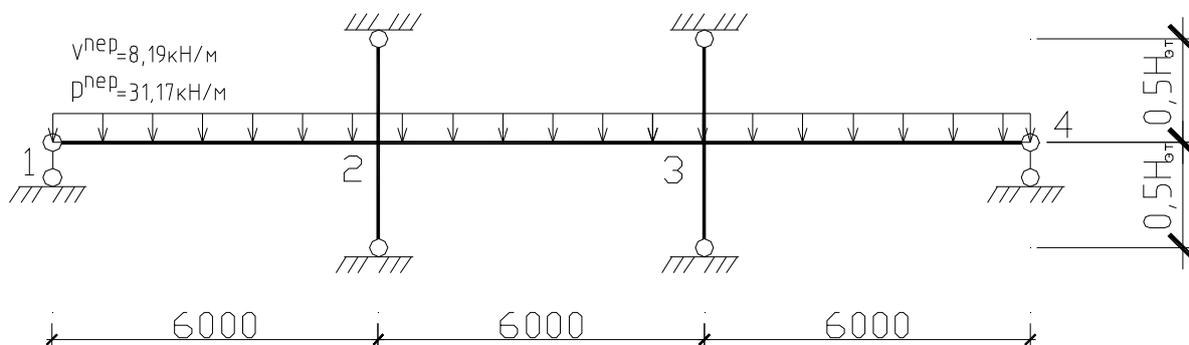


Рис. 2.1 Расчетная схема монолитного ригеля одноэтажной рамы (цифрами обозначены номера опор)

## 1. Определяем геометрические характеристики элементов поперечной рамы.

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

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

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):

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

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

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

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

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

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

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

$$M_i = (\gamma_1 p_p^{\text{nep}} + \gamma_n v_p^{\text{nep}}) l_2^2 , \quad (2.7)$$

где  $\gamma_n$  ( $\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3, \gamma_4$  - 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  $\eta$  . Промежуточные значения коэффициентов

$\gamma_n$  определяются по интерполяции между значениями  $\eta$  в табл. 26 [5] или прил. 3;

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

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

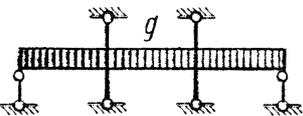
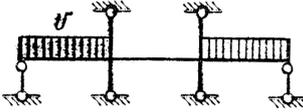
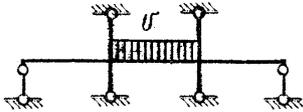
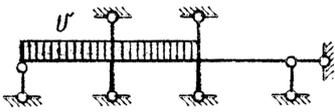
$l_2 = 6 \text{ м}$  – расчетная длина ригеля.

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		
	$M_1, \text{ кНм}$	$M_2, \text{ кНм}$	$M_3, \text{ кНм}$
1	2	3	4
1. Постоянные нагрузки 	$-0,11 \cdot 31,17 \cdot 6^2 = -123,43$ <span style="float: right;">■</span>	$-0,088 \cdot 31,17 \cdot 6^2 = -98,75$	$-0,088 \cdot 31,17 \cdot 6^2 = -98,75$
2. Временные нагрузки 	$-0,081 \cdot 8,19 \cdot 6^2 = -23,88$ <span style="float: right;">■</span>	$-0,024 \cdot 8,19 \cdot 6^2 = -7,08$	$-0,024 \cdot 8,19 \cdot 6^2 = -7,08$
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 	$-0,115 \cdot 8,19 \cdot 6^2 = -33,91$ <span style="float: right;">■</span>	$-0,099 \cdot 8,19 \cdot 6^2 = -29,19$ <span style="float: right;">■</span>	$-11,13$
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:

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

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

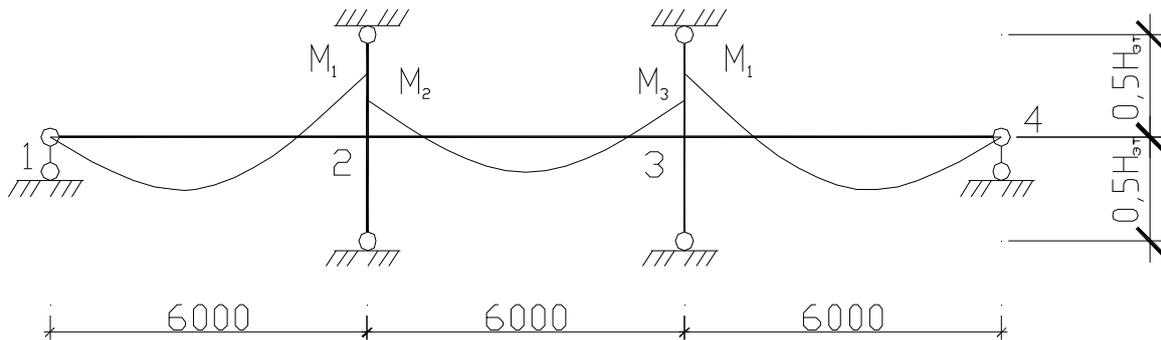


Рис. 2.2. Схема расположения опорных моментов (цифрами обозначены номера опор)

6. Определяем изгибающие моменты ригеля в пролетных сечениях ригеля:

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

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

Поперечные силы:

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

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

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

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

Максимальный изгибающий момент ригеля в пролетном сечении равен:

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

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

**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  $M_1$  и вычисляем ординаты выравнивающей треугольной эпюры моментов (см. рис.2.3):

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

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

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

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;

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

$v = 8,19 \text{кН} / \text{м}$  - 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 эпюре выровненных моментов составит:

