

**РОССИЙСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ОТКРЫТЫЙ  
ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ ПУТЕЙ СООБЩЕНИЯ**

---

**24/16/6**

**Одобрено кафедрой  
«Здания и сооружения  
на транспорте»**

# **ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ**

**Задание на курсовой проект № 1  
с методическими указаниями  
для студентов V курса**

**ЧАСТЬ II**

**специальности**

**270102 ПРОМЫШЛЕННОЕ И ГРАЖДАНСКОЕ  
СТРОИТЕЛЬСТВО (ПГС)**



**Москва – 2008**

С о с т а в и т е л ь – канд. техн. наук., проф. Н.А. Кулакова

Р е ц е н з е н т – канд. техн. наук., проф. И.А. Сазыкин

## 2.4. ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ РИГЕЛЯ

### 2.4.1. Общие указания

В целях повышения жесткости каркаса здания, экономии материала, уменьшения конструктивной высоты перекрытия ригели рекомендуется проектировать неразрезными. Их неразрезность достигается путем сварки закладных и накладных деталей ригеля и колонны как сопрягаемых элементов и омоноличивания стыков.

Сборные ригели следует проектировать из обычного (непреднапряженного) железобетона.

Форма поперечного сечения ригелей, как указано ранее (см. часть I, п. 2.2), может быть различной. Высота сечения ригеля в первом приближении назначается равной  $h = 1/8 \div 1/15$  (в среднем  $1/10$ ) пролета ригеля; ширина —  $B = (0,3 \div 0,4) h$ .

Порядок расчета ригеля аналогичен порядку расчета панели перекрытия (см. часть I, п. 2.3.2). Но расчет ригеля в курсовом проекте ограничивается расчетом по первой группе предельных состояний, т.е. расчетом на прочность нормальных (расчет продольного армирования) и наклонных к продольной оси (расчет поперечного армирования) сечений.

### 2.4.2. Выбор расчетной схемы и определение нагрузок

Ригель представляет собой многопролетную неразрезную балку, свободно опирающуюся на стены и состоящую из отдельных сборных железобетонных элементов, объединенных в единую неразрезную систему.

Количество пролетов ригеля студент назначает, исходя из заданных размеров здания при компоновке сборного перекрытия (как правило, три пролета).

Размеры крайних пролетов ригеля при нулевой привязке наружных стен принимаются равными расстоянию от оси опоры ригеля на стене до оси колонны:

$$l_0 = l + 0,3/2,$$

где  $l$  — расстояние между разбивочными осями, м;

$0,3$  — величина заделки ригеля в стену, м.

Размеры средних пролетов принимаются равными расстоянию между осями колонн, т.е.  $l_0 = l$ .

После предварительного назначения размеров поперечного сечения пролетов ригеля можно приступить к определению нагрузок, действующих на ригель. Подсчет нагрузок следует вести в табличной форме, по аналогии с табл. 3, на 1 пог. м ригеля – табл. 4. В состав нагрузок, действующих на ригель, так же как и при расчете панели перекрытия, входят постоянные и временные (полезные) нагрузки. Последние принимаются согласно исходным данным по шифру студента. Постоянные нагрузки включают: вес пола, вес панелей междуэтажного перекрытия, собственный вес ригеля.

Таблица 4

**Сбор нагрузок на ригель, кН/м**

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/пог. м	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/пог. м
1. Постоянная			
1.1. Вес пола*	$1,92B^{**}$	1,2	$2,3B$
1.2. Вес панели перекрытия	$2,5B$	1,1	$2,75B$
1.3. Собственный вес ригеля $\gamma = 25 \text{ кН/м}^3$	$25hb$	1,1	$27,5hb$
Итого			
2. Временные			
2.1. Длительно действующая полезная нагрузка	$10B$	1,2	$12B$
2.2. Кратковременная полезная нагрузка	$2,0B$	1,2	$2,4B$
Полная			

\* Вес элементов перекрытия принят по табл. 3 (см. часть 1)

\*\*  $B$  – шаг ригелей в продольном направлении, м (при расположении ригелей поперек здания).

**2.4.3. Статический расчет ригеля**

Статический расчет неразрезного ригеля производится с учетом пластических деформаций железобетона и перерас-

пределения внутренних усилий между отдельными сечениями ригеля. Сущность расчета статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий подробно изложена в «Инструкции по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий» (М.: Стройиздат, 1975) и в курсах железобетонных конструкций [1, с. 292].

Расчет и конструирование статически неопределимых железобетонных конструкций по выравненным моментам позволяет облегчить армирование сечений.

Изгибающие моменты и поперечные силы в неразрезных балках при равных пролетах или пролетах, отличающихся друг от друга не более чем на 20% при равномерно распределенной нагрузке, определяются (см. [1, прил. X]) по формулам:

$$M = (\alpha g \pm \beta v) l_0^2; \quad Q = (\gamma g \pm \delta v) l_0; \quad (54)$$

где  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$  и  $\delta$  – коэффициенты, зависящие от вида нагрузки, комбинации загрузки и количества пролетов ригеля.

Изгибающие моменты и поперечные силы определяются отдельно от действия постоянной  $g$  и различных комбинаций загрузки временной  $v$  нагрузок. При этом рассматриваются возможные невыгодные случаи расположения временных нагрузок в крайних и средних пролетах. В результате суммирования ординат эпюр усилий от постоянных и временных нагрузок получают огибающие эпюры  $M$  и  $Q$ .

При расположении временной нагрузки через один пролет получают максимальные моменты в загружаемых пролетах; при расположении временной нагрузки в двух смежных пролетах и далее через один пролет получают максимальные по абсолютной величине моменты на опоре.

В неразрезном ригеле целесообразно ослабить армирование опорных сечений и упростить монтажные стыки. Поэтому с целью перераспределения моментов в ригеле к эпюре моментов от постоянных нагрузок и отдельных схем невыгодно расположенных временных нагрузок прибавляют добавочные треугольные эпюры с произвольными по знаку и значению надопорными ординатами. При этом ординаты выравненной эпюры моментов в расчетных сечениях должны составлять не

менее 70% вычисленных по упругой схеме. Пример перераспределения изгибающих моментов для трехпролетной балки показан на рис. 7.

