



МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ  
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение  
высшего профессионального образования  
«МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»  
Кафедра железобетонных и каменных конструкций

СТРОИТЕЛЬСТВО

# ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ

Методические указания и справочные материалы  
к практическим занятиям и дипломному проектированию  
по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции»  
для бакалавров, обучающихся по направлению  
270800.62 «Строительство»,  
профиль «Промышленное и гражданское строительство»

Москва 2014

УДК 692.522.2(07)  
ББК 38.441я73  
П79

**Р е ц е н з е н т :**  
кандидат технических наук *Н.Г. Головин*,  
профессор кафедры железобетонных и каменных конструкций  
ФГБОУ ВПО «МГСУ»

**С о с т а в и л и :**  
*А.Ю. Родина*, кандидат технических наук, профессор,  
*Н.П. Барбашев*, старший преподаватель, инженер,  
*Е.В. Домарова*, старший преподаватель, инженер,  
*Е.А. Филимонова*, ассистент, инженер,  
ФГБОУ ВПО «МГСУ»

**П79 Проектирование** монолитных железобетонных перекрытий многоэтажного здания : методические указания и справочные материалы к практическим занятиям и дипломному проектированию для бакалавров, обучающихся по направлению 270800.62 «Строительство», профиль «Промышленное и гражданское строительство» / М-во образования и науки Росс. Федерации, Моск. гос. строит. ун-т, каф. железобетонных и каменных конструкций ; сост. А.Ю. Родина [и др.]. Москва : МГСУ, 2014. 76 с.

Представлены расчет и конструирование монолитного безбалочного перекрытия и монолитного ребристого перекрытия с балочными плитами. Содержатся все необходимые справочные материалы для расчета и конструирования.

Для бакалавров, обучающихся по направлению 270800.62 «Строительство», профиль «Промышленное и гражданское строительство».

**УДК 692.522.2(07)**  
**ББК 38.441я73**

© ФГБОУ ВПО «МГСУ», 2014  
© Оформление.  
ООО «Ай Пи Эр Медиа», 2014

## СОДЕРЖАНИЕ

<b>Введение</b> .....	4
<b>1. Проектирование монолитного ребристого перекрытия</b> .....	5
1.1. Компоновка конструктивной схемы монолитного перекрытия.....	5
1.2. Расчет и конструирование плиты монолитного перекрытия.....	7
1.3. Расчет и конструирование второстепенной балки.....	14
<b>2. Проектирование монолитного безбалочного перекрытия</b> .....	28
2.1. Основные положения.....	28
2.2. Исходные данные.....	38
2.3. Расчет перекрытия по предельным состояниям первой группы.....	42
2.4. Расчет перекрытия по предельным состояниям второй группы.....	51
<b>Список литературы</b> .....	61
<b>Приложения</b> .....	62

## **ВВЕДЕНИЕ**

Методические указания составлены на основании программы дисциплины «Железобетонные и каменные конструкции» для студентов направления 270800 «Строительство» профиля «Промышленное и гражданское строительство», квалификации — бакалавр для практических занятий и дипломного проектирования.

При проектировании необходимо пользоваться сводами правил «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» (СП 63.13330-2012) и «Нагрузки и воздействия» (СП 20.13330 2011).

При проектировании реального сооружения производят повторные расчеты и конструирование с учетом требований, содержащихся в «Правилах по обеспечению огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций» СТО 36554501-006-2006 и пособия [8].

Цель указаний — содействие в проектировании монолитных перекрытий двух видов: ребристого с балочными плитами и безбалочного.

Несущую систему монолитного каркасного здания образуют, в основном, перекрытия, колонны и фундаменты. Перекрытия совместно с колоннами представляют собой своеобразные рамные конструкции, способные воспринимать вертикальные и горизонтальные нагрузки. Наружные стены в этом случае самонесущие на один этаж. В здании с неполным каркасом наружные стены несущие.

Кроме того, нередко в состав несущей системы здания входят элементы ограждения лестнично-лифтовых узлов, которые включаются в работу несущей системы при действии вертикальных и горизонтальных нагрузок.

Методические указания включают в себя примеры расчета монолитного ребристого перекрытия с балочными плитами в здании с неполным каркасом и монолитного безбалочного перекрытия в здании с полным каркасом и армирование этих перекрытий.

# 1. ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОНОЛИТНОГО РЕБРИСТОГО ПЕРЕКРЫТИЯ

## 1.1. КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ МОНОЛИТНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ

Монолитные ребристые перекрытия состоят из плит, второстепенных и главных балок, которые бетонируются вместе и представляют собой единую конструкцию. Плита опирается на второстепенные балки, а второстепенные балки — на главные, опорами которых служат колонны и стены (рис. 1).

Пролеты плит принимаются 1,7—2,7 м, второстепенных балок 5—7 м, главных балок 6—8 м. Толщина плиты при полезной нагрузке  $V$  до  $10 \text{ кН/м}^2$  принимается 7—8 см, но не менее  $1/30$  пролета плиты. Высота сечения второстепенных балок составляет  $(1/12—1/20)$  пролета, главных балок —  $1/8—1/15$  пролета, ширина сечений балок  $b=(0,4-0,5)h$ . Высота балок принимается кратной 5 см при  $h \leq 60$  см и при  $h > 60$  см — кратной 10 см, ширина балок — кратной 5 см.

Перекрытие выполняют из бетона класса В15-В20, армируют арматурной проволокой класса В500 и стержневой арматурой классов А400, А500.

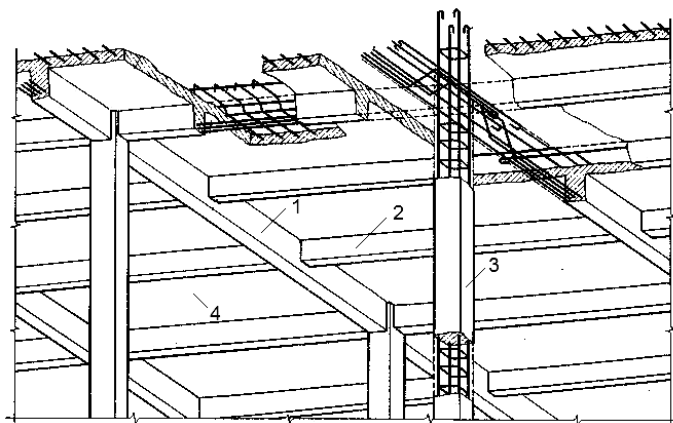


Рис. 1. Монолитное ребристое перекрытие с балочными плитами:  
1 — главные балки; 2 — второстепенные балки; 3 — колонны; 4 — плита

В курсовом проекте наружные несущие стены выполняются из кирпича, привязка стен к разбивочным осям 200 мм, колонны монолитные железобетонные. Размеры здания в плане 18,9 м x 30 м с шагом колонн 6,0 x 6,3 м.

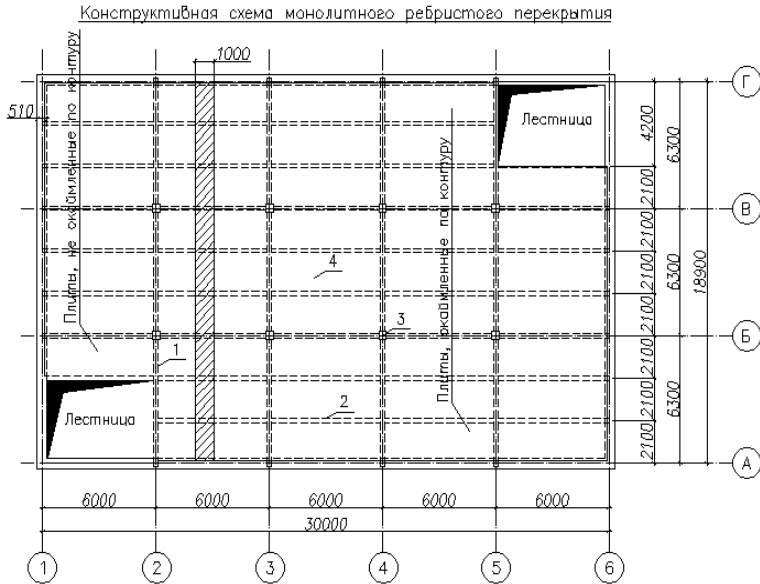


Рис. 2. Конструктивная схема монолитного ребристого перекрытия:  
 1 — главные балки; 2 — второстепенные балки; 3 — колонны; 4 — плита

Принимаем поперечное расположение главных балок (в направлении большего пролета). Второстепенные балки размещаются в продольном направлении с шагом  $6,3/3 = 2,1$  м (рис. 2) так, чтобы соотношение пролетов плиты перекрытия было больше двух. Плита в этом случае рассчитывается как балочная в направлении короткого пролета.

Принимаем глубину опирания опоры на стены плиты 0,12 м, второстепенных балок — 0,25 м, главных балок — 0,38 м.

Задаемся предварительно размерами сечений:

- плиты  $210/30 = 7$  см;
- второстепенные балки  $h_{в.б.} = 600/15 = 40$  см,  $b_{в.б.} = 0,5h_{в.б.} = 20$  см;
- главные балки  $h_{г.б.} = 630/11 = 57$  см, принимаем  $h_{г.б.} = 60$  см;  $b_{г.б.} = 0,4 h_{г.б.} = 24$  см, принимаем  $b_{г.б.} = 25$  см.

Расчет перекрытия состоит из последовательных расчетов его элементов: плиты, второстепенных и главных балок. При расчете элементов перекрытия можно ограничиться расчетом по несущей способности, так как при назначенных предварительно размерах поперечных сечений жесткость элементов, как правило, достаточна. В данном курсовом проекте согласно заданию на проектирование, расчет и конструирование главной балки не выполняются.