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

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

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

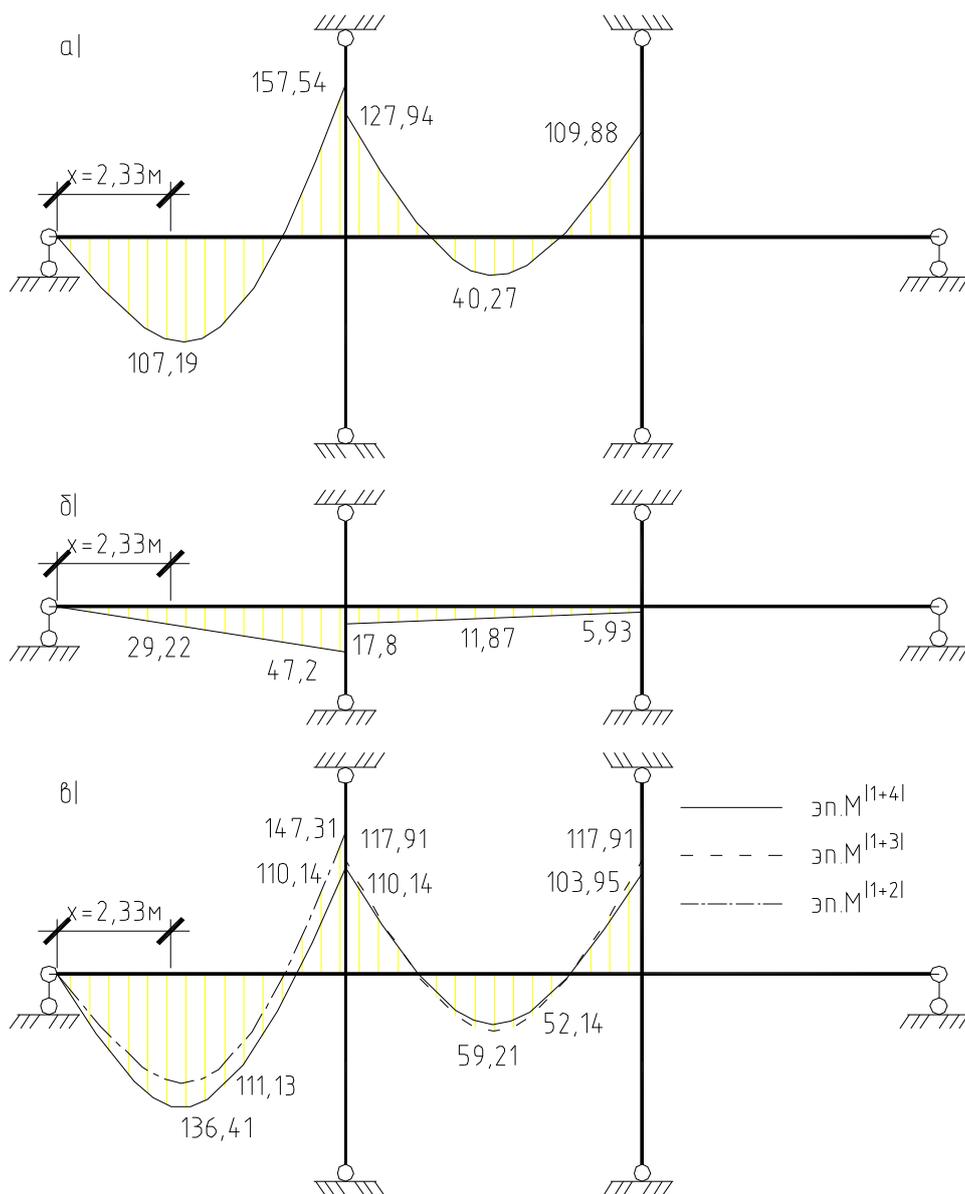


Рис. 2.3. Эпюры изгибающих моментов в монолитном ригеле; а – для схемы загрузки (1+4); б – выравнивающая эпюра; в – эпюра выровненных моментов, эпюра изгибающих моментов для схемы загрузки (1+2) в крайнем пролете, эпюра изгибающих моментов для схемы загрузки (1+3) в среднем пролете

## 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 загрузки «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 загрузки «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 загрузки «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 загрузки «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 загрузки 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.

### 3. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО МОНОЛИТНОГО РИГЕЛЯ

#### 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  $520/100 \approx 5\text{шагов}$  - 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  $\alpha_m$  и  $\xi$  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  $\xi_R = 0.531$ ,  $\alpha_R = 0.39$ .

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  $\alpha_m$  по формуле:

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

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

7.  $\alpha_m = 0,06 < \alpha_R = 0,39$  - сжатая арматура по расчету не требуется.

10. Определяем относительную высоту сжатой зоны бетона по формуле:

$$\xi = \left(1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}\right) \quad (3.3)$$

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

11. Требуемую площадь растянутой арматуры определяем по формуле:

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

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

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».

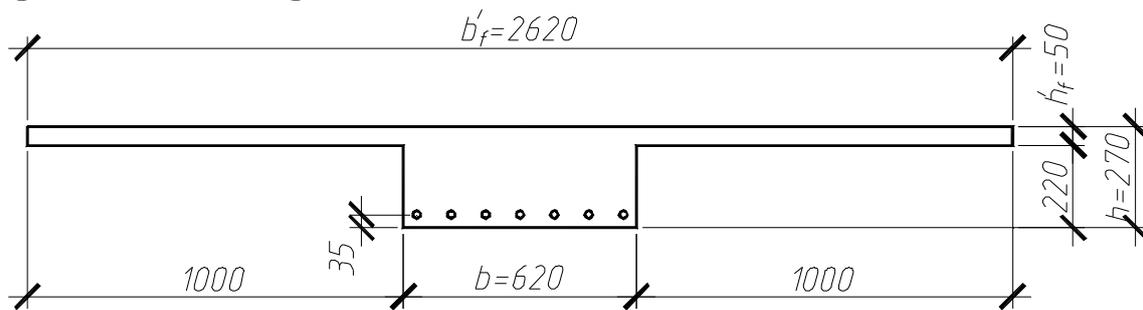


Рис. 3.1. К подбору продольной арматуры ригеля в пролетном сечении

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 загрузки «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 полки поперечного сечения плиты перекрытия составляет  $h'_f = 30,5 \text{ мм}$ . Ширину свесов полки 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.

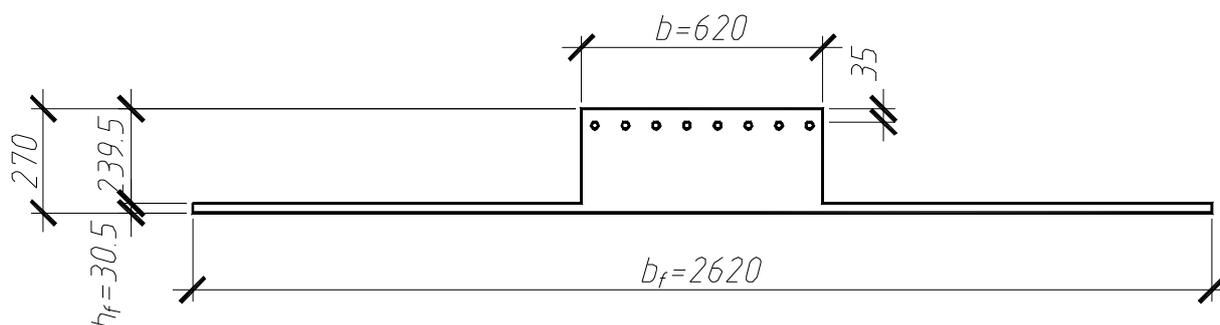


Рис. 3.2. К подбору продольной арматуры ригеля в опорном сечении

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  $\xi_R = 0.531$ ,  $\alpha_R = 0.39$ .