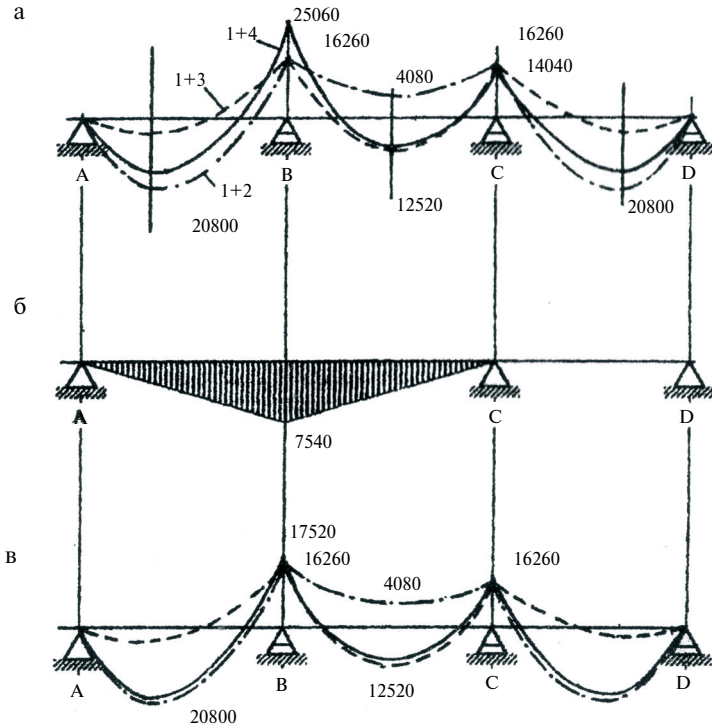


Рис. 7. Эпюры изгибающих моментов:  
 а – по результатам статического расчета для трех комбинаций нагрузок;  
 б – выравнивающая треугольная;  
 в – выравненная с учетом перераспределения

#### 2.4.4. Расчет ригеля по предельным состояниям первой группы

Расчет на прочность сечений, нормальных к продольной оси. Сечения, нормальные к продольной оси ригеля, рассчитываются по прочности на действие изгибающего момента согласно требованиям норм проектирования железобетонных конструкций в зависимости от формы поперечного сечения: как прямоуголь-

ные или как тавровые – см. [2, п. 3.10-3.18; 1; 5, п. 3.11 – 3.24], а также часть I [5, п. 2.3.6] настоящих указаний.

В случае прямоугольного сечения требуемая рабочая высота сечения ригеля:

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{A_0 b R_b}}. \quad (55)$$

Величина  $M$  соответствует значению изгибающего момента в расчетном сечении ригеля. Обычно сечение продольной арматуры подбирают по изгибающему моменту  $M$  в четырех нормальных сечениях по всей длине неразрезного ригеля: в первом и среднем пролетах (в середине пролетов), вблизи первой промежуточной опоры, вблизи средней опоры.

Коэффициент  $A_0$  рекомендуется принимать по оптимальному значению  $\xi = \frac{x}{h_0} = 0,35$ .

Полная высота сечения ригеля  $h = h_0 + a$ , где  $a = 3 \div 5$  см.

По установленному значению высоты сечения уточняется параметр:

$$A_0 = \frac{M}{R_b b h_0^2}. \quad (56)$$

По [1, табл. 3.1] в зависимости от  $A_0$  определяются коэффициенты  $\eta$  и  $\xi$ . При значениях  $\xi$ , меньших или больших 0,35, следует уменьшить или увеличить высоту сечения ригеля.

Количество продольной рабочей арматуры:

$$A_s = \frac{M}{\eta h_0 R_s}. \quad (57)$$

По значению  $A_s$  подбирается количество стержней продольной арматуры, диаметры которых в ригелях принимаются в пределах 14 ÷ 28 мм, и назначается число каркасов в сечении. Принятая продольная арматура должна иметь фактическую площадь поперечного сечения не менее расчетной, на основании чего обеспечивается условие прочности сечения ригеля по моменту  $M \leq M_\phi$ .

Рекомендуется, чтобы фактическая площадь принятой рабочей арматуры не отличалась от расчетной более, чем на 5 %.

При расчете ригеля таврового сечения нужно учитывать, где находится его полка — в сжатой или в растянутой от действия изгибающего момента зонах. Если полка ригеля таврового сечения находится в растянутой зоне, то ригель рассчитывается как элемент прямоугольного сечения с шириной, равной ширине ребра  $b$ , без учета свесов полки. Если полка ригеля находится в сжатой зоне, то ригель рассчитывается как элемент таврового сечения.

### **Расчет на прочность сечений, наклонных к продольной оси**

Указания по расчету наклонных сечений изгибаемых элементов на действие поперечной силы даны в [2, п. 3.29-3.35]; [1, гл. 6, п. 3.5]; [5, п. 3.19-3.35].

Условие прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента, армированного только продольной арматурой и поперечными стержнями (хомутами):

$$Q \leq Q_{sw}, \quad (58)$$

где  $Q$  — поперечная сила в расчетном сечении от внешней нагрузки;

$Q_{sw}$  — наименьшая поперечная сила, воспринимаемая совместно бетоном сжатой зоны в наклонном сечении и хомутами, пересекаемыми наклонной трещиной.

Расчетные формулы и последовательность расчета см. в части I, п. 2.3.6 настоящих указаний.

Расчет поперечной арматуры по  $Q$  следует вести для трех наклонных сечений: у первой промежуточной опоры слева и справа и у крайней опоры.

Диаметры поперечных стержней должны назначаться по условиям сварки каркасов.

При окончательном назначении шага поперечных стержней следует выполнять конструктивные требования [2, п. 5.27].

**Построение эпюры арматуры (материалов).** В целях экономии арматурной стали часть продольных стержней рабочей арматуры обрывают в месте  $M_{сеч}$  (т.е. в сечении, где отдельный растянутый стержень уже не нужен) в соответствии с огибающей эпюрой моментов. Точки, в которых пересекается огибающая эпюра моментов со значениями  $M_{сеч}$ , называются точками те-



оретического обрыва стержней. Места теоретического обрыва продольной арматуры определяются графическим путем по эпюре материалов (рис. 8).

Эпюра материалов в графическом виде показывает, какой несущей способностью  $M_{\phi}$  по положительному и отрицательному моментам обладает каждое сечение балки при имеющемся армировании. Наложение эпюры материалов на огибающую эпюру расчетных изгибающих моментов  $M$  служит проверкой балки во всех сечениях. При этом всюду должно быть соблюдено условие:

$$M < M_{\phi}.$$

Теоретический обрыв одного или одновременно нескольких стержней продольной арматуры каркасов производится в сечении ригеля, для которого справедливо условие,

$$M = M_{\text{сеч}},$$

где  $M_{\text{сеч}}$  — несущая способность ригеля, вычисленная без учета намеченных к обрыву стержней;

$$M_{\text{сеч}} = R_s A_{\text{сф}} (h_0 - 0,5x), \quad (59)$$

где  $x$  — высота сжатой зоны бетона.

В соответствии с требованиями норм обрываемый стержень необходимо заводить за точку теоретического обрыва на величину не менее  $20d$  для обеспечения требуемой анкеровки обрываемого стержня.