### Материалы для перекрытия

Бетон тяжелый класса по прочности на сжатие В20:

$R_b = 11,5$  МПа;  $R_{bt} = 0,9$  МПа (приложение 3 или [2]),

коэффициент условий работы бетона  $\gamma_{b1} = 0,9$ .

Арматура:

- для армирования плит — обыкновенная арматурная проволока класса В500,  $\varnothing$  3-5 мм,  $R_s = 435$  МПа (приложение 6 или [2]) или стержневая арматура класса А500С,  $R_s = 435$  МПа (приложение 6 или [2]);

- для армирования второстепенных балок продольная арматура класса А500С  $R_s = 435$  МПа (приложение 6 или [2]), поперечная арматура А240,  $R_s = 215$  МПа (приложение 6 или [2]),  $R_{sw} = 170$  МПа (приложение 7).

По уровню ответственности здание относится к нормальному уровню [7],

$\gamma_n = 1,0$ .

## 1.2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ПЛИТЫ МОНОЛИТНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ

### Расчетные пролеты и нагрузки

Для крайних пролетов расчетным пролетом является расстояние от грани крайней балки до оси опоры плиты на стене:

- в коротком направлении:

$$l_{n1} = l_n - \delta - \frac{b_{в.б.}}{2} + \frac{c}{2} = 2,1 - 0,2 - \frac{0,2}{2} + \frac{0,12}{2} = 1,86 \text{ м,}$$

где  $l_n$  — пролет плиты между осями балок,  $l_n = 6,3/3 = 2,1$  м;

$\delta$  — привязка стен,  $\delta = 0,2$  м;

$b_{в.б.}$  — ширина второстепенной балки;

$c$  — размер площадки опирания опоры плиты (рис. 3).

- в длинном направлении:

$$l_{n2} = B - \delta - \frac{b_{г.б.}}{2} + \frac{c}{2} = 6 - 0,2 - \frac{0,25}{2} + \frac{0,12}{2} = 5,735 \text{ м.}$$

Для средних пролетов плиты расчетным является расстояние в свету между балками:

- в коротком направлении (между второстепенными балками):

$$l_{n3} = l_n - b_{в.б.} = 2,1 - 0,2 = 1,9 \text{ м,}$$

- в длинном направлении (между главными балками):

$$l_{n4} = B - b_{г.б.} = 6 - 0,25 = 5,75 \text{ м.}$$

Так как соотношение пролетов:

$$\frac{l_{n2}}{l_{n1}} = \frac{5,735}{1,86} = 3,08 > 2,$$

$$\frac{l_{n4}}{l_{n3}} = \frac{5,75}{1,9} = 3,03 > 2,$$

плиту рассчитываем как балочную в направлении коротких пролетов.

Расчет балочной плиты, загруженной равномерно распределенной нагрузкой, производится как многопролетной неразрезной балки с условной шириной 100 см (рис. 2), крайними опорами для которой являются продольные кирпичные стены, а средними — второстепенные балки. Расчетная схема плиты показана на рис. 4.

Определение нагрузки на  $1 \text{ м}^2$  плиты приведен в табл. 1.



Нагрузки на 1 м<sup>2</sup> перекрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>	Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$	Расчетная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>
Постоянная: покрытия — паркет на мастике, $\delta = 20$ мм;	0,20	1,3	0,26
цементно-песчаная стяжка, $\delta = 30$ мм;	0,54	1,3	0,70
монолитная плита $\delta = 70$ мм	1,75	1,1	1,925
Итого постоянная нагрузка, $g$	2,49		2,885
Временная: перегородки,	0,5	1,2	0,6
полезная (из задания)	4,5	1,2	5,4
Итого временная нагрузка, $V$	5,0		6,0
Полная нагрузка, $g + V$	7,49		8,885

Погонная нагрузка полная, действующая на многопролетную плиту шириной 1 м (100 см):

$$g + V = 8,89 \text{ кН/м}$$

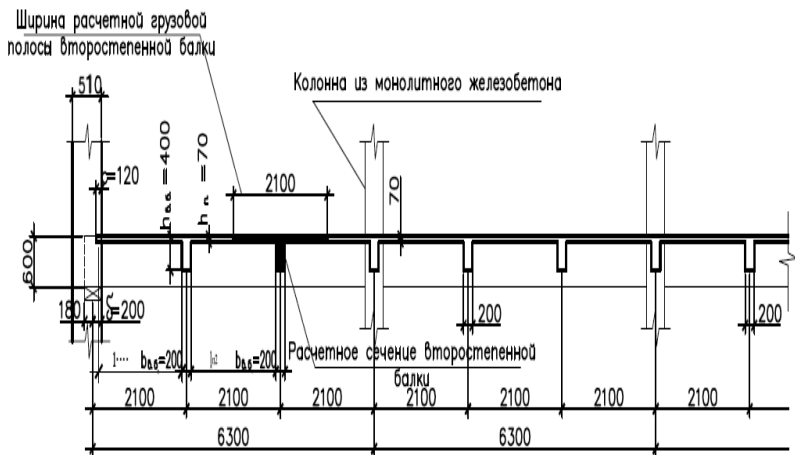


Рис. 3. Конструктивная схема монолитной плиты и схема опирания опоры плиты на наружную стену

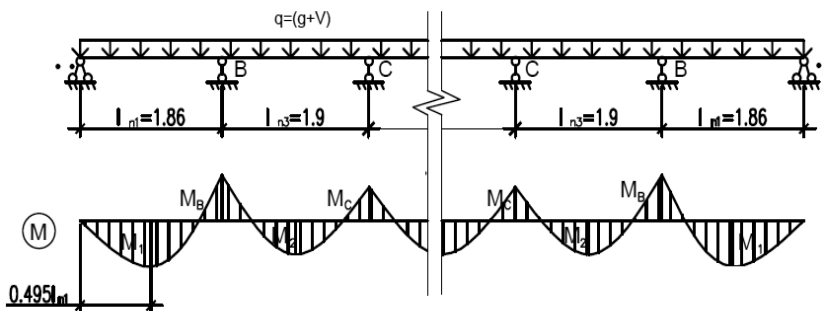


Рис. 4. Расчетная схема плиты и эпюра изгибающих моментов

### Определение усилий

В первом пролете и на первой промежуточной опоре:

$$M_1 = -M_B = \frac{(g + V)l_{01}^2}{11} = \frac{8,89 \cdot 1,86^2}{11} = 2,80 \text{ кН} \cdot \text{м} = 280 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

В средних пролетах и на средних опорах:

$$M_2 = -M_C = \frac{(g + V)l_0^2}{16} = \frac{8,89 \cdot 1,9^2}{16} = 2,01 \text{ кН} \cdot \text{м} = 201 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Изгибающие моменты в средних пролетах и над средними опорами снижаются на 20% за счет благоприятного влияния распора (при опирании опоры плит по четырем сторонам).

### Расчет прочности на действие изгибающих моментов

1. В средних пролетах плит, не окаймленных по контуру (рис. 5):

$$h_0 = h - 2,5 = 7 - 2,5 = 4,5 \text{ см},$$

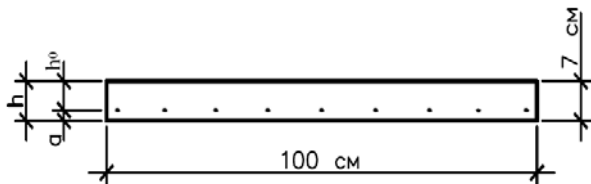


Рис. 5. Расчетное сечение плиты

Определяем граничное значение относительной высоты сжатой зоны:

$$\xi_R = \frac{x_R}{h_0} = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}},$$

где  $\varepsilon_{s,el}$  — относительная деформация арматуры растянутой зоны, вызванная внешней нагрузкой при достижении в этой арматуре напряжения, равного  $R_s$ ;

$\varepsilon_{b2}$  — относительная деформация сжатого бетона при напряжениях, равных  $R_b$ , принимаемая равной 0,0035.

Для арматуры с физическим пределом текучести значение  $\varepsilon_{s,el}$  определяется по формуле:

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s}{E_s} = \frac{435}{2,0 \cdot 10^5} = 0,002175,$$

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{0,002175}{0,0035}} = 0,493.$$

Определяем площади рабочей арматуры:

$$\alpha_m = \frac{M_2}{\gamma_{b1} R_b b h_0^2} = \frac{201}{0,9 \cdot 1,15 \cdot 100 \cdot 4,5^2} = 0,096,$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 0,101 < \xi_R,$$

$$A_s = \frac{\gamma_{b1} R_b b \xi h_0}{R_s} = \frac{0,9 \cdot 1,15 \cdot 100 \cdot 0,101 \cdot 4,5}{43,5} = 1,08 \text{ см}^2.$$

Принимаем стандартную сетку (приложение 10):

$$\frac{4B500 - 100}{3B500 - 200} 2940 \times L.$$

Площадь продольной арматуры  $A_{s,ef} = 1,26 \text{ см}^2$ .

2. В первом пролете и над первой промежуточной опорой:

$h_{01} = h - 3 = 7 - 3 = 4 \text{ см}$  (так как в первом пролете и над первой промежуточной опорой расположены 2 сетки):

$$\alpha_m = \frac{M_1}{\gamma_{bl} R_b b h_0^2} = \frac{280}{0,9 \cdot 1,15 \cdot 100 \cdot 4,5^2} = 0,169,$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 0,186 < \xi_R,$$

$$A_s = \frac{\gamma_{bl} R_b b \xi h_0}{R_s} = \frac{0,9 \cdot 1,15 \cdot 100 \cdot 0,186 \cdot 4}{43,5} = 1,77 \text{ см}^2,$$

$$A_{s,\text{доп}} = 1,77 - 1,26 = 0,51 \text{ см}^2.$$

Принимаем сетку  $\frac{4B500-200}{4B500-300} 2940 \times L$ .

Площадь продольной арматуры  $A_{s,ef} = 0,628 \text{ см}^2$ .