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  $\alpha_m$  по формуле 3.2:

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

7.  $\alpha_m = 0,05 < \alpha_R = 0,39$  - сжатая арматура по расчету не требуется.

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

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

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.

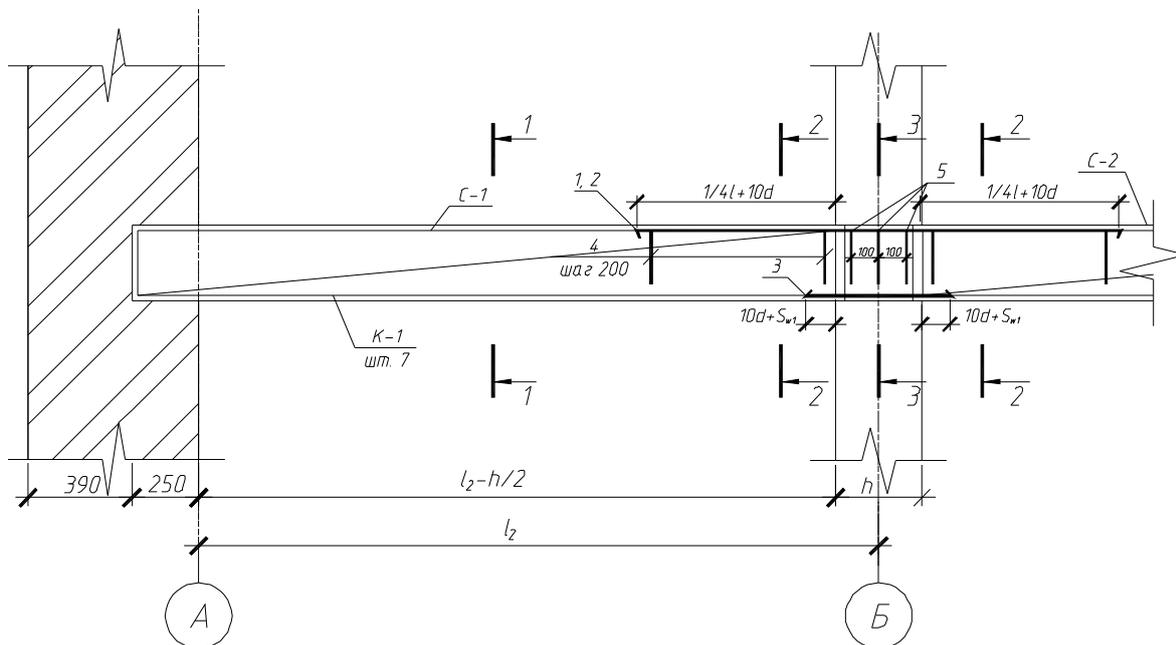


Рис. 3.3. Схема армирования монолитного ригеля

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.

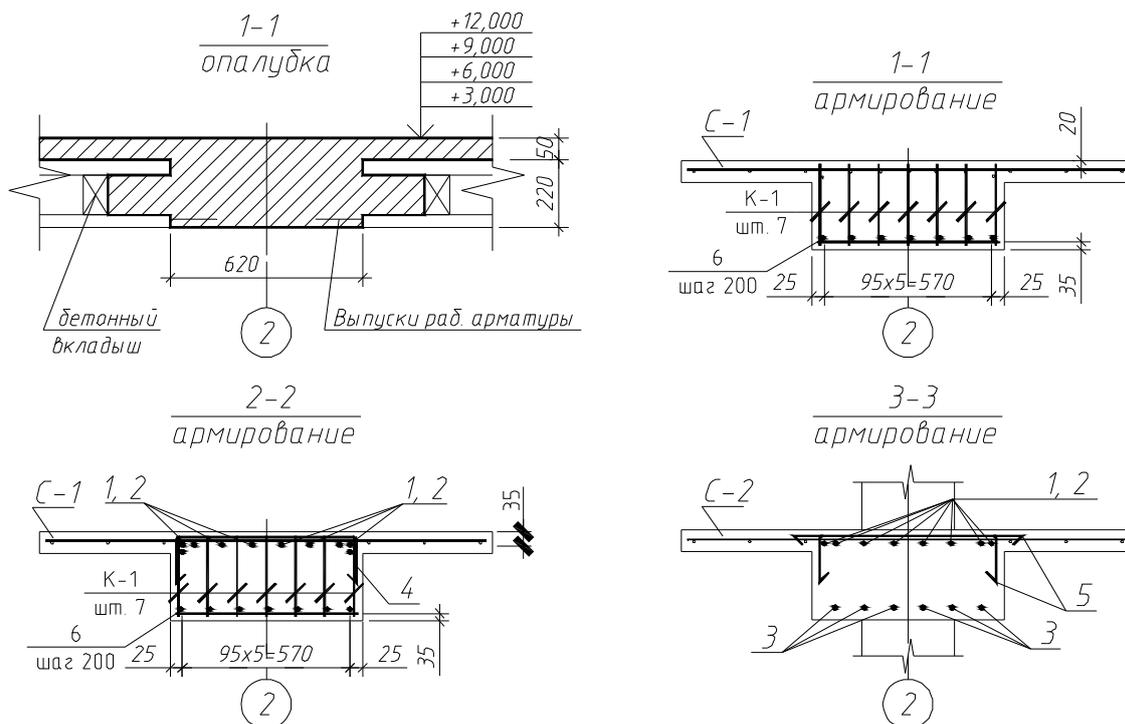


Рис.3.4. Конструирование монолитного ригеля  
(расположение сечений 1-1, 2-2 и 3-3 см. схему армирования монолитного ригеля)

### 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:

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

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

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:

$$c < \frac{2h_0}{1 - 0,5 \frac{q_{sw1}}{R_{bt}b}}, \frac{q_{sw1}}{R_{bt}b} > 2; \quad (3.11)$$

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

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:

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

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

**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  $s_w^1 = 100\text{мм}$ .

## 4. РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ СБОРНОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ КОЛОННЫ И МОНОЛИТНОГО ФУНДАМЕНТА

### 4.1. 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

**Подбор 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:  $N^n = 956,22 \cdot 0,94 = 823,63 \text{ кН}$

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:

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

При  $N_l/N = 0,94$ ,  $l_0/h = 10,08$  по прил. 7 табл. 1, 2 или табл. 3.5 и 3.6 [3] находим  $\varphi_b = 0,884$ ,  $\varphi_{sb} = 0,881$ .