Зона анкеровки стержня определяется по формуле:

$$W = \frac{Q_w}{2q_{\text{sw}}} + 5d, \quad (60)$$

где  $Q_w$  — поперечная сила в месте теоретического обрыва стержня, соответствующая тому сочетанию нагрузок, при котором в этом сечении получено значение расчетного изгибающего момента; определяется графически по эпюре  $Q$ , построенной под эпюрой выравненных моментов;

$d$  — диаметр обрываемого стержня;

$q_{\text{sw}}$  — усилие в хомутах на единицу длины элемента, воспринимаемое поперечными стержнями в месте обрыва, равное:

$$q_{\text{sw}} = \frac{R_{\text{sw}} A_{\text{sw}}}{S}, \quad (61)$$

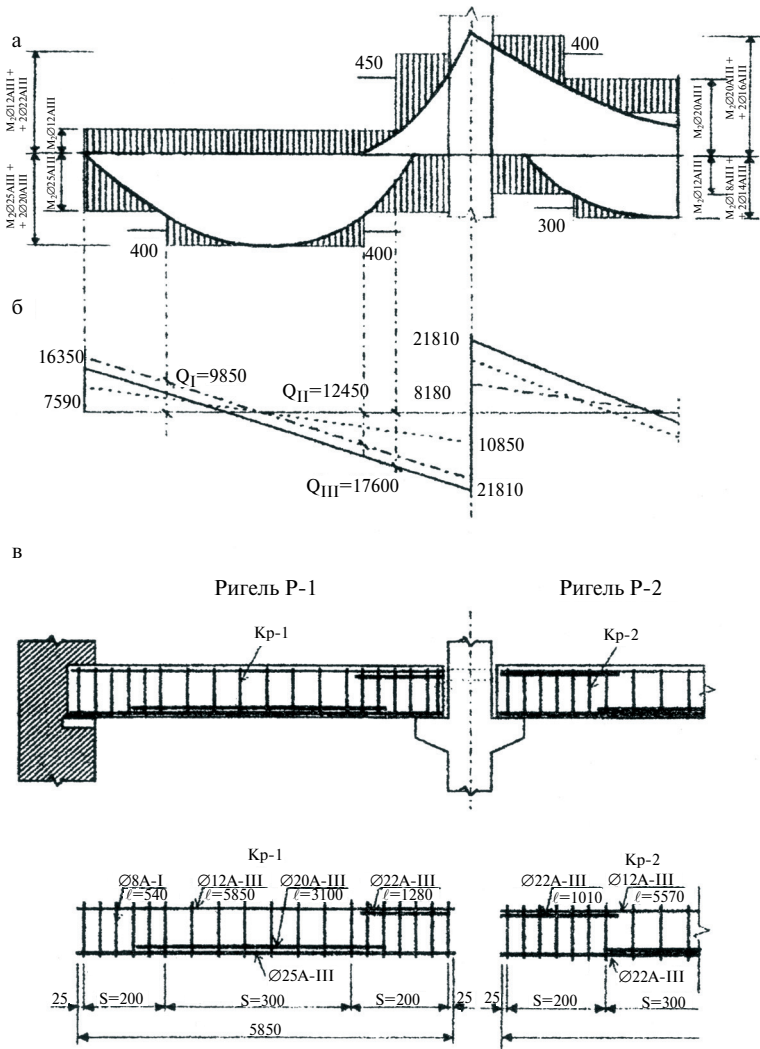


Рис. 8. Эпюры материалов (а), эпюры поперечных сил (б) и схема армирования ригеля (в)

## 2.5. ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ КОЛОННЫ

### 2.5.1. Общие указания

В курсовом проекте производится расчет и конструирование колонны первого этажа. Для опирания ригелей в колоннах предусмотрены консоли различного типа [1; 5; 6; 8]. Сечения колонны назначают квадратными с размерами  $30 \times 30$  или  $40 \times 40$  см в зависимости от интенсивности нагрузки.

Последовательность проектирования колонны:

- установление расчетной схемы и определение расчетной длины колонны;
- назначение размеров поперечного сечения колонн;
- подсчет нагрузок и определение продольных сжимающих сил в колонне по этажам;
- определение требуемой площади продольной рабочей арматуры;
- расчет консоли колонны;
- расчет стыка колонн.

### 2.5.2. Расчет колонны

**Расчетная схема колонны, расчетная длина.** Колонна первого этажа рассчитывается как стойка высотой, равной высоте этажа, с шарнирно-неподвижными опорами на концах. Расчетная длина при таких концевых закреплениях стойки принимается равной:

$$l_0 = H,$$

где  $H$  – высота этажа.

**Подсчет нагрузок и определение расчетных усилий.** Усилие, действующее в сечении колонны первого этажа, определяется от суммы нагрузок на покрытие и на междуэтажные перекрытия выше расположенных этажей, а также собственного веса колонны.

Размеры поперечного квадратного сечения колонн можно назначить одинаковыми на всех этажах, например,  $40 \times 40$  см.

Тогда собственный вес колонны:

$$g' = \gamma A_k l_{\gamma}, \quad (62)$$

где  $\gamma$  – объемный вес железобетона, равный  $25 \text{ кН/м}^3$ ;

$A_k$  – площадь поперечного сечения колонны;

$l$  – длина колонны;

$\gamma_f$  – коэффициент надежности по нагрузке, равный 1,1.

Подсчет нагрузок рекомендуется выполнять в табличной форме. В табл. 5 представлен пример сбора нагрузок на колонну.

Грузовая площадь для средней колонны равна:

$$A = l_1 \times l_2,$$

где  $l_1$  – шаг колонн в поперечном направлении;

$l_2$  – то же, в продольном направлении (см. часть I, рис. 1).

Нагрузки, передаваемые на колонну в виде сосредоточенных сил, составляют:

– от покрытия:

• длительная  $N_{1\text{покp}} = g_{\text{покp}A}$ ;

• кратковременная  $N_{2\text{покp}} = v_{\text{покp}A}$ ;

– от перекрытия:

• длительная  $N_{1\text{пер}} = (g_{\text{пер}} + v_{\text{пер}1})A$ ;

• кратковременная  $N_{2\text{пер}} = v_{\text{пер}2A}$ .

Расчетные продольные сжимающие силы в колоннах вычисляются на уровнях перекрытий этажей и на уровне перекрытия над подвалом для колонны первого этажа:

$$N = N_{1\text{покp}} + N_{2\text{покp}} + (n - 1)(N_{1\text{пер}} + N_{2\text{пер}} + g'), \quad (63)$$

$$N' = N_{1\text{покp}} + (N_{1\text{пер}} + g')(n - 1), \quad (64)$$

где  $N$  – продольная сила от действия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок;

$N'$  – продольная сила от действия постоянных и длительных нагрузок;

$n$  – количество этажей.

**Подбор арматуры.** В большинстве случаев в сжатых элементах продольная сила приложена с эксцентриситетом  $e_{0N}$ . Если расчетный эксцентриситет равен нулю, то при оценке несущей способности учитывают случайный эксцентриситет  $e_a$ . При расчетной длине  $l_0 < 20h$ , где  $h$  – размер сечения в направлении эксцентриситета, сжатые элементы рассчитывают на внецентренное сжатие со случайным эксцентриситетом. Случайный эксцентриситет  $e_a$  принимается равным большему из трех значений: 1/600 полной длины элемента или части его длины между точками закрепления; 1/30 высоты сечения элемента в направлении эксцентриситета; 1 см.