3. В средних пролетах и на средних опорах плит, окаймленных по контуру:

$$\alpha_m = \frac{0,8 \cdot 201}{0,9 \cdot 1,15 \cdot 100 \cdot 4,5^2} = 0,0768,$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 0,08 < \xi_R,$$

$$A_s = \frac{\gamma_{bl} R_b b \xi h_0}{R_s} = \frac{0,9 \cdot 1,15 \cdot 100 \cdot 0,08 \cdot 4,5}{43,5} = 0,857 \text{ см}^2.$$

Принимаем стандартную сетку  $\frac{4B500-100}{3B500-200} 2940 \times L$ ,  $A_{s,ef} = 1,26 \text{ см}^2$ .

Дополнительная арматура в первом пролете и над первой промежуточной опорой — сетка  $\frac{4B500-200}{4B500-300} 2940 \times L$ ,  $A_{s,ef} = 0,628 \text{ см}^2$ .

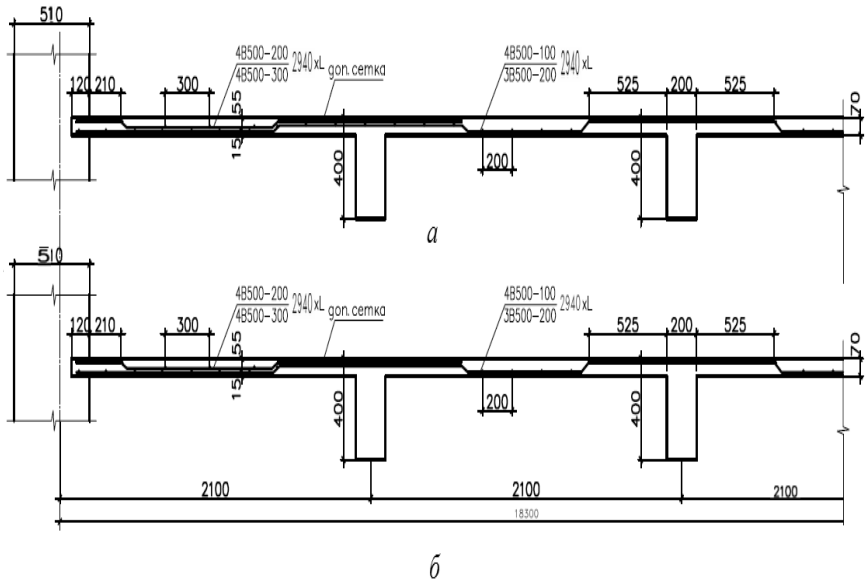


Рис. 6. Армирование плиты рулонными сетками:

*a* — плита, не окаймленная по контуру; *б* — плита, окаймленная по контуру

Возможно армирование плиты плоскими сетками, тогда:

1. В средних пролетах плит, не окаймленных по контуру  $A_s = 1,08 \text{ см}^2$ , принимаем сетку с рабочей арматурой  $\text{Ø}6B500$  с шагом 250 мм (4 $\text{Ø}6B500$  на 1 м),  $A_{s,ef} = 1,13 \text{ см}^2$ .

2. В первом пролете и над первой промежуточной опорой  $A_s = 1,77 \text{ см}^2$ , принимаем сетку с рабочей арматурой  $\text{Ø}8B500$  с шагом 250 мм (4 $\text{Ø}8B500$  на 1 м),  $A_{s,ef} = 2,01 \text{ см}^2$ .

3. В средних пролетах и на средних опорах плит, окаймленных по контуру  $A_s = 0,857 \text{ см}^2$ , принимаем сетку с арматурой  $\text{Ø}5B500$  с шагом 200 мм (5 $\text{Ø}5B500$  на 1 м),  $A_{s,ef} = 0,98 \text{ см}^2$ .

Конструктивная арматура во всех сетках  $\text{Ø}4 B500$  с шагом 250 мм.

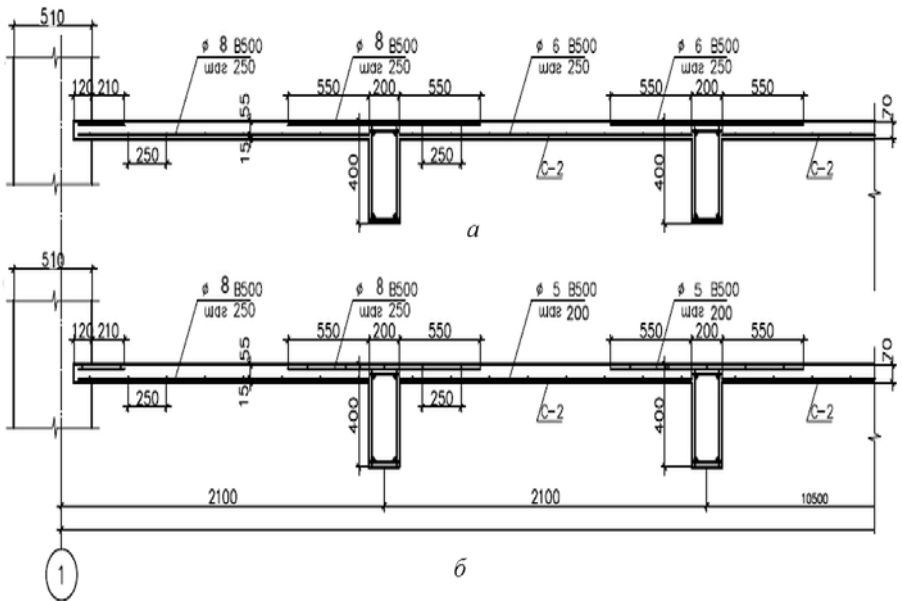


Рис. 7. Армирование плиты плоскими сетками:  
*a* — плита, не окаймленная по контуру; *б* — плита, окаймленная по контуру

### 1.3. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ВТОРОСТЕПЕННОЙ БАЛКИ

#### Расчетные пролеты и нагрузки

Для крайних пролетов расчетным пролетом является расстояние от грани крайней балки до оси опоры на стене:

$$l_{в.б.1} = B - \delta - \frac{b_{г.б.}}{2} + \frac{c}{2} = 6 - 0,2 - \frac{0,25}{2} + \frac{0,25}{2} = 5,8 \text{ м.}$$

Для средних пролетов плиты расчетным является расстояние в свету между балками:

$$l_{в.б.2} = B - \frac{b_{г.б.}}{2} = 6 - 0,25 = 5,75 \text{ м,}$$

где  $\delta$  — привязка наружной стены;

$c$  — размер площадки опирания опоры балки на стену.

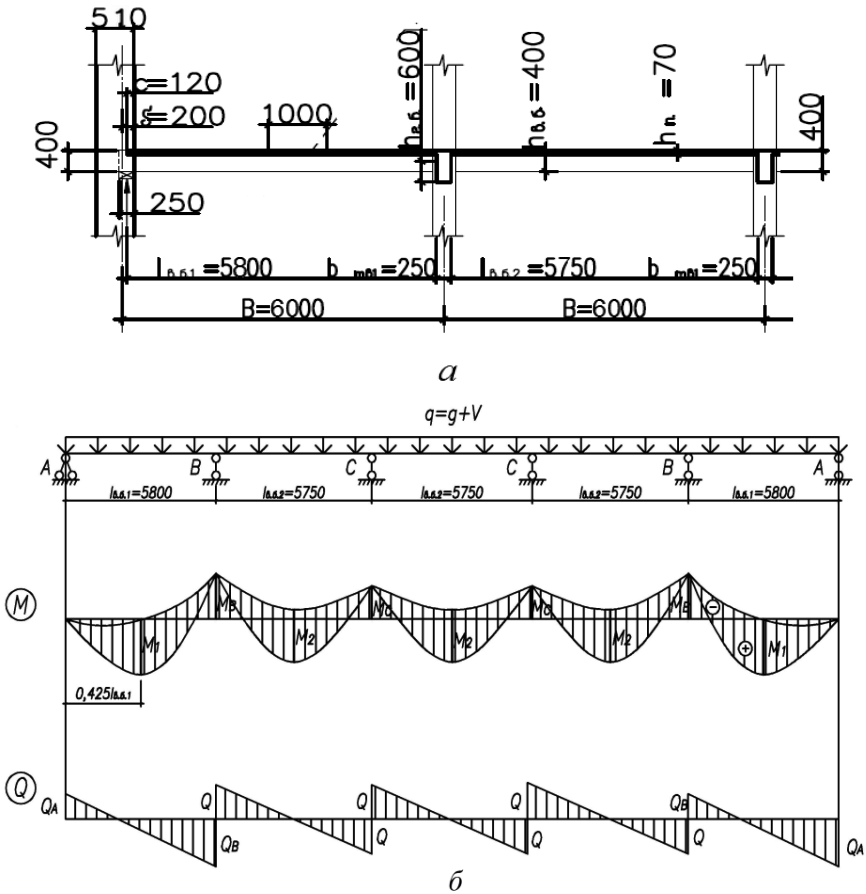


Рис.8. К расчету второстепенной балки:

*a* — конструктивная схема балки; *б* — расчетная схема балки и эпюры усилий *M* и *Q*

Нагрузка на второстепенную балку собирается с грузовой полосы, ширина которой равна шагу второстепенных балок:  $l_n = 2,1$  м.

Расчетные нагрузки на 1 погонный метр длины балки:

- от собственной массы плиты и пола (из табл. 1):

$$2,89 \cdot 2,1 = 6,07 \frac{\text{кН}}{\text{м}},$$

- от собственной массы балки:

$$b_{\text{в.б.}}(h_{\text{в.б.}} - h_n)D\gamma_f\gamma_n = 0,2 \cdot (0,4 - 0,07) \cdot 2500 \cdot 10^{-2} \cdot 1,1 \cdot 1,0 = 1,815 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Итого постоянная нагрузка (из таблицы 1.1):

$$g = 6,07 + 1,815 = 7,885 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Временная нагрузка (из таблицы 1.1):

$$V = 6,0 \cdot 2,1 = 12,6 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Полная нагрузка:

$$g + V = 7,885 + 12,6 = 20,485 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Второстепенную балку рассчитываем как многопролетную неразрезную балку таврового сечения. Расчетная схема балки представлена на рис. 8.