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

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

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  $\alpha_s$  и  $\varphi$  по формулам:

$$\alpha_s = \frac{R_s A_{s,tot}}{R_b A}, \quad \varphi = \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b) \alpha_s. \quad (5.3)$$

Если  $\alpha_s > 0,5$  принимаем  $\varphi = \varphi_{sb}$ .

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

Коэффициент  $\varphi$  принимается не более  $\varphi_{sb}$ ,  $\varphi = 0,881$ .

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

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

Фактическую несущую способность колонны находим по формуле:

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

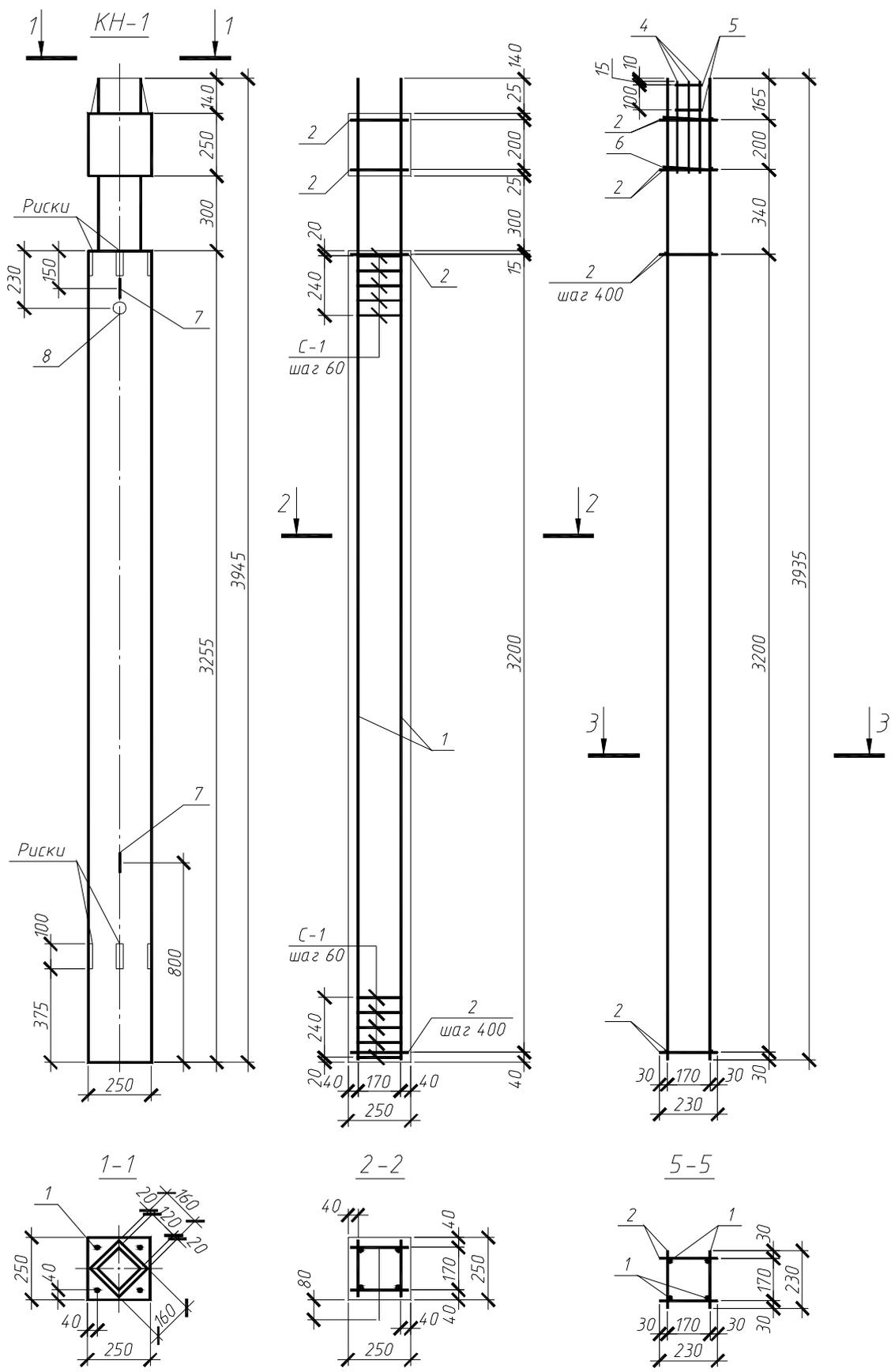


Рис. 5.1. Конструирование колонны

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

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

Проверяем условие:

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

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

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  $10d = 10 \cdot 20 = 200 \text{ мм}$  .

#### **4.2 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  $h + 100мм$ .

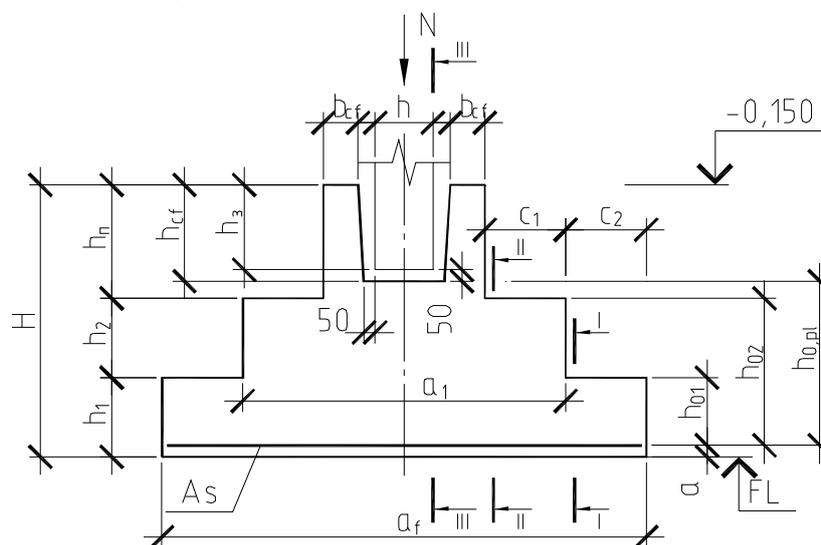


Рис. 5.2. К расчету монолитного фундамента (сечениями I-I, II-II и III-III обозначены места подбора рабочей арматуры в плитной части фундамента)

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  $\gamma_{mt} = 20 \cdot 10^{-6} \text{ Н / мм}^3$ .