Таблица 5

Сбор нагрузок на колонну, кН/м<sup>2</sup>

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка
<b>НА ПОКРЫТИЕ</b>			
1. Постоянная $g_{\text{покр}}$			
1.1. Вес кровли:			
• гидроизоляция	0,15	1,2	0,18
• цементно-песчаная стяжка $\delta = 20$ мм, $\gamma = 16$ кН/м <sup>3</sup>	0,32	1,2	0,38
• керамзитовый гравий $\delta = 150$ мм, $\gamma = 5$ кН/м <sup>3</sup>	0,75	1,2	0,9
1.2. Вес панели покрытия	1,7	1,1	1,87
1.3. Вес ригеля (0,75×0,25×25)/6	0,8	1,1	0,88
2. Временная $v_{\text{покр}}$			
2.1. Снеговая (принимается как кратковременная для заданного района строительства по СНиП 2-01-07-85* согласно указаниям и таблицы 4*)	-	-	1,8
<b>НА ПЕРЕКРЫТИЕ</b>			
3. Постоянная $g_{\text{пер}}$			
3.1. Вес пола	1,52	1,2	1,67
3.2. Вес панели перекрытия	2,5	1,1	2,75
3.3. Вес ригеля	0,8	1,1	0,88
4. Временная $v_{\text{пер}}$			
4.1. Длительная полезная $v_{\text{пер1}}$	10,0	1,2	12,0
4.2. Кратковременная полезная $v_{\text{пер2}}$	2,0	1,2	2,4

В курсовом проекте колонну следует рассчитывать как сжатый элемент со случайным эксцентриситетом приложения продольной силы. Величина  $e_a$  принимается равной большему из трех вышеуказанных значений.

Прямоугольные сечения с симметричной арматурой из стали классов А-I, А-II и А-III при эксцентриситете  $e_a$  и расчетной длине  $l_0 \leq 20h$  разрешается рассчитывать по несущей способности, исходя из условия:

$$N \leq \eta \varphi \left[ R_b A + R_{sc} (A_s + A'_s) \right], \quad (65)$$

где  $N$  – продольное сжимающее усилие, вычисленное при расчетных нагрузках;

$A$  – площадь сечения колоны,  $A = hb$ ;

$h$  и  $b$  – высота и ширина сечения;

$\eta$  – коэффициент условий работы, равный 0,9 при  $h \leq 200$  мм и 1,0 при  $h > 200$  мм;

$\varphi$  – коэффициент, учитывающий длительность нагружения, гибкость и характер армирования элемента:

$$\varphi = \varphi_1 + 2(\varphi_2 - \varphi_1) R_{sc} (A_s + A'_s) / R_b A, \quad (66)$$

но принимаемый не более  $\varphi_2$ .

Значения  $\varphi_1$  и  $\varphi_2$  находят по [10, табл. 5.1], в которой  $N_1$  – продольная сила от действия постоянных и временных длительных нагрузок;  $N_2$  – то же, от полной нагрузки;  $A_s$  и  $A'_s$  – половина площади сечения всей арматуры в поперечном сечении элемента, включая и промежуточные стержни, расположенные у граней, параллельных рассматриваемой плоскости.

Задача подбора арматуры при известных  $b$ ,  $h$ ,  $l_0$ ,  $R_b$ ,  $N_1$  и  $N_2$  решается следующим образом:

- принимается  $\varphi = 1$ ;
- из уравнения (65) при  $N = N_2$  находится требуемая площадь сечения арматуры;
- последовательно определяются  $a$ ,  $l_0/h$ ,  $N_1/N_2$ ,  $\varphi_1$ ,  $\varphi_2$  (в случае необходимости – интерполированием) и расчетное значение коэффициента  $\varphi$ ;
- подстановкой его в формулу (65) находится новое значение  $A_s$ ; если оно незначительно отличается от первого, то рас-

чет окончен, в противном случае его нужно продолжить до получения приемлемого результата;

• назначается количество и диаметр стержней продольной арматуры и определяется процент армирования:

$$\mu = \frac{A_s}{A} \cdot 100\%.$$

Сечение считается подобранным удовлетворительно, если  $\mu = 1 \div 2 \%$ . В противном случае рекомендуется изменить геометрию сечения или класс бетона.

При проектировании колонн необходимо выполнять следующие конструктивные требования [2]:

• колонны сечением до  $40 \times 40$  см можно армировать четырьмя продольными стержнями. Это соответствует максимально допустимому расстоянию между стержнями рабочей арматуры. В случае больших размеров следует устанавливать дополнительно промежуточные стержни по периметру сечения колонны;

• поперечные стержни в колонне устанавливаются конструктивно, без расчета. Шаг их по длине колонны в сварных каркасах не должен превышать  $20d$ , в вязаных —  $15d$  и не должен быть более 500 мм ( $d$  — наименьший диаметр продольных стержней). Диаметры поперечных стержней назначаются из условий сварки, но не менее  $0,25d$ .

### 2.5.3. Расчет консоли колонны

Короткие консоли ( $l \leq 0,9h_0$ ), поддерживающие ригели (рис. 9), рассчитываются на действие поперечной силы согласно указаниям [2, п. 3.34; 5, п. 3.102] из условия:

$$Q \leq 0,8\varphi_{\omega 2} R_b b l_b \sin \Theta, \quad (67)$$

где  $\Theta$  — угол наклона расчетной сжатой полосы к горизонтали.

Правая часть условия (67) принимается не более  $3,5 R_{br} b h_0$  и не менее правой части условия [2, (84)]:

$$Q \leq \frac{\varphi_{b1} (l + \varphi_n) R_{br} b h_0^2}{c}. \quad (68)$$

В формуле (67):

$l_b$  — ширина наклонной сжатой полосы, принимаемая:

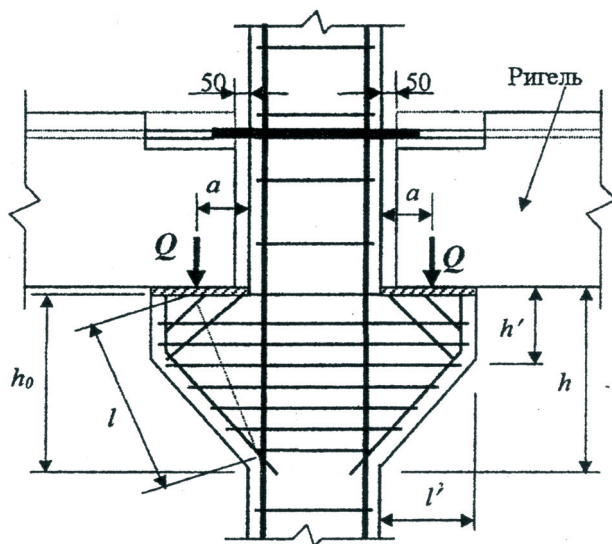


Рис. 9. Армирование консоли колонны

$$l_b = l_{\text{sup}} \Theta, \quad (69)$$

$l_{\text{sup}}$  — длина площадки передачи нагрузки вдоль вылета консоли;

$\Phi_{\omega 2}$  — коэффициент, учитывающий влияние хомутов, расположенных по высоте консоли,

$$\Phi_{\omega 2} = 1 + 5\alpha \mu_{\omega 1}, \quad (70)$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b}; \quad \mu_{\omega 1} = \frac{A_{sw}}{bS_w};$$

$A_{sw}$  — площадь сечения хомутов в одной плоскости;

$S_w$  — расстояние между хомутами, измеренное по нормали к ним.

В выражении (70) учитываются все хомуты: горизонтальные и наклонные под углом не более  $45^\circ$  к горизонтали.

Площадь сечения продольной арматуры консоли подбирается по изгибающему моменту у грани колонны, увеличенному на 25%:

$$A_s = \frac{1,25M}{R_s \eta h_0}, \quad (71)$$



где  $M = Q a$ ;

$a$  – расстояние от грани колонны до силы  $Q$ .