### Определение усилий от внешней нагрузки во второстепенной балке

Расчетные усилия в балке определяем с учетом их перераспределения вследствие пластических деформаций железобетона.

Расчетные изгибающие моменты в сечениях балки вычисляются по формулам:

- в крайних пролетах:

$$M_1 = \frac{(g + V)l_{\text{в.б.1}}^2}{11} = \frac{20,485 \cdot 5,8^2}{11} = 62,63 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

- на первой промежуточной опоре:

$$M_B = -\frac{(g + V)(l_{\text{в.б.1}} + l_{\text{в.б.2}})^2}{4 \cdot 14} = \frac{20,485 \cdot (5,8 + 5,75)^2}{4 \cdot 14} = 48,79 \text{ кН} \cdot \text{м};$$



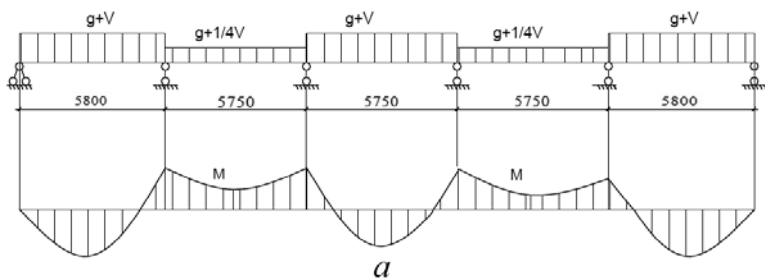
- на средних пролетах и на средних опорах:

$$M_2 = -M_C = \frac{(g + V)l_{\text{в.б.2}}^2}{16} = \frac{20,485 \cdot 5,75^2}{16} = 42,32 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

При расчете второстепенной балки, кроме основного нагружения, учитывается еще дополнительное нагружение (рис. 9, а, б):

$g + \frac{1}{4}V$  — в четных пролетах;

$g + V$  — в нечетных пролетах.



$g + V$  — в четных пролетах;

$g + \frac{1}{4}V$  — в нечетных пролетах.

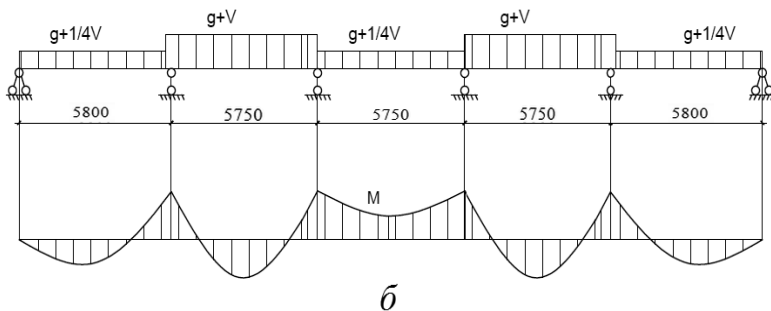


Рис. 9. К расчету второстепенной балки:  
а, б — дополнительное нагружение

Отрицательные моменты в средних пролетах определяются в зависимости от соотношения временной нагрузки к постоянной:

$$M = \beta(g + V)l_{в.б.2}^2$$

на расстоянии  $0,2l_{в.б.}$  от опоры.

Таблица 2

Значения коэффициента  $\beta$

$\frac{V}{g}$	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0
$\beta$	0,01	0,02	0,026	0,03	0,033	0,035	0,037	0,038	0,039	0,04

При соотношении  $\frac{V}{g} = \frac{12,6}{7,885} = 1,6$   $\beta = 0,0268$  (по интерполяции)

$$M = -0,0268 \cdot 20,485 \cdot 5,75^2 = -18,15 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Расчетные поперечные силы:

- на крайней опоре

$$Q_A = 0,4(g + V)l_{в.б.1} = 0,4 \cdot 20,485 \cdot 5,8^2 = 47,5 \text{ кН,}$$

- на первой промежуточной опоре слева:

$$Q_{ВЛ} = 0,6(g + V)l_{в.б.1} = 0,6 \cdot 20,485 \cdot 5,8^2 = 71,27 \text{ кН,}$$

- на первой промежуточной опоре справа и на остальных опорах

$$Q_{ВП} = 0,5(g + V)l_{в.б.2} = 0,5 \cdot 20,485 \cdot 5,75^2 = 58,88 \text{ кН.}$$

### Расчет прочности на действие изгибающих моментов

Размер сечения 20 x 40 см (п. 1.1).

Проверяем высоту сечения по  $M_{max}$  на опоре.

Максимальный опорный момент равен 48,79 кН·м.

При оптимальном армировании относительная высота сжатой зоны  $\xi = 0,35$ :

$$\alpha_m = \xi \cdot \left(1 - \frac{\xi}{2}\right),$$

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b1} R_b b h_0^2}; h_0 = \sqrt{\frac{M}{\gamma_{b1} R_b b \alpha_m}},$$

$$h_0 = \sqrt{\frac{4879}{0,9 \cdot 1,15 \cdot 20 \cdot 0,289}} = 28,55 \text{ см},$$

$$h = h_0 + 3 = 28,55 + 3 = 31,55 \text{ см}.$$

Принятая высота  $h_{в.б.} = 40$  см достаточна для тех участков балки, где действует положительный изгибающий момент, растянуто нижнее волокно, сжато верхнее, следовательно, расчетное сечение тавровое (рис. 10).

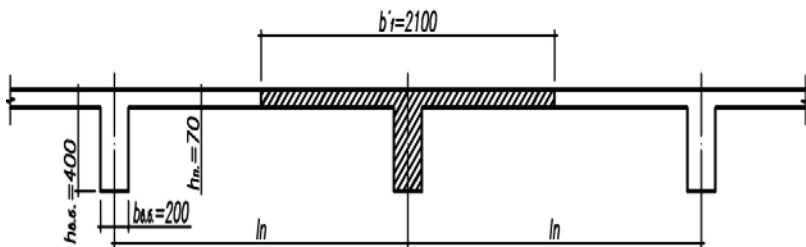


Рис. 10. Расчетное сечение второстепенной балки при расчете на положительный изгибающий момент

$$b'_f \leq 2 \cdot \frac{B}{6} + b_{в.б.} = 2 \cdot \frac{6}{6} + 0,2 = 2,2 \text{ м},$$

$$b'_f \leq l_n = 2,1 \text{ м}. \text{ Принимаем } b'_f = 2,1 \text{ м}.$$

Для участков, где действует отрицательный изгибающий момент, растянуто верхнее волокно, сжато нижнее, расчетное сечение прямоугольное (рис. 11).

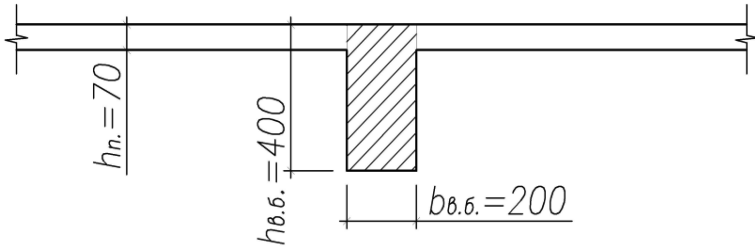


Рис. 11. Расчетное сечение второстепенной балки при расчете на отрицательный изгибающий момент

Определяем площади арматуры в первом пролете (арматура в балке класса А500С,  $R_s = 435$  МПа).

1. Проверяем, где проходит нейтральная ось (граница сжатой зоны):

$$M \leq \gamma_{b1} R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5 h'_f)$$

$$M_1 = 62,63 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad h_0 = 40 - 3 = 37 \text{ см},$$

$$0,9 \cdot 1,15 \cdot 210 \cdot 7 \cdot (37 - 0,5 \cdot 7) = 50968,6 \text{ кН} \cdot \text{см} = 509,7 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$62,63 \text{ кН} \cdot \text{м} < 509,7 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Следовательно, граница сжатой зоны проходит в полке. Расчет ведем как для прямоугольного сечения шириной равной  $b'_f$  .;

$$\alpha_m = \frac{M_1}{\gamma_{b1} R_b b'_f h_0^2} = \frac{6263}{0,9 \cdot 1,15 \cdot 210 \cdot 37^2} = 0,021,$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 0,021 < \xi_R,$$

$$A_{s1} = \frac{\gamma_{bl} R_b b_f' \xi h_0}{R_s} = \frac{0,9 \cdot 1,15 \cdot 210 \cdot 0,021 \cdot 37}{43,5} = 3,88 \text{ см}^2.$$

Принимаем 2Ø16 А500С,  $A_s = 4,02 \text{ см}^2$ .

$$\mu = \frac{A_{s,ef} \cdot 100}{bh_0} = \frac{4,02 \cdot 100}{20 \cdot 37} = 0,54\% > 0,1\%.$$

Определение площади арматуры во втором и последующих пролетах:

$$M_2 = 42,32 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\alpha_m = \frac{M_2}{\gamma_{bl} R_b b_f' h_0^2} = \frac{4232}{0,9 \cdot 1,15 \cdot 210 \cdot 37^2} = 0,0142,$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 0,014 < \xi_R,$$

$$A_{s2} = \frac{\gamma_{bl} R_b b_f' \xi h_0}{R_s} = \frac{0,9 \cdot 1,15 \cdot 210 \cdot 0,014 \cdot 37}{43,5} = 2,59 \text{ см}^2.$$

Принимаем 2Ø14 А500С,  $A_s = 3,08 \text{ см}^2$ :

$$\mu = \frac{A_{s,ef} \cdot 100}{bh_0} = \frac{3,08 \cdot 100}{20 \cdot 37} = 0,42\% > 0,1\%.$$

На отрицательные моменты сечение работает как прямоугольное  $b = 20 \text{ см}$ .