3. Требуемую площадь подошвы фундамента определяем по формуле:

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

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

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  $h_s = 1,5 \cdot 250 = 375 \text{ мм}$ , 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:

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

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;

$\alpha$  - 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:

$$N \leq 2\mu\gamma_g A_b R_{bt}, \quad (5.12)$$

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

$\gamma_g = 1,3$  - 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):

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

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).

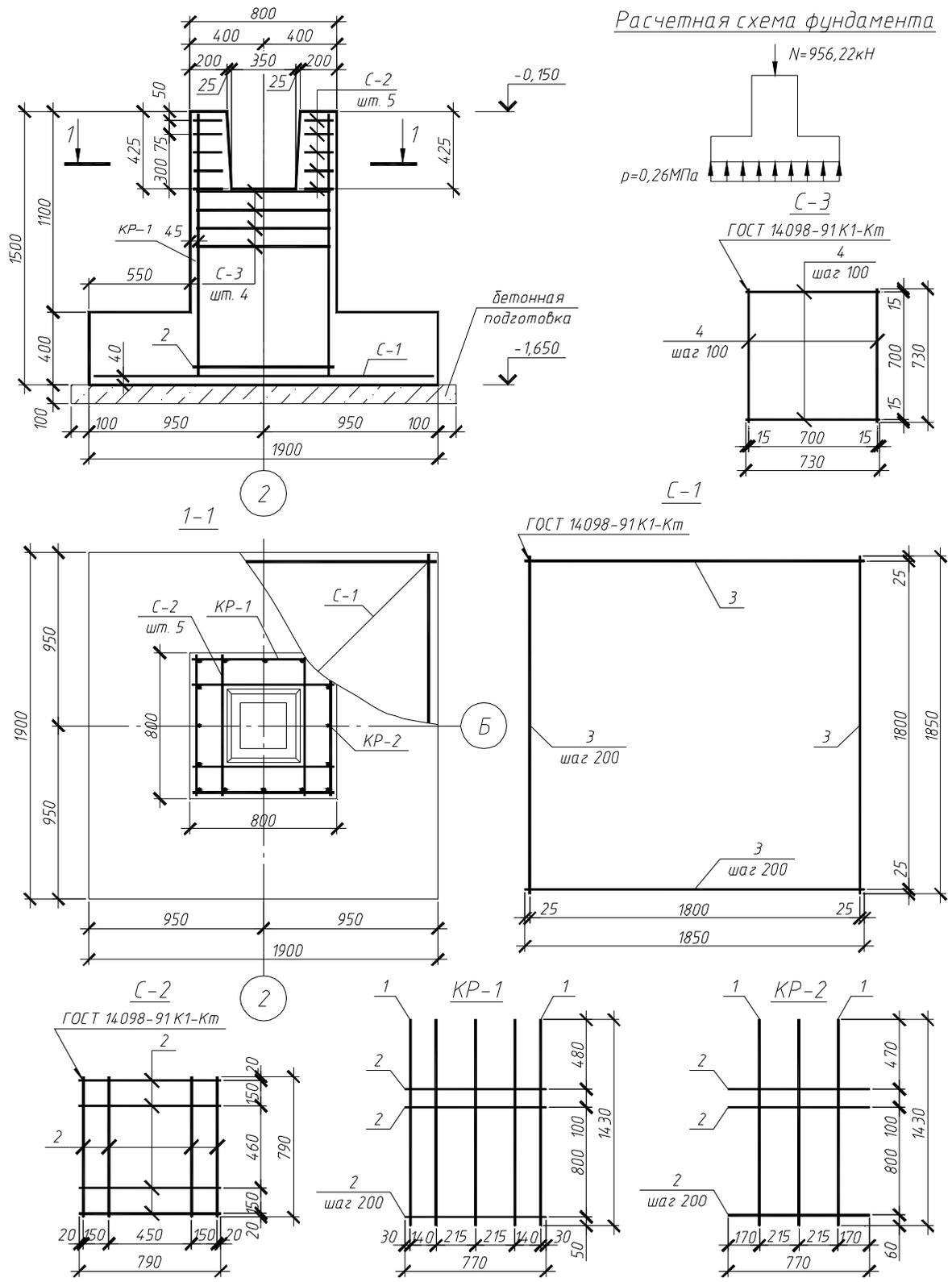


Рис. 5.3. Монолитный железобетонный фундамент

## 5. 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, полнотелый, 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:

$$N = H \cdot b \cdot h \cdot k \cdot \rho \cdot \gamma_f + (n - 1) \cdot b \cdot \frac{l_1^*}{2} \cdot q_{к1}^{неп} + b \cdot \frac{l_1^*}{2} \cdot q^{нок}, \quad (6.1)$$

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);

$\rho = 1800 кг / м^3 = 18 кН / м^3$  - плотность кладки;

$\gamma_f = 1,1$  - 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.