По сечению арматуры подбирают диаметр и количество стержней. Эту арматуру приваривают к закладным деталям консоли, на которые устанавливают и затем крепят на сварке ригель.

Поперечное армирование консолей, поддерживающих ригели, независимо от результатов расчета должно удовлетворять требованиям [2, п. 5.30].

Площадь сечения отгибов или наклонных хомутов, пересеченных линией  $l$  (см. рис. 9), должна быть не менее:

$$A_s = \frac{Q - Q_b}{R_s \sin \alpha}, \quad (72)$$

где  $Q_b$  – поперечная сила, воспринимаемая бетоном сжатой зоны, равная:

$$Q_b = \frac{2R_{br}bh_0^2}{a}, \quad (73)$$

но не менее  $0,002bh$ .

Шаг хомутов консоли назначается из условия: не более 150 мм и не более  $1/4h$ .

#### 2.5.4. Расчет стыка колонн

Стыковые соединения колонн, работающих на центральное сжатие, рекомендуется выполнять двух типов: сухим с торцовыми листами и центрирующей прокладкой и обетонированным с ванной сваркой выпусков продольной рабочей арматуры.

В сухом стыке усилие верхней колонны на нижнюю передается через центрирующую прокладку и сварные швы, накладываемые по периметру торцовых листов.

В стыке с ванной сваркой выпусков расчету подлежат сечения в месте, ослабленном подрезками для выпусков арматуры, обетонированными в процессе монтажных работ бетоном меньшей или равной прочности бетона колонны.

В любом из этих стыков в местах контактов концентрируются напряжения, поэтому торцовые участки колонн усиливаются косвенным армированием. Пример расчета стыков см. [9].

## 2.6. ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ЦЕНТРАЛЬНО ЗАГРУЖЕННОГО ФУНДАМЕНТА ПОД КОЛОННУ

### 2.6.1. Общие указания

Фундамент колонны условно считают центрально загруженным, если расчет колонн выполнялся при эксцентриситетах  $e_0 \leq e_a$ .

Центрально загруженные фундаменты проектируют квадратными в плане. По форме они могут быть ступенчатыми (рис. 10) или пирамидальными (последние экономичнее по расходу материалов, но сложнее в изготовлении и применяются реже).

Сборные колонны заделывают в гнезда (стаканы) фундаментов на глубину не менее  $(1 \div 1,5)h$  так, чтобы толщина нижней плиты гнезда была не менее 200 мм (рис. 10). Зазоры между колонной и стенками стакана принимают: по низу не менее 50 мм и по верху — 75 мм. Количество ступеней в фундаменте назначают в зависимости от его высоты  $H$ : при  $H \leq 400$  мм проектируют одноступенчатый, при  $400 < H \leq 900$  мм — двухступенчатый и при  $H > 900$  мм — трехступенчатый фундаменты. Общая высота фундамента и его ступеней должна быть такой, чтобы не требовалось по расчету армирование фундамента поперечными стержнями (хомутами) и отгибами.

Нагрузка на фундамент:

$$N_{ser} = \frac{N}{\gamma_f},$$

где  $\gamma_f = 1,2$  — средний коэффициент надежности по нагрузке.

Требуемая площадь фундамента:

$$A = \frac{N_{ser}}{R_{ser} - \gamma_m d}, \quad (74)$$

где  $\gamma_m = 20 \text{ кН/м}^3$  — усредненный объемный вес бетона фундамента и грунта на его уступах;

$d$  — глубина заложения фундамента.

Сторона квадратного в плане фундамента:

$$a = b = \sqrt{A}.$$

Наименьшая высота фундамента определяется из условий продавливания его колонной по поверхности пирамиды при действии расчетной нагрузки (наклон граней пирамиды к горизонту должен быть равен  $45^\circ$ ):

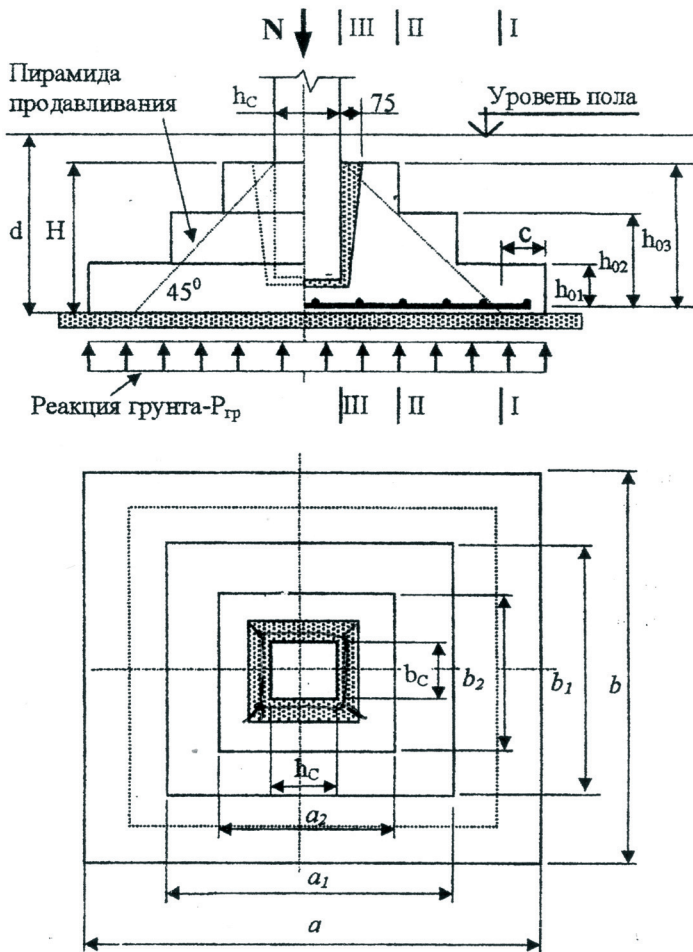


Рис. 10. Фундамент средней колонны

$$h_{0\min} = -\frac{h_c + b_c}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N}{R_{bl} + p_{гр}}}, \quad (75)$$

где  $p_{гр} = \frac{N}{A}$  — напряжения в основании фундамента от расчетной нагрузки;

$h_c$  и  $b_c$  — размеры сечения колонны.

Высота фундамента из условий заделки колонны в зависимости от размеров ее сечения:

$$H = 1,5h_c + 25 \text{ см.}$$

Размеры ступеней фундамента принимаются так, чтобы внутренние грани ступеней не пересекали прямую, проведенную под углом  $45^\circ$  к грани колонны на отметке верха фундамента.

### 2.6.2. Подбор арматуры

Площадь сечения арматуры фундамента находится из условия расчета сечений на действие изгибающих моментов от реактивного давления грунта. Расчетные сечения: III-III по грани колонны, II-II по грани верхней ступени и I-I – по нижней границе пирамиды продавливания (см. рис. 10).