В среднем пролете:

$$M = 18,15 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b1} R_b b h_0^2} = \frac{1815}{0,9 \cdot 1,15 \cdot 20 \cdot 37^2} = 0,064,$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 0,066 < \xi_R,$$

$$A_{s3} = \frac{\gamma_{b1} R_b b \xi h_0}{R_s} = \frac{0,9 \cdot 1,15 \cdot 20 \cdot 0,066 \cdot 37}{43,5} = 1,16 \text{ см}^2.$$

Принимаем 2Ø10 A500С,  $A_s = 1,57 \text{ см}^2$ .

Определение площади арматуры на первой промежуточной опоре.

Арматура на опоре представляет собой две гнутые сетки (рис. 12).

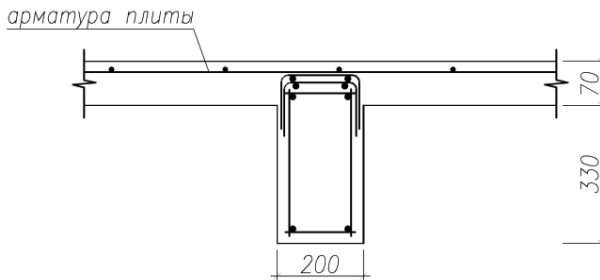


Рис. 12. Схема расположения сеток на опорах второстепенной балки

$$M_B = -48,79 \text{ кН} \cdot \text{м}, h_0 = 40 - 3,5 = 36,5 \text{ см},$$

$$\alpha_m = \frac{M_B}{\gamma_{b1} R_b b h_0^2} = \frac{4879}{0,9 \cdot 1,15 \cdot 20 \cdot 36,5^2} = 0,177,$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 0,196 < \xi_R,$$

$$A_{s4} = \frac{\gamma_{b1} R_b b \xi h_0}{R_s} = \frac{0,9 \cdot 1,15 \cdot 20 \cdot 0,196 \cdot 36,5}{43,5} = 3,4 \text{ см}^2.$$

Принимаем 2Ø10 A500С и 2Ø12 A500С,  $A_{s,ef} = 3,83 \text{ см}^2$ .

Определение площади арматуры на второй и последующих опорах:

$$M_C = -42,32 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$\alpha_m = \frac{M_C}{\gamma_{b1} R_b b h_0^2} = \frac{4232}{0,9 \cdot 1,15 \cdot 20 \cdot 36,5^2} = 0,153,$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 0,167 < \xi_R,$$

$$A_{s5} = \frac{\gamma_{b1} R_b b \xi h_0}{R_s} = \frac{0,9 \cdot 1,15 \cdot 20 \cdot 0,167 \cdot 36,5}{43,5} = 2,9 \text{ см}^2.$$

Принимаем 4Ø10 A500С,  $A_{s,ef} = 3,14 \text{ см}^2$ .

Сетки смещены относительно оси сечения главной балки

(опоры) — одна на  $\frac{1}{4}l$  влево и на  $\frac{1}{3}l$  вправо, а другая, наоборот, на  $\frac{1}{3}l$  влево и на  $\frac{1}{4}l$  вправо (рис. 13, 15).

### Конструирование второстепенной балки

В пролетах второстепенная балка армируется пространственными каркасами, состоящими из двух плоских каркасов. Рабочая нижняя продольная арматура в первом пролете 2Ø16 A500С, в среднем пролете 2Ø14 A500С. Верхняя арматура в первом пролете принимается конструктивно 2Ø10 A500С, во втором пролете — 2Ø10 A500С по расчету.

Поперечная арматура во всех пролетах Ø6A240, на приопорных участках длиной 1,5 м с шагом  $s_1 = 150 \text{ мм}$ , на остальных участках с шагом  $s_2 = 250 \text{ мм}$ .

На первой промежуточной опоре балка армируется двумя гнутыми сетками с рабочей арматурой 2Ø12 A500С и 2Ø10 A500С.

На средних опорах балка армируется двумя гнутыми сетками с рабочей арматурой 4Ø10 A500С.

Каркасы внизу объединяются отдельными стержнями Ø16 A500С (ОС) (рис. 13).

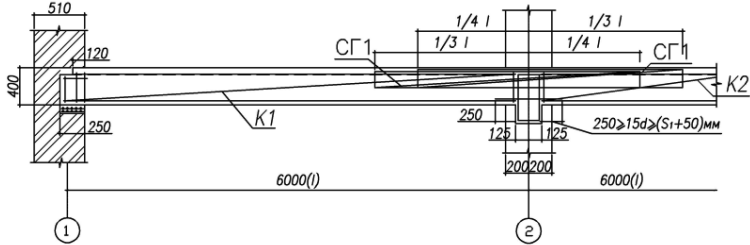


Рис. 13. Схема армирования второстепенной балки

Над крайней опорой, если второстепенная балка опирается не на стену, а на главную балку, устраивается дополнительная сетка (рис. 14).

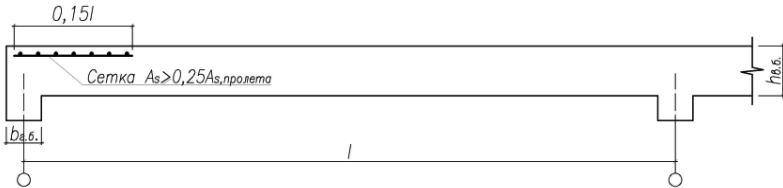


Рис. 14. Схема армирования дополнительной сеткой над крайней опорой

**Расчет второстепенной балки на действие поперечных сил**  
Первый пролет:

$$Q_A = 47,5 \text{ кН},$$

$$Q_{ВЛ} = 71,27 \text{ кН}.$$

Второй и последующие пролеты:

$$Q_{ВП} = 58,88 \text{ кН}.$$



Расчет по бетонной полосе между трещинами выполняется из условия:

$$Q \leq \varphi_{b1} \cdot \gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0,$$

где  $\varphi_{b1}$  — коэффициент, принимаемый равным 0,3 [2];

$$Q \leq 0,3 \cdot 0,9 \cdot 1,15 \cdot 20 \cdot 37 = 229,77 \text{ кН}$$

Прочность по бетонной полосе обеспечена. Проверяем, требуется ли поперечная арматура по расчету.

Если  $Q \leq Q_{b,min}$ , то поперечная арматура ставится конструктивно.

$$R_{bt} = 0,9 \text{ МПа} = 0,09 \text{ кН/см}^2;$$

$$Q_{b,min} = 0,5 \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 0,09 \cdot 20 \cdot 37 = 29,97 \text{ кН}$$

Во всех трех сечениях поперечная арматура нужна по расчету, так как  $Q_A$ ,  $Q_{B1}$  и  $Q_{BII} > Q_{b,min}$ .

Назначаем диаметр поперечной арматуры из условия сварки (приложение 11)  $\varnothing 6$  А240 ( $R_{sw} = 170$  МПа), установленной с шагом  $s_w = 150$  мм,  $A_{sw} = 0,57 \text{ см}^2$  (2 $\varnothing 6$  А240, так как 2 каркаса).

Проверяем, соблюдается ли условие:  $Q \leq Q_b + Q_{sw}$ .

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s_w} = \frac{17 \cdot 0,57}{15} = 0,646 \text{ кН/см},$$

минимальная интенсивность усилия:

$$q_{sw,min} = 0,25 \cdot \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b = 0,25 \cdot 0,9 \cdot 0,09 \cdot 20 = 0,405 \text{ кН/см};$$

$$q_{sw} > q_{sw,min}.$$

Находим наиболее опасную длину проекции наклонного сечения:

$$c = \sqrt{\frac{\varphi_{b1} \cdot \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{0,75 \cdot q_{sw}}} = \sqrt{\frac{1,5 \cdot 0,9 \cdot 0,09 \cdot 20 \cdot 36,5^2}{0,75 \cdot 0,646}} = 81,74 \text{ см}^2,$$

$$\varphi_{b1} = 1,5 [2],$$

$c \leq 2h_0$ ,  $c \leq 73$ , принимаем 73 см.

$$Q_b = \frac{1,5 \cdot \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c} = \frac{1,5 \cdot 0,9 \cdot 0,09 \cdot 20 \cdot 36,5^2}{73} = 44,34 \text{ кН},$$

$$Q_{sw} = 0,75 \cdot q_{sw} \cdot c = 0,75 \cdot 0,646 \cdot 73 = 35,36 \text{ кН}.$$

Подставляем полученные значения в условие прочности:

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

$$Q \leq 44,34 \text{ кН} + 35,36 \text{ кН},$$

$$Q \leq 79,7 \text{ кН}$$

Во всех трех сечениях прочность обеспечена. Определяем, в каком сечении можно увеличить шаг хомутов до  $s_2 \leq 3/4 h_0 \leq 27,4$  см, принимаем  $s_2 = 25$  см.

$$l_1 = \frac{Q - Q_{b,\min}}{q} - c_1,$$

$$c_1 = 73 \text{ см}.$$

$Q$  — поперечная сила, действующая в сечении.

$Q_{b,\min} = 0,5\gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$  — минимальная поперечная сила, воспринимаемая бетоном.

$q = g + V$  — суммарная погонная нагрузка, действующая на балку.

$$q = 20,485 \text{ кН/м} = 0,20485 \text{ кН/см},$$

$$l_1 = \frac{71,25 - 29,27}{0,20485} - 73 = 201,6 - 73 = 128,6 \text{ см}$$

По конструктивным требованиям  $l_1$  должно быть не менее, чем  $l/4$ , поэтому изменяем шаг хомутов на расстоянии 150 см от опоры (рис. 15).