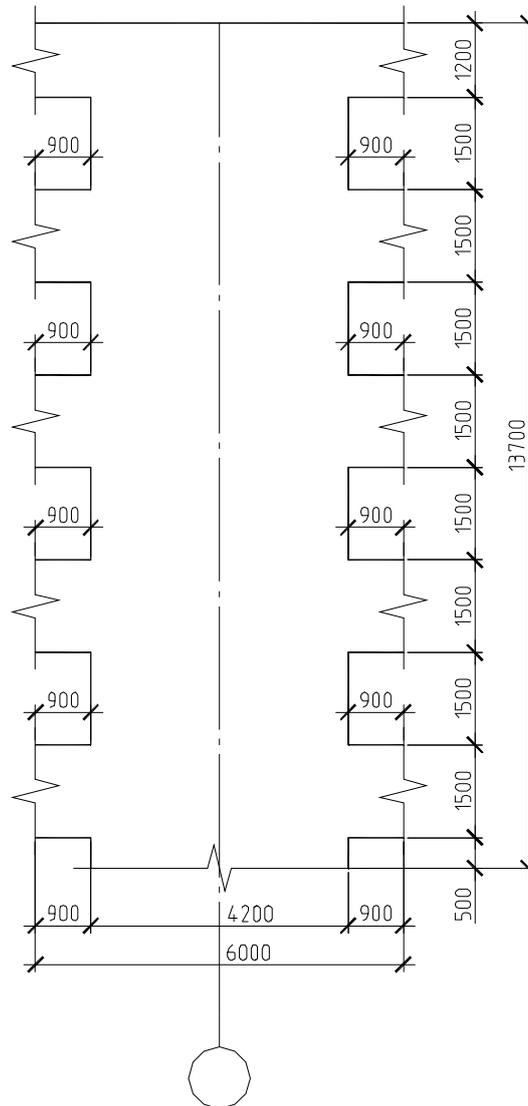


Рис. 6.1 К определению размеров фрагмента стены (см. совместно с рис. 1.13)

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:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{m_g \varphi_1 A_c \omega}, \quad (6.4)$$

где  $m_g = 1$ ,  $\varphi_1 = 0,9$ ,  $\omega = 1$  - приняты ориентировочно в первом приближении;

$$A_c = b_n h \left( 1 - \frac{2e_0}{h} \right), \quad A_c = 4200 \cdot 640 \left( 1 - \frac{2 \cdot 21}{640} \right) = 2511600 \text{ мм}^2.$$

$$\sigma_{\max} = \frac{1379,96 \cdot 10^3}{1 \cdot 0,9 \cdot 2511600 \cdot 1} = 0,61 \text{ МПа}.$$

Расчетное сопротивление неармированной кладки должно быть не менее  $0,6\sigma_{\max} = 0,6 \cdot 0,61 = 0,37 \text{ МПа}$ .

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  $0,6\sigma_{\max}$ , 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:

$$\mu = \frac{2A_s}{cs} 100, \quad \mu = \frac{2 \cdot 12,6}{60 \cdot 385} 100 = 0,11\% > 0,1\%.$$

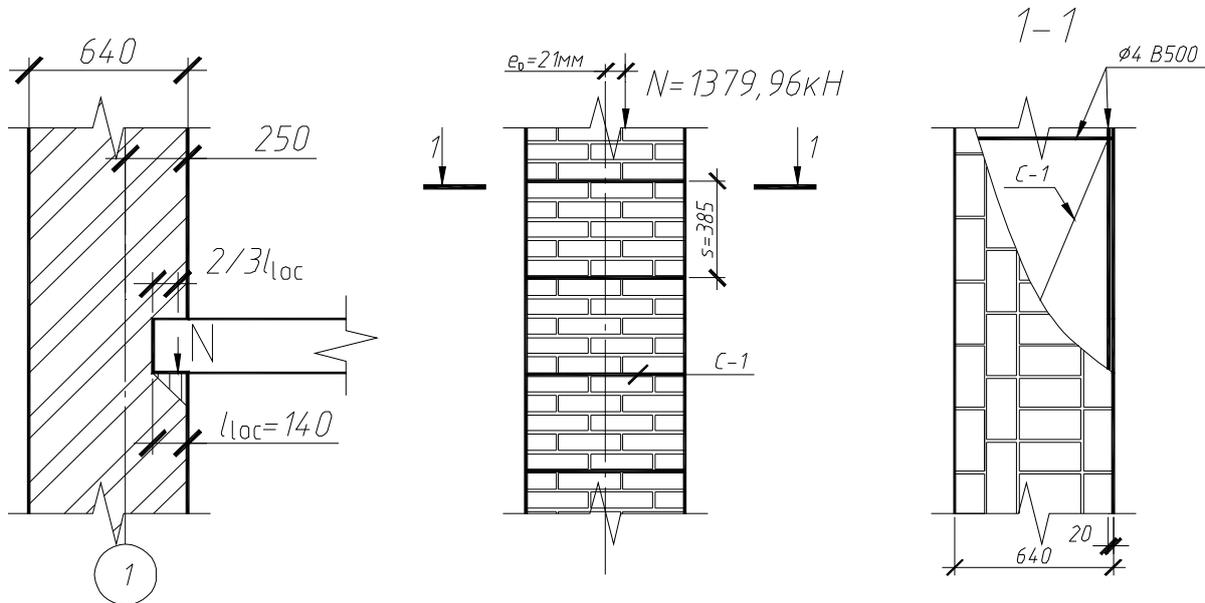


Рис. 6.2. К расчету кирпичного простенка с сетчатым армированием

**8.** Для определения коэффициентов продольного изгиба гибкость простенка в плоскости действия изгибающего момента будет равна:

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h}, \quad \lambda_h = \frac{1500}{640} = 2,34.$$

Высота сжатой части сечения составит:  $h_c = h - 2e_0$ ,

$h_c = 640 - 2 \cdot 21 = 598 \text{ мм}$ , и соответствующая ей гибкость  $\lambda_{hc} = \frac{l_0}{h_c}$ ,

$$\lambda_{hc} = \frac{1500}{598} = 2,51.$$

Расчетное сопротивление кладки при внецентренном сжатии равно:

$$R_{skb} = R + \frac{2\mu\gamma_{sc}R_s}{100} \left(1 - \frac{2e}{0,5h}\right) \leq 2R, \quad (6.5)$$

$$R_{skb} = 1,8 + \frac{2 \cdot 0,11 \cdot 0,6 \cdot 415}{100} \left(1 - \frac{2 \cdot 21}{0,5 \cdot 640}\right) = 2,28 \text{ МПа} < 2 \cdot 1,8 = 3,6 \text{ МПа},$$

где  $\gamma_{sc} = 0,6$  для класса арматуры В500 (0,75 для класса А240).