Значения моментов в этих сечениях следующие:

$$M_I = 0,5 p_{\text{гр}} c^2 b, \quad (76)$$

$$M_{II} = 0,125 p_{\text{гр}} (a - a_1)^2 b, \quad (77)$$

$$M_{III} = 0,125 p_{\text{гр}} (a - h_c)^2 b, \quad (78)$$

Требуемая площадь сечения продольной арматуры в соответствующих сечениях в одном направлении при  $\eta = 0,9$ :

$$A_{s1} = \frac{M_I}{R_s 0,9 h_{01}}; \quad A_{s2} = \frac{M_{II}}{R_s 0,9 h_{02}}; \quad A_{s3} = \frac{M_{III}}{R_s 0,9 h_{03}}.$$

Из полученных значений принимается большее. По сортаменту назначаются диаметр стержней и шаг арматуры с учетом конструктивных требований. Армируется фундамент сварными сетками из стержней периодического профиля диаметром не менее 10 мм и шагом 100–200 мм. Сварную сетку устанавливают по подошве фундамента с соблюдением защитного слоя.

### 2.6.3. Проверка прочности фундамента на продавливание

Прочность фундамента на продавливание по поверхности пирамиды, ограниченной плоскостями, проведенными под углом  $45^\circ$  к боковым граням колонны, проверяется по формуле:

$$P_{\text{пр}} \leq R_{bt} h_{03} u_m, \quad (79)$$

где  $R_{bt}$  – расчетное сопротивление бетона при растяжении;

$u_m = 2(h_c + b_c + 2h_{03})$  – среднее арифметическое между периметрами верхнего и нижнего оснований пирамиды продавливания в пределах полезной высоты продавливания.

Продавливающая сила  $P_{пр}$  принимается согласно расчету по первой группе предельных состояний на уровне верха фундамента за вычетом давления грунта по площади основания пирамиды продавливания:

$$P = N - A_1 p_{гр}, \quad (80)$$

где  $A_1 = (h_c - 2h_{03})(b_c + 2h_{03})$ .

В формуле (80) массы фундамента и грунта не учитываются, так как они в работе фундамента на продавливание не участвуют.

## 2.7. ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОНОЛИТНОГО РЕБРИСТОГО ПЕРЕКРЫТИЯ С БАЛОЧНЫМИ ПЛИТАМИ

### 2.7.1. Компоновка конструктивной схемы

Ребристое монолитное перекрытие (рис. 11) состоит из плиты (1), второстепенных балок (2), являющихся опорой для плиты, и главных балок (3), воспринимающих нагрузки от второстепенных балок и передающих их на вертикальные несущие элементы здания – стены и колонны.

Сетка колонн и положение главных балок при составлении плана монолитного ребристого перекрытия принимаются из варианта сборного железобетонного перекрытия; главные балки совмещаются с ригелями.

Плита работает на местный изгиб по пролету, равному расстоянию в свету между второстепенными балками. Согласно нормам [2] толщина монолитных плит для междуэтажных перекрытий жилых и общественных зданий принимается не менее 50 мм, для междуэтажных перекрытий производственных зданий – 60 мм. При пролетах плиты 1,5-3,0 м и нагрузках до 15 кН/м<sup>2</sup> толщина плиты назначается из условия рационального армирования обычно равной 8-10 см.

Сущность конструкции монолитного ребристого перекрытия заключается в том, что бетон в целях экономии удален из растянутой зоны сечений, где сохранены лишь ребра, в которых сконцентрирована растянутая арматура. Расчетные сече-

ния балок в пролете имеют тавровый профиль с полкой (плитой) в сжатой зоне. Плиты и балки рассчитывают по схемам неразрезных многопролетных изгибаемых элементов.

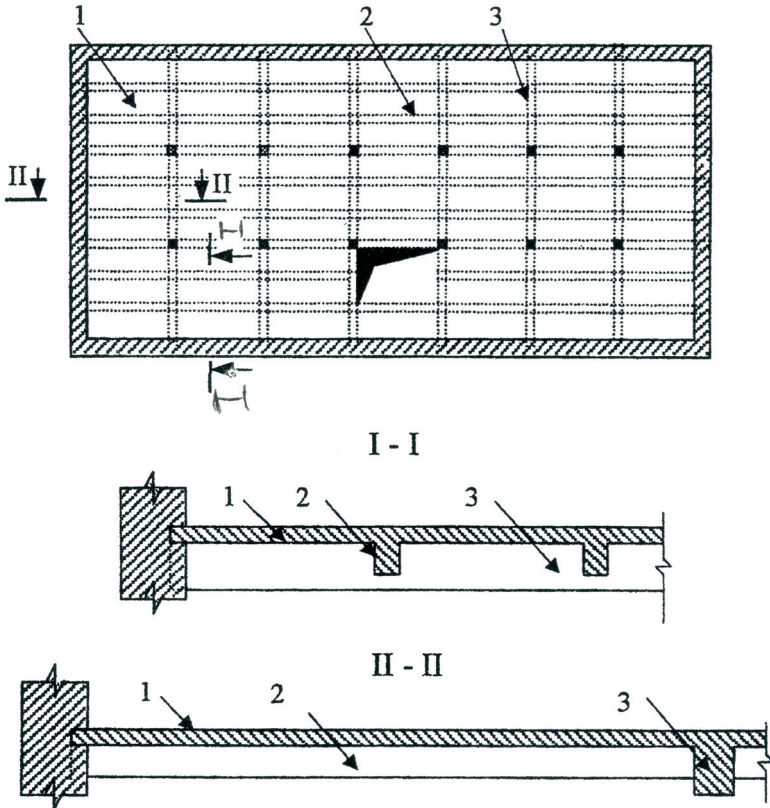


Рис. 11. Схема монолитного перекрытия

При компоновке перекрытия в монолитном варианте второстепенные балки размещают так, чтобы ось одной из балок совпала с осью колонны, с шагом, равным  $1/2$ ,  $1/3$  или  $1/4$  пролета главных балок. Высота сечения второстепенных балок принимается  $h = (1/12 \div 1/20)l_0$ , где  $l_0$  – пролет второстепенных балок, ширина сечения –  $b = (0,3 \div 0,5)h$ . Главные балки располагаются вдоль и поперек здания по аналогии, как было

указано выше, с расположением ригелей в варианте сборного перекрытия. Высота их сечения  $h = (1/8 \div 1/15)l_{01}$ , где  $l_{01}$  – пролет главной балки, ширина сечения балок  $b = (0,4 \div 0,5)h$ . Размеры  $b$  и  $h$  должны быть кратны 5 см.

В курсовом проекте необходимо запроектировать плиты и второстепенные балки. Расчет выполняется только по первой группе предельных состояний. Рекомендуется выполнять расчеты элементов монолитного перекрытия в следующем порядке:

1. Установить расчетную схему и пролет элемента;
2. Вычислить расчетные нагрузки (погонные);
3. Произвести статический расчет, т. е. определить расчетные усилия – изгибающие моменты  $M$  и поперечные силы  $Q$ ;
4. Задаться размерами поперечного сечения – высотой и шириной;
5. Произвести расчет прочности сечений, нормальных к продольной оси, т.е. подобрать продольную арматуру по изгибающему моменту;
6. Произвести расчет наклонных сечений на поперечную силу и определить количество поперечной арматуры.

### 2.7.2. Расчет плиты монолитного перекрытия

За расчетную ширину монолитной плиты принимается полоса прямоугольного сечения шириной 1 м.