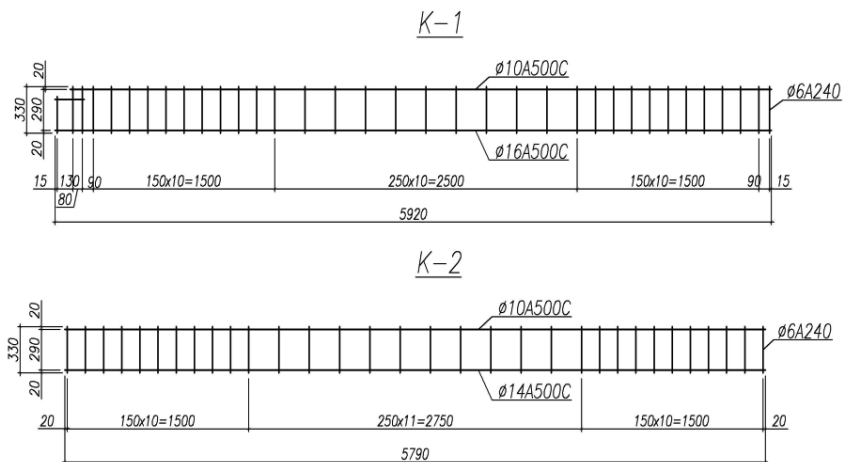


Рис. 15. Каркасы К-1 и К-2

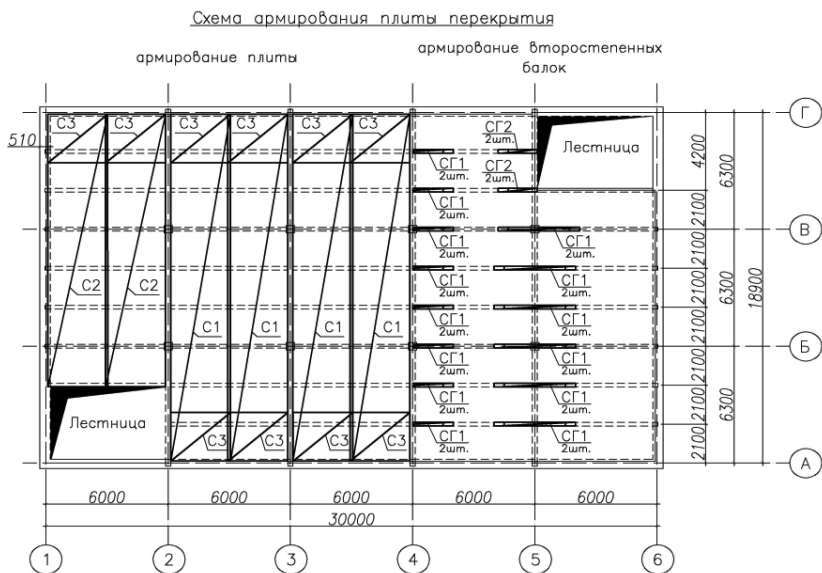


Рис. 16. Схема армирования плиты перекрытия

## 2. ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОНОЛИТНОГО БЕЗБАЛОЧНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ

### 2.1. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Перекрытия монолитных каркасных зданий чаще всего выполняют плоскими сплошными. Такое решение является предпочтительным с позиций требований архитектуры и технологии строительства. Толщина перекрытия назначается из условия необходимой прочности при продавливании и жесткости. Если прочность перекрытия при продавливании не достаточна, его несущая способность может быть повышена с помощью поперечной арматуры, установленной в зоне перекрытия, примыкающей к колонне, либо путем устройства местных утолщений колонны — капителей (рис. 17).

При увеличении пролетов возникает необходимость в повышении прочности перекрытий при изгибе и при продавливании, а также их жесткости без чрезмерного расхода бетона, что неизбежно при применении сплошных перекрытий. В этом случае применяются различные виды эффективных конструкций перекрытий: кессонные, пустотные, ребристые с балочными плитами, ребристые с контурными ребрами (рис. 18).

Для конструирования элементов здания необходимо определить значения действующих в них усилий, выполнив расчет несущей системы здания при действии вертикальных и горизонтальных нагрузок.

В настоящее время расчеты несущей системы здания чаще всего производят методом конечных элементов, применяя вычислительные комплексы ЛИРА, SCAD, Stark-ES и т.п. Ресурсы современных компьютеров дают возможность составить расчетную схему, моделирующую здание в целом, что позволяет учесть совместную работу надземных конструкций с деформируемым основанием и другие особенности действительной работы сооружения. В том случае, когда горизонтальные нагрузки здания и деформации основания не оказывают заметного влияния на напряженное состояние конструкций перекрытия (что имеет место, если несущая система здания включает достаточно мощные ядра

и диафрагмы жесткости, а осадки фундаментов удовлетворяют требованиям), возможен расчет на действие вертикальных нагрузок одноэтажного фрагмента, включающего перекрытие одного этажа, а также вертикальные конструкции (колонны и стены) выше- и нижележащего этажей с шарнирными опорами в середине этажа по аналогии с приближенными схемами, используемыми при расчете многоэтажных рам [6].

Выполняя статические расчеты перекрытия, студенты могут использовать программное обеспечение. В отдельных случаях по согласованию с преподавателем допускается определять значения моментов  $M_x(L_x; L_y)$  и  $M_y(L_x; L_y)$  для заданных в проекте значений шага колонн  $L_x$  и  $L_y$  приближенно по формулам:

$$M_x \approx k_x \cdot m_x,$$

$$M_y \approx k_y \cdot m_y,$$

где  $m_x$  — изгибающий момент при сетке колонн 6,0x6,0 и нагрузке 1 кН/м<sup>2</sup> в направлении оси  $x$ ;

$m_y$  — то же в направлении оси  $y$ .

Значения  $m_x$  и  $m_y$  приведены в приложении 12.

$k_x$  и  $k_y$  — поправочные коэффициенты:

$$k_x = q \cdot (L_x)^2 L_y / 6,0^3;$$

$$k_y = q \cdot (L_y)^2 L_x / 6,0^3.$$

В расчетах на действие вертикальных нагрузок в том случае, когда доля длительных нагрузок превышает 70 % от полных, при назначении жесткостей конечных элементов модуль упругости в соответствии с п. 6.2.7 [4] рекомендуется принимать с понижающими коэффициентами: 0,6 — для вертикальных несущих элементов; 0,2 — для плит перекрытий (покрытий) с учетом наличия трещин и длительности действия нагрузки.

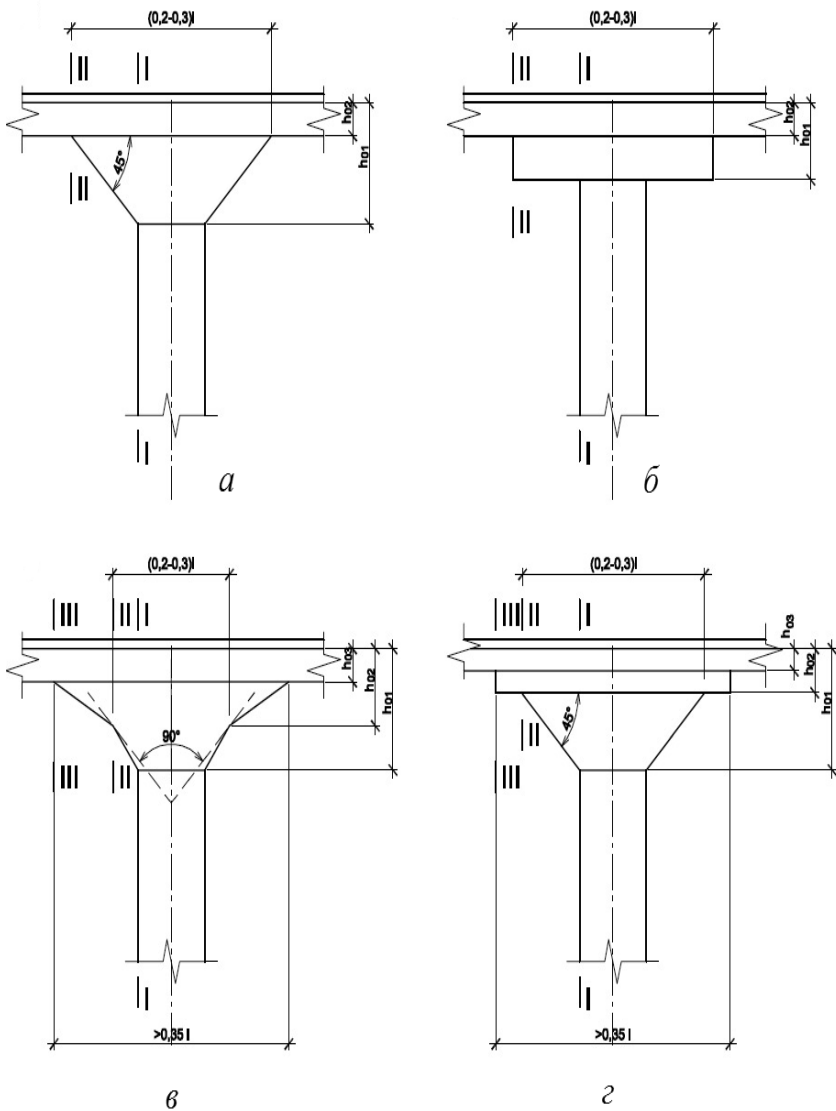


Рис. 17. Конструкции капителей:

*а* — с наклонными боковыми гранями; *б* — ступенчатой гранью; *в, г* — капители сложного сечения; I-I, II-II, III-III, IV-IV — сечения при расчете прочности на продавливание)