Упругую характеристику кладки с сетчатым армированием определяем по формуле:

$$\alpha_{sk} = \alpha \frac{R_u}{R_{sku}}, \quad (6.6)$$

где  $\alpha = 1000$  - по табл. 15 [7] для керамического полнотелого кирпича;

$$R_u = 2R, \quad R_u = 2 \cdot 1,8 = 3,6 \text{ МПа};$$

$$R_{sku} = 2R + \frac{2R_{sn} \mu}{100}, \quad R_{sku} = 2 \cdot 1,8 + \frac{2 \cdot 500 \cdot 0,11}{100} = 4,7 \text{ МПа}.$$

$$\alpha_{sk} = 1000 \frac{3,6}{4,7} = 766.$$

По величинам гибкостей  $\lambda_h = 2,34$  и  $\lambda_{hc} = 2,51$ , а также значению  $\alpha_{sk} = 766$  по табл. 18 [7] или табл.2 прил. 8 определяем значения коэффициентов продольного изгиба для армированной кладки при внецентренном сжатии:  $\varphi_h = 1$  и  $\varphi_{hc} = 1$ . Тогда  $\varphi_1 = \frac{\varphi_h + \varphi_{hc}}{2}$ ,

$$\varphi_1 = \frac{1+1}{2} = 1.$$

**9.** При  $\lambda_h = 2,34 < 10$  по табл. 20 [7] определяем  $\eta = 0$ , тогда коэффициент, учитывающий влияние длительной нагрузки, определяемый по формуле 16 [7], будет равен  $m_g = 1$ .

**10.** Коэффициент  $\omega$ , учитывающий повышение расчетного сопротивления кладки при внецентренном сжатии, определяем по табл. 19 [7]:

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{h} \leq 1,45, \quad \omega = 1 + \frac{21}{640} = 1,03 < 1,45.$$

**11.** Фактическая несущая способность кирпичного простенка при внецентренном сжатии будет равна:

$$N_u = m_g \varphi_1 R_{skb} A_c \omega, \quad (6.7)$$

$N_u = 1 \cdot 1 \cdot 2,28 \cdot 2511600 \cdot 1,03 = 5898,24 \cdot 10^3 \text{ Н} = 5898,24 \text{ кН} > 1379,96 \text{ кН}$  - прочность кирпичного простенка обеспечена.

## ЭТАП 7. ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННАЯ КРУГЛОПУСТОТНАЯ ПЛИТА, КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ -

Узел сопряжения плиты с монолитным ригелем – жесткий, опирание плиты на кирпичную стену – шарнирное

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).

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:  $l_{0,n} = 5700 - \frac{140}{2} = 5630\text{мм} = 5,63\text{м}$ .

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  $E_b = 32500\text{МПа}$ .

Согласно п. 2.25 [9], величину предварительного напряжения для канатной арматуры назначаем равным:  $\sigma_{sp} = 0,8R_{s,ser}$ ,  $\sigma_{sp} = 0,8 \cdot 1500 = 1200 \text{ МПа}$  (для стержневой арматуры  $\sigma_{sp} = 0,9R_{s,ser}$ ).

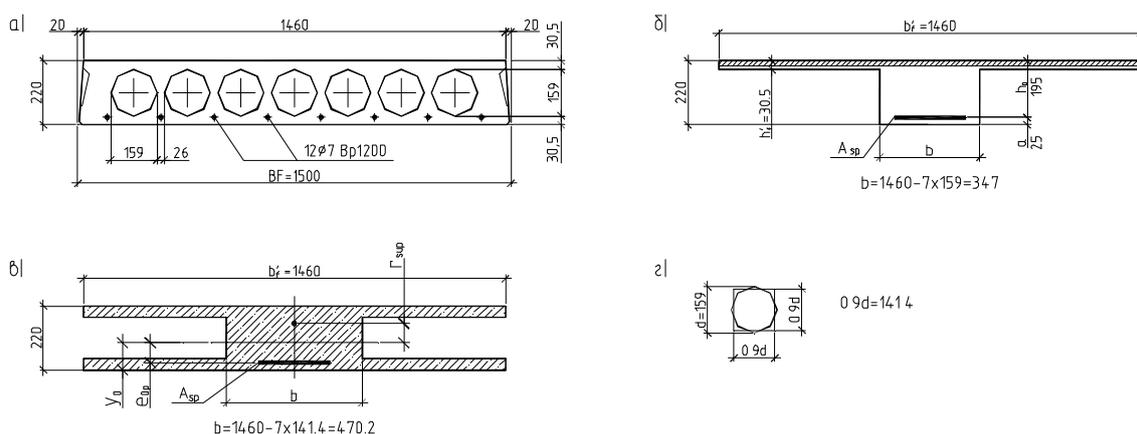


Рис.7.1. Геометрические размеры плиты

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

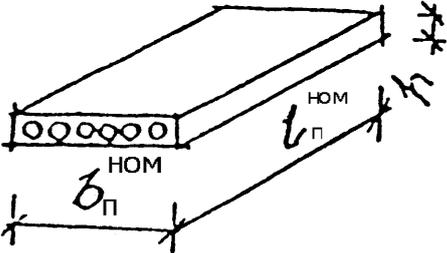
## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

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 II-22-81\*. Каменные и армокаменные конструкции. Госстрой России. - М.: ФГУП ЦПП, 2004.
8. Проектирование железобетонных конструкций: Справоч. пособие/А.Б. Голышев, В.Я. Бачинский, В.П. Полищук и др.; Под ред. А.Б. Голышева. – 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:

$$l_n^к = l_n^{ном} + 20\text{мм} , b_n^к = b_n^{ном} + 10\text{мм} .$$

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) ( $\rho=0,16 \text{ кН/м}^2$ ) 2- Гидроизоляция (нижний слой Экофлекс П) ( $\rho=0.068 \text{ кН/м}^2$ ) 3-Цементная стяжка ( $t=20 \text{ мм}$ , $\rho=18.0 \text{ кН/м}^3$ ) 4-Утеплитель-керамзит ( $t=200 \text{ мм}$ , $\rho=5.0 \text{ кН/м}^3$ ) 5-Пароизоляция - (Изоспан DM) ( $\rho=0.001 \text{ кН/м}^2$ )	1,3 1,3 1,3 1,3 1,3
2	1-Слой гравия, втопленного в мастику ( $\rho=0.16 \text{ кН/м}^2$ ) 2- Четыре слоя гидроизола ( $\rho=0.052 \text{ кН/м}^2$ ) 3- Цементная стяжка ( $t=20 \text{ мм}$ , $\rho=18.0 \text{ кН/м}^3$ ) 4-Утеплитель- URSA П-75 ( $t=140 \text{ мм}$ , $\rho=0.75 \text{ кН/м}^3$ ) 5- Обмазочная пароизоляция ( $\rho=0.05 \text{ кН/м}^2$ )	1,3 1,3 1,3 1,3 1,3
3	1-Слой гравия, втопленного в мастику ( $\rho=0.16 \text{ кН/м}^2$ ) 2-Три слоя гидроизола ( $\rho=0.039 \text{ кН/м}^2$ ) 3-Асфальтовая стяжка ( $t=20 \text{ мм}$ , $\rho=21.0 \text{ кН/м}^3$ ) 4-Утеплитель-минераловатные плиты ( $t=180 \text{ мм}$ , $\rho=2.25 \text{ кН/м}^3$ ) 5-Пароизоляция-слой рубероида на мастике( $\rho=0.03 \text{ кН/м}^2$ )	1,3 1,3 1,3 1,3 1,3
4	1-Слой гравия, втопленного в мастику ( $\rho=0.16 \text{ кН/м}^2$ ) 2- Четыре слоя гидроизола ( $\rho=0.052 \text{ кН/м}^2$ ) 3- Асфальтовая стяжка ( $t=20 \text{ мм}$ , $\rho=21.0 \text{ кН/м}^3$ ) 4-Утеплитель- минераловатные плиты ( $t=150 \text{ мм}$ , $\rho=1.25 \text{ кН/м}^3$ ) 5- Обмазочная пароизоляция ( $\rho=0.05 \text{ кН/м}^2$ )	1,3 1,3 1,3 1,3 1,3
5	1-Слой гравия, втопленного в мастику ( $\rho=0.16 \text{ кН/м}^2$ ) 2-Три слоя гидроизола ( $\rho=0.039 \text{ кН/м}^2$ ) 3- Цементная стяжка ( $t=20 \text{ мм}$ , $\rho=18.0 \text{ кН/м}^3$ ) 4-Утеплитель-полистиролбетон ( $t=200 \text{ мм}$ , $\rho=2.5 \text{ кН/м}^3$ ) 5-Пароизоляция-слой рубероида на мастике( $\rho=0.03 \text{ кН/м}^2$ )	1,3 1,3 1,3 1,3 1,3

Таблица 2

Типы конструкций пола

Номер типа пола	Слои	Коэф-т надёж-ти по нагр.
1	1-Линолеум( $\rho=0.18 \text{ кН/м}^2$ ) 2-Обмазка на основе синтетических смол( $\rho=0.03 \text{ кН/м}^2$ ) 3- Цементная стяжка ( $t=30 \text{ мм}$ , $\rho=18.0 \text{ кН/м}^3$ )	1,3 1,3 1,3
2	1-Паркет ( $\rho=0.55 \text{ кН/м}^2$ ) 2- Цементная стяжка ( $t=50 \text{ мм}$ , $\rho=18.0 \text{ кН/м}^3$ )	1,3 1,3
3	1- Керамогранитная плитка( $\rho=0.75 \text{ кН/м}^2$ ) 2- Полиэтиленовая плёнка( $\rho=0.05 \text{ кН/м}^2$ ) 3- Цементная стяжка ( $t=20 \text{ мм}$ , $\rho=18.0 \text{ кН/м}^3$ )	1,3 1,3 1,3

**ПРИЛОЖЕНИЕ 3**  
**ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТОВ  $\gamma_n$  ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ**  
**ОПОРНЫХ МОМЕНТОВ В РИГЕЛЕ**

Таблица 1

Значения коэффициентов  $\gamma_n$  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  $\gamma_n$  определять линейной интерполяцией.

2. Значения опорных моментов принимать отрицательными.

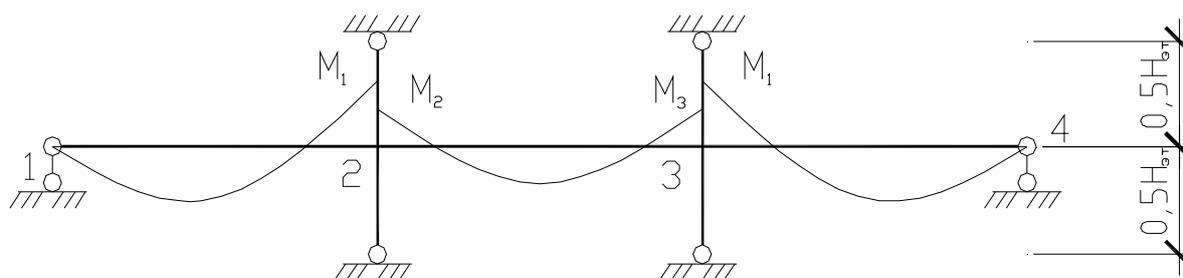


Рис. 1. Схема расположения опорных моментов (цифрами обозначены номера опор)

## 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 (кгс/см <sup>2</sup> ) 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 (кгс/см <sup>2</sup> )		
	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 (кгс/см <sup>2</sup> ) при классе бетона по прочности на сжатие										
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое $R_{b,n}$ , $R_{b,ser}$	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 $R_{s,n}$ и расчетные значения сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы $R_{s,ser}$ МПа (кгс/см )
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 (кгс/см <sup>2</sup> ), 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 =  $2,0 \cdot 10^6$  кгс/см<sup>2</sup>.

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 $\varphi_1$ 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 $\varphi_2$ 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.

Номинал. Диам. стержн., 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 $\varphi_b$ И $\varphi_{sb}$ 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  $\varphi$

Гибкость		Коэффициент продольного изгиба $\varphi$ при упругих характеристиках кладки $\alpha$						
$\lambda_i$	$\lambda_n$	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  $\varphi$  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: А540-А800	B20
А1000	B30
Арматура классов: Вр1200, Вр1300	B30
Вр1400, Вр1500	B20
К1400, К1500	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)	Вр1200	1000 (10200)	400 (4100)
A400	355 (3600)	355 (3600)	Вр1300	1070 (10900)	-«-
A500	435 (4450)	400 (4100)	Вр1400	1170 (11900)	-«-
A540	450 (4600)*	200 (2000)	Вр1500	1250 (12750)	-«-
A600	520 (5300)	400 (4100)	К1400	1170 (11900)	-«-
A800	695 (7050)	-«-	К1500	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

Окончание таблицы

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 $R_{s,n}$ и расчетные значения сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы $R_{s,ser}$ 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>).