Расчетная схема плиты представляет собой многопролетную неразрезную балку, загруженную равномерно распределенной нагрузкой (рис. 12). Для получения ее расчетного пролета нужно задаться размерами поперечного сечения второстепенной балки согласно указаниям п. 2.7.1. Расчетный пролет плиты  $l_2$ , равен расстоянию в свету между второстепенными балками.

В расчете неразрезных плит с учетом пластических деформаций значения изгибающих моментов при равных или различающихся не более чем на 20 % пролетах принимают по равномоментной схеме (независимо от вида загрузки временной нагрузкой) равными:

- в крайних пролетах:

$$M_1 = \frac{ql_1^2}{11}, \quad (81)$$

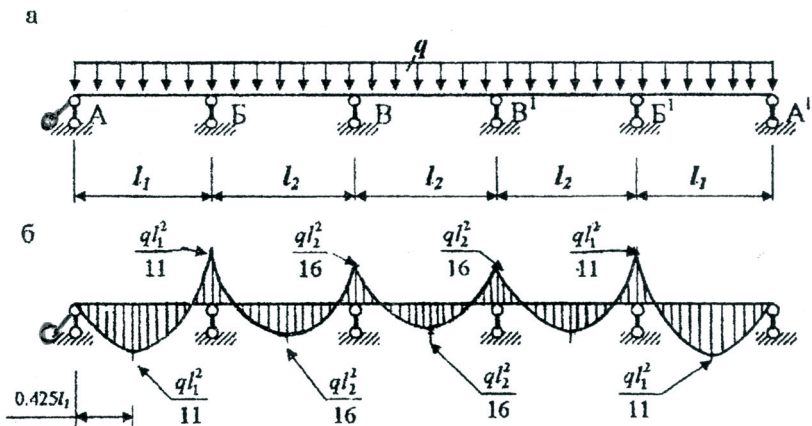


Рис. 12. Расчетная схема (а) и эпюра моментов (б) для плиты монолитного перекрытия

- в среднем пролете и над средними опорами:

$$M_2 = M_c = \frac{ql_2^2}{16}, \quad (82)$$

- над вторыми от края опорами:

$$M_B = \frac{ql_2^2}{11}. \quad (83)$$

Расчетные погонные нагрузки включают постоянные нагрузки, в том числе собственную массу плиты, вычисляемую по ходу расчета с учетом назначаемых размеров сечений и плотности бетона, и временные. Подсчет нагрузок рекомендуется выполнять в табличной форме (см. табл. 4).

Арматура в плите подбирается как для изгибаемого железобетонного элемента прямоугольного сечения размерами  $b$  и  $h$ .

Рабочая высота сечения  $h_0 = h' - a$ , где  $h'$  — толщина плиты;  $a = 1,5$  см. В крайних пролетах — по значениям изгибающего момента  $M_1$  находится величина  $A_0$ :

$$A_0 = \frac{M_1}{bh_0^2 \cdot R_b}, \quad (84)$$

Затем [1, табл. 3.1] находят соответствующие параметры  $\xi$  и  $\eta$ .



Площадь сечения рабочей продольной арматуры определяется по формуле:

$$A_s = \frac{M_1}{R_s \eta h_0}, \quad (85)$$

В крайних пролетах и над первыми промежуточными опорами укладывается дополнительная сетка, которая заводится за первую промежуточную опору на 1/4 пролета плиты.

Следует при расчетах плиты учесть, что плита по всему контуру окаймляется монолитно связанными с ней балками, поэтому допускается в средних пролетах и на средних опорах уменьшить изгибающие моменты на 20 %. Следовательно, расход арматуры тоже будет на 20 % меньше.

### 2.7.3. Проектирование и расчет второстепенной балки

Расчетная схема второстепенной балки представляет собой, так же как и расчетная схема плиты, неразрезную многопролетную балку (рис. 13); нагруженную равномерно распределенной нагрузкой.

Предварительные размеры сечения второстепенной балки принимаются согласно указаниям п. 2.6.1. Для определения расчетных пролетов необходимо задаться размерами главной балки (см. также п. 2.6.1). Расчетные пролеты второстепенной балки будут равны: средние пролеты – расстоянию в свету между главными балками  $l_{02}$ , крайние пролеты – расстоянию от оси опоры на стене до грани сечения главной балки  $l_{01}$ .

Погонную нагрузку на балку принимают на ширину грузовой площади, равную расстоянию между осями второстепенных балок. Расчетные погонные нагрузки определяются с учетом собственного веса балки и включают постоянные и временные нагрузки; их подсчет, как и для других конструктивных элементов, желательно вести в табличной форме.

Расчетные моменты по равномоментной схеме равны:

- *в крайних пролетах:*

$$M_1 = \frac{q l_{01}^2}{11},$$

- *в средних пролетах и над средними опорами:*

$$M_2 = M_c = \frac{ql_{02}^2}{16},$$

• над вторыми от края опорами:

$$M_B = \frac{ql_{02}^2}{11}.$$

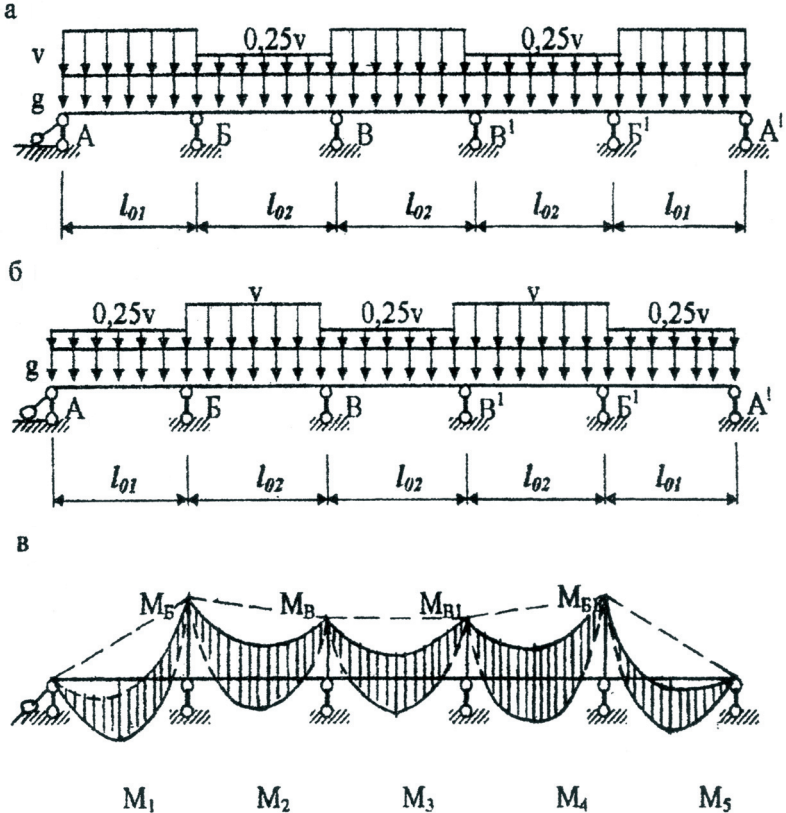


Рис. 13. Схемы нагружения (а, б) и огибающая эпюра моментов (в) для второстепенной балки

Для расчета продольного армирования второстепенной балки необходимо построить огибающую эпюру моментов. Она строится для двух схем нагружения:

1) полная: нагрузка  $q = g + v$  располагается в нечетных пролетах, а условно постоянная: нагрузка  $q' = g + 1/4 v$  – в четных пролетах;

2) полная: нагрузка  $q = g + v$  располагается в четных пролетах, а условная: постоянная:  $q' = g + 1/4 v$  – в нечетных пролетах.