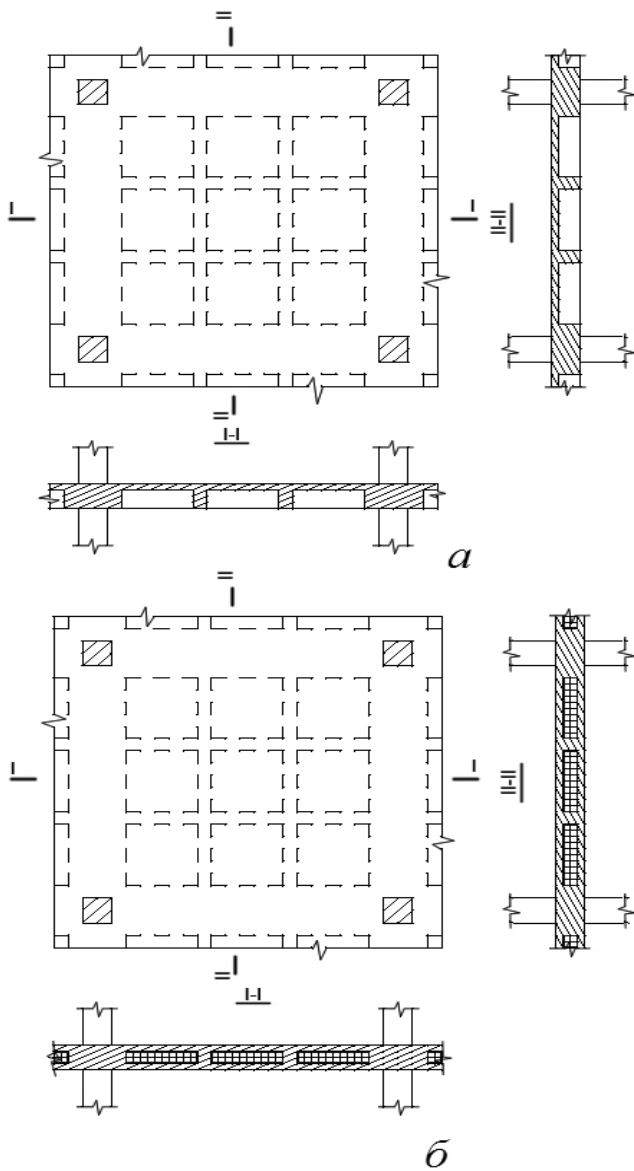


Рис. 18. Схемы перекрытий:  
 а — кессонного; б — пустотного

После определения усилий в первую очередь проверяют принятое значение толщины плиты перекрытия или параметры капителей из условия достаточной их прочности при продавливании [2], [3].

Расчет перекрытий с капителями выполняют в зависимости от принятого конструктивного варианта капителей.

Для капителей с наклонными боковыми гранями и ступенчатой (рис. 17, а, 17, б) рассматривают два поперечных сечения по грани колонны и по грани основания капители. Угол наклона граней капители к горизонтали должен быть не менее  $45^\circ$ .

Для капителей более сложного сечения (рис. 17, в, 17, г) необходимо рассмотреть три поперечных сечения. Высота первого соответствует высоте капители и толщине плиты, расчетом проверяют достаточность назначенной толщины капители. Высота второго соответствует высоте верхней части капители и толщине плиты. Высота третьего соответствует толщине плиты. Расчетами по этим сечениям проверяют достаточность назначенных горизонтальных размеров капители.

При расчете на продавливание расчетная сила  $F$  от внешней нагрузки принимается равной:

$$F = N_{col,1} - N_{col,2},$$

где  $N_{col,1}$ ,  $N_{col,2}$  — продольные силы в колонне ниже и выше перекрытия соответственно (рис. 19), определенные расчетом несущей системы здания. Если рассчитывается одноэтажный фрагмент, то  $N_{col,2} = 0$  и  $F = N_{col,1}$ .

Можно также определить значение расчетной силы от внешней нагрузки приближенно:

$$F \approx q \cdot A_q \cdot \gamma_{col},$$

где  $q$  — расчетная нагрузка перекрытия;  $A_q$  — грузовая площадь колонны;  $\gamma_{col}$  — коэффициент, учитывающий увеличение усилия в некоторых колоннах рамных систем. Для колонны, расположенной на первой от фасада оси  $\gamma_{col} = 1,15$ , в остальных случаях  $\gamma_{col} = 1$ .



В необходимых случаях расчет на продавливание выполняют с учетом сосредоточенного изгибающего момента  $M_{loc}$  в соответствии с указаниями [2], [3].

Количество продольной арматуры в плите перекрытия находят расчетом на действие изгибающих моментов  $M_x$  и  $M_y$ , действующих в плоскостях, параллельных горизонтальным координатным осям  $X$  и  $Y$  соответственно и определенных расчетом несущей системы здания. Моменты  $M_x$  и  $M_y$  являются распределенными и имеют размерность кН·м/м.

Характерная картина изгибающих моментов в плите перекрытия для конструктивной ячейки каркасного здания представлена на рис. 20. Анализ показал, что можно выделить следующие зоны, отличающиеся значениями изгибающих моментов (рис. 21):

- зона 1 — надколонный участок, в пределах которого действуют максимальные по абсолютной величине отрицательные моменты  $M_x$  и  $M_y$ ;
- зона 2 — межколонный участок, в пределах которого действуют относительно небольшие отрицательные моменты  $M_x$ ;
- зона 3 — межколонный участок, в пределах которого действуют относительно небольшие отрицательные моменты  $M_y$ ;
- зона 4 — межколонный участок, в пределах которого действуют максимальные по абсолютной величине положительные моменты  $M_x$ ;
- зона 5 — межколонный участок, в пределах которого действуют максимальные по абсолютной величине положительные моменты  $M_y$ ;
- зона 6 — пролетный участок, в пределах которого действуют относительно небольшие положительные моменты  $M_x$  и  $M_y$ .

Расстояния  $C_x$  и  $C_y$  (рис. 21) определяют размеры зон и связаны с размерами участков, в пределах которых знаки изгибающих моментов постоянны. Для конструктивных ячеек, удаленных от стен, при пролетах регулярных или почти регулярных, допустимо принимать  $C_x \approx 0,25 \cdot L_x$ ,  $C_y \approx 0,25 \cdot L_y$ , где  $L_x$  и  $L_y$  — значения соответствующих пролетов. В остальных случаях ориентируются на результаты расчета несущей системы здания.

Необходимое количество арматуры определяют по значениям изгибающих моментов, осредненным в пределах соответствующей зоны, при этом средние значения вычисляют для крайнего ряда конечных элементов каждой зоны. Поскольку, как отмечено выше, в результате расчета несущей системы здания определяют значения распределенных моментов  $M_x$  и  $M_y$ , размерность которых равна  $\text{kH}\cdot\text{м}/\text{м}$ , подбор арматуры выполняют обычно для сечений шириной 1 м. В результате находят количество арматуры на 1 м (интенсивность армирования, определяемая диаметром и шагом арматурных стержней) соответствующего участка перекрытия.