Условную нагрузку  $q' < q$  вводят в расчет для того, чтобы определить действительные отрицательные моменты в пролете второстепенной балки. Главная балка создает дополнительные закрепления, препятствующие свободному повороту опор второстепенных балок, и тем самым уменьшает влияние временной нагрузки в загруженных пролетах на незагруженные.

При построении огибающей эпюры моментов максимальные опорные и пролетные моменты определяются по приведенным выше формулам, т.е. по равномоментной схеме аналогично неразрезным плитам –  $ql^2/11$  или  $ql^2/16$ . Минимальные значения: пролетных моментов строятся по параболом, отвечающим действию нагрузки  $q' (M'_1 = q'l^2 / 11; M'_2 = q'l^2 / 16)$  и проходящим через вершины ординат опорных моментов (см. рис. 12).

Поперечные силы второстепенной балки принимаются равными:

- на крайней свободной опоре –  $Q_A = 0,4ql_{02}$ ;
- на первой промежуточной опоре слева –  $Q_B = 0,6ql_{02}$ ;
- на первой промежуточной опоре справа и на всех остальных опорах –  $Q_B = 0,5ql_{02}$ .

Подбор сечений продольной арматуры производится из условия прочности нормального сечения по изгибающему моменту.

При расчете сечений балки на положительный момент (в пролете) принимается в качестве расчетного сечения тавровое с полкой (плитой) в сжатой зоне. При этом ширина полки принимается по [2, условие 3.16].

При расчете на отрицательный момент (на опоре) в качестве расчетного принимается прямоугольное сечение с размерами  $bh$ , поскольку плита находится в растянутой зоне и в расчете не учитывается.

Порядок подбора продольной рабочей арматуры для сечений тавровой формы подробно изложен в разделе расчета па-

нели перекрытия (см. часть I, п. 2.3.6 методических указаний).

Расчет поперечных стержней выполняется для трех наклонных сечений: у первой промежуточной опоры слева и справа по  $Q_B$  и у крайней свободной опоры по  $Q_A$  (по аналогии с расчетом наклонных сечений панели перекрытия: и ригеля).

Продольное армирование второстепенных балок выполняется в виде сварных каркасов, соединяемых на опоре дополнительными стержнями с запуском за грань опоры (главной балки) на длину  $15 d_1$  ( $d_1$  – диаметр дополнительных стержней).

Растянутой арматурой над опорами второстепенных балок являются рабочие стержни надпорных сеток, расположенных между осями соседних второстепенных балок. Эти сетки заводят за ось опоры (при  $v/g \leq 3$ ); одну сетку – на  $(1/3)l_0$  от оси и другую – на  $1/4l_0$  от оси.

При назначении поперечного армирования необходимо выполнить конструктивные требования: согласно [2, п. 5.27].

## **2.8. ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ КИРПИЧНОГО СТОЛБА ПЕРВОГО ЭТАЖА**

### **2.8.1. Общие положения**

В курсовом проекте № 1 предусмотрен раздел по расчету элементов каменной кладки. В настоящих методических указаниях даны рекомендации по расчету кирпичного столба первого этажа, установленного вместо железобетонной колонны. Кладку предполагается выполнить из керамического сплошного кирпича на цементно-песчаном растворе.

С целью ограничения габаритов кирпичного столба, вследствие недостаточной прочности каменной кладки, предусмотрено сетчатое армирование.

### **2.8.2. Расчет кирпичного столба первого этажа**

Внутренний кирпичный столб с сетчатым армированием рассчитывается на центральное сжатие.

Марку кирпича и раствора столба принять самостоятельно, руководствуясь требованиями [4].

Расчетная продольная сила в расчетном сечении определя-

ется с учетом собственного веса столба (в размере 5% от полной нагрузки).

Расчет элементов с сетчатым армированием при центральном сжатии согласно [4, п. 4.30] следует производить по формуле:

$$N \leq m_g \varphi R_{sh} A, \quad (86)$$

где  $N$  – расчетная продольная сила;

$m_g$  – коэффициент, учитывающий влияние длительной нагрузки,

$$m_g = 1 - \eta \frac{N_g}{N} \left( 1 + \frac{1,2e_{0g}}{h} \right). \quad (87)$$

Здесь  $N_g$  – расчетная продольная сила от длительных нагрузок;

$\eta$  – коэффициент, принимаемый по [4, табл. 20];

$e_{0g}$  – эксцентриситет от действия длительных нагрузок;

$h$  – меньший размер поперечного сечения;

$\varphi$  – коэффициент продольного изгиба, определяемый по [4, п. 4.2];

$R_{sh}$  – расчетное сопротивление сжатию кладки, определяемое по [4, табл. 2-9].

Коэффициент  $\varphi$  для элементов постоянного по длине сечения рекомендуется принимать по [4, табл. 18] в зависимости от гибкости элемента  $\lambda_i$  и  $\lambda_h$ .

В формуле (86)  $R_{sh} \leq 2R$  – расчетное сопротивление при центральном сжатии, определяемое для армированной кладки из кирпича по формуле:

$$R_{sh} = R + \frac{2\mu R_s}{100}, \quad (88)$$

где  $\mu = \frac{V_s}{V_R} 100$  – процент армирования по объему.

Для сеток с квадратными ячейками из арматуры сечением  $A_{st}$  с размером ячейки  $s$  при расстоянии между сетками по высоте  $s$  (см. [4, рис. 10]):

$$\mu = 2 \frac{A_{st}}{cs} 100;$$

$V_s$  и  $V_R$  – соответственно объемы арматуры и кладки;

$A_{st}$  – площадь сечения элемента.

Порядок расчета внутреннего кирпичного столба:

1) определяются напряжения в кладке от расчетной нагрузки

$$\sigma = \frac{N}{\phi A};$$

2) принимаются характеристики арматуры сетки и устанавливается требуемый процент армирования  $\mu$ :

$$\mu = \frac{\sigma - R}{R_s} \cdot 100;$$

3) задается площадь одного стержня арматурной сетки и определяется шаг между стержнями сетки:

$$c = \frac{2 \cdot 100 \cdot A_{st}}{\mu s}, \quad (89)$$

где  $s$  — расстояние между сетками по высоте столба (принимается 30 см);

$A_{st}$  — площадь арматурной сетки данного диаметра и марки.

В итоге проверяется несущая способность столба по формуле (86).

# ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Задание на курсовой проект № 1  
с методическими указаниями

Редактор *Г.В. Тимченко*  
Компьютерная верстка *А.Ю. Байкова*

---

Тип. зак.	Изд. зак.199	Тираж 800 экз.
Подписано в печать 24.09.08	Гарнитура NewtonС	
Усл. печ. л. 2,0		Формат 60×90 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>

---

Издательский центр и Участок оперативной печати  
Информационно-методического управления РГОТУПСа,  
125993, Москва, Часовая ул., 22/2