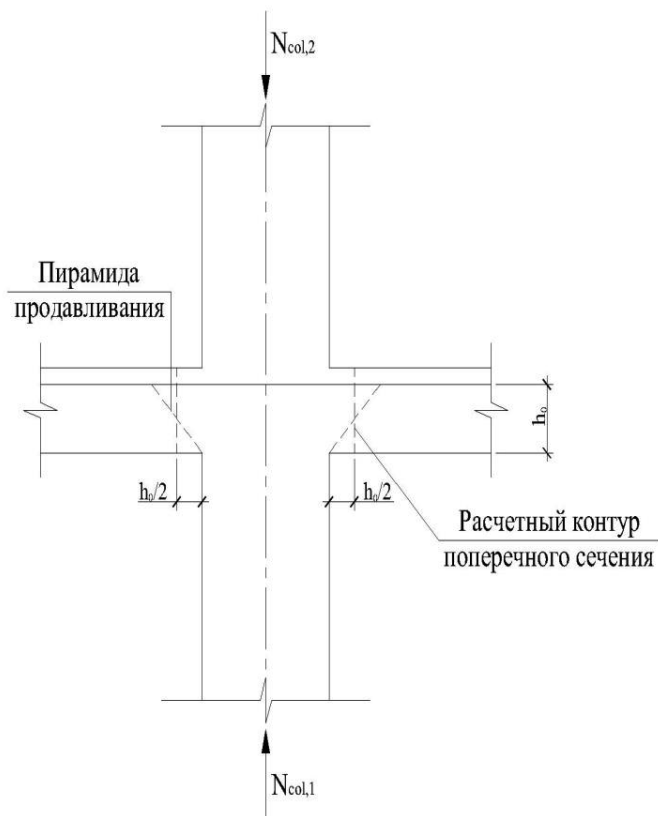


Рис. 19. Схема усилий при расчете на продавливание

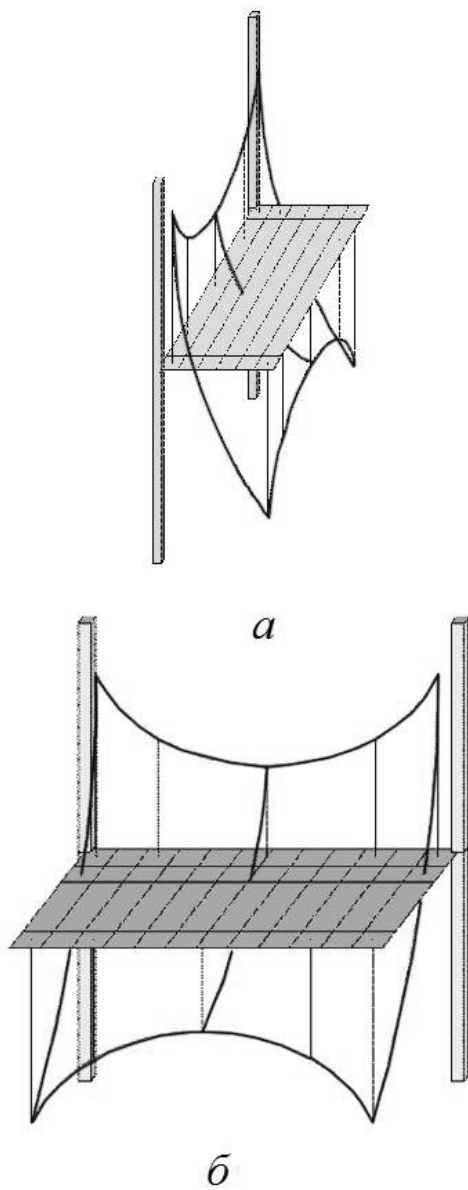


Рис. 20. Конфигурация эюр в плите  
 $a - M_x$ ;  $б - M_y$

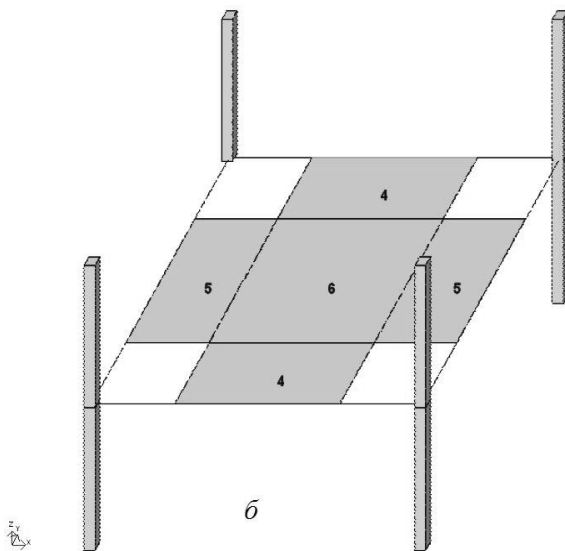
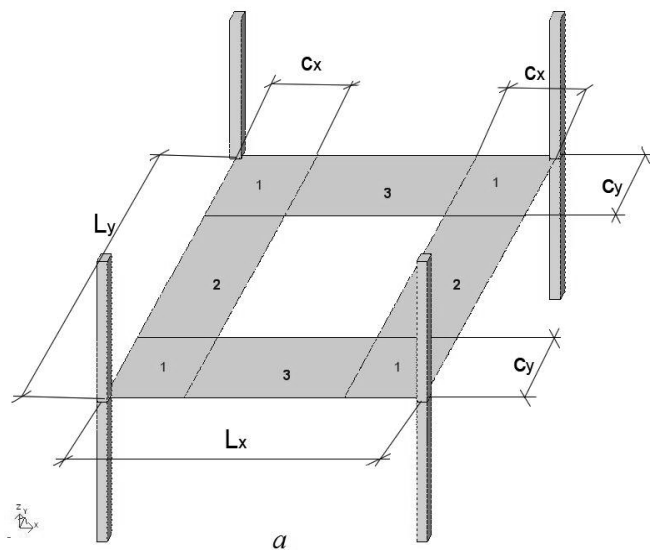


Рис. 21. Схема зонирования изгибающих моментов:  
*a* — отрицательных; *б* — положительных

## 2.2. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

### Габариты и нагрузки

Объемно-планировочные параметры несущей системы здания приняты такими же, как и в примере расчета монолитного ребристого перекрытия (рис. 22).

Толщина сплошной плиты принята равной  $h_f = 200$  мм, поперечное сечение колонн —  $400 \times 400$  мм.

Значения нагрузок на  $1 \text{ м}^2$  перекрытия представлены в табл. 3.

Таблица 3

Нагрузки на  $1 \text{ м}^2$  перекрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, $\text{кН/м}^2$	Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$	Расчетная нагрузка, $\text{кН/м}^2$
Постоянная:			
полы — паркет на мастике, $\delta = 20$ мм;	0,20	1,3	0,26
цементно-песчаная стяжка, $\delta = 30$ мм;	0,54	1,3	0,70
монолитная плита $\delta = 200$ мм	5,0	1,1	5,5
Итого постоянная нагрузка, $g$	5,74		6,46
Временная:			
перегородки,	0,5	1,2	0,6
полезная (из задания),	4,5	1,2	5,4
в том числе длительно действующая $V_0$ )	$0,35 \cdot 4,5 = 1,575$	1,2	1,89
Итого временная нагрузка, $V$ ,	5,0		6,0
в том числе длительно действующая $V_{lon}$	2,075		2,49
Полная нагрузка, $g + V$ ,	10,74		12,46
в том числе длительно действующая $q_{lon}$	7,815		8,95

Для расчета перекрытия принят одноэтажный фрагмент (см. схему, приведенную в приложении 12).

При расчете плит временные нагрузки допускается снижать в зависимости от грузовой площади  $A$  ( $\text{м}^2$ ) на коэффициент  $\varphi_1$  или  $\varphi_2$  [1] при  $A > A_1 = 9 \text{ м}^2$ .

$$\varphi_1 = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{A/A_1}};$$

$$A = 6,0 \cdot 6,3 = 37,8 \text{ м}^2;$$

$$\varphi_1 = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{37,8/9}} = 0,7.$$

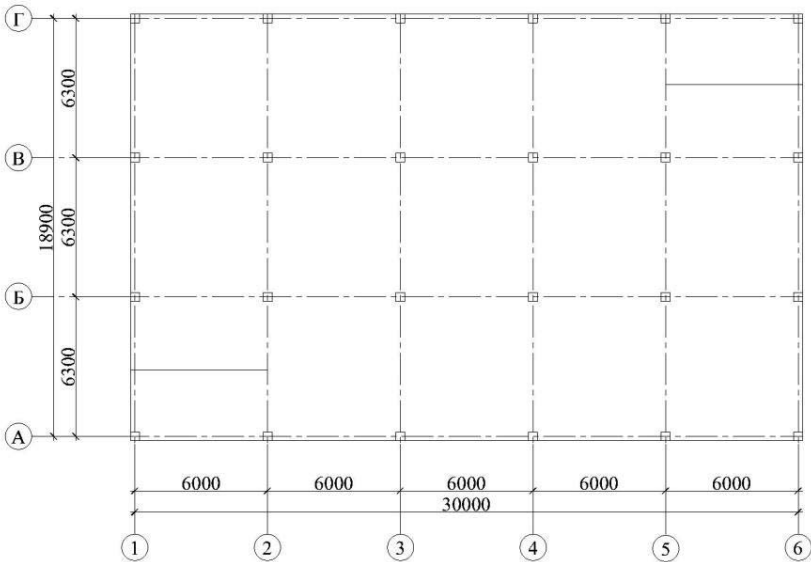


Рис. 22. План монолитного безбалочного перекрытия

Полная нагрузка с учетом коэффициента  $\varphi_1$  будет равна:

$$g + V_1 = 6,46 + 4,38 = 10,84 \text{ кН/м}^2$$

Длительно действующая нагрузка равна:

$$g + V_{1,lon} = 6,46 + 1,923 = 8,383 \text{ кН/м}^2$$

$V_1$  – временная нагрузка с учетом коэффициента  $\varphi_1$ :

$$V_1 = 0,6 + 5,4 \cdot 0,7 = 4,38 \text{ кН/м}^2$$

$V_{1,lon}$  — временная длительно действующая нагрузка с учетом коэффициента  $\varphi_1$ :

$$V_{1,lon} = 0,6 + 1,89 \cdot 0,7 = 1,923 \text{ кН/м}^2$$

Длительно действующая нормативная нагрузка с учетом коэффициента  $\varphi_1$ :

$$q_{n,lon} = g + V_{пер} + V_0 \cdot \varphi_1;$$

$$q_{n,lon} = 5,74 + 0,5 + 1,575 \cdot 0,7 = 7,34 \text{ кН/м}^2$$

Полная нормативная нагрузка с учетом  $\varphi_1$ :

$$q_n = 5,74 + 0,5 + 4,5 \cdot 0,7 = 9,39 \text{ кН/м}^2$$

### Материалы для перекрытия

Бетон тяжелый класса по прочности на сжатие В30:

$R_{b,n} = 22,0 \text{ МПа} = 22,0 \cdot 10^3 \text{ кН/м}^2 = 2,2 \text{ кН/см}^2$ ,  $R_{bt,n} = 1,75 \text{ МПа} = 1,75 \cdot 10^3 \text{ кН/м}^2 = 0,175 \text{ кН/см}^2$  (таблица 6.7 [2]);

$R_b = 17,0 \text{ МПа} = 17,0 \cdot 10^3 \text{ кН/м}^2 = 1,7 \text{ кН/см}^2$ ,  $R_{bt} = 1,15 \text{ МПа} = 1,15 \cdot 10^3 \text{ кН/м}^2 = 0,115 \text{ кН/см}^2$  (таблица 6.8 [2]);

$\gamma_{b1} = 0,9$  (п. 5.1.10 [3]).

Начальный модуль упругости  $E_b = 32,5 \cdot 10^3 \text{ МПа}$  (табл. 6.11 [2]).

При продолжительном действии нагрузки значение начального модуля деформаций бетона определили по формуле (6.3) [2]:

$$E_{b,t} = E_b / (1 + \varphi_{b,cr}) = 32,5 \cdot 10^3 / (1 + 2,3) = 9,85 \cdot 10^3 \text{ МПа},$$

где  $\varphi_{b,cr} = 2,3$  — коэффициент ползучести (таблица 5.4 [5]).

Арматура класса А500С:  $R_{s,n} = 500 \text{ МПа} = 50,0 \text{ кН/см}^2$ ,  $R_s = 435 \text{ МПа} = 43,5 \text{ кН/см}^2$ ,  $R_{sw} = 300 \text{ МПа} = 30 \text{ кН/см}^2$  (таблицы 6.14, 6.15 [2]).

## 2.3. РАСЧЕТ ПЕРЕКРЫТИЯ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ПЕРВОЙ ГРУППЫ

### Расчет на продавливание

Значение сосредоточенной продавливающей силы  $F$  от внешней нагрузки для колонны в осях Б/4 определили по приближенной формуле:

$$F \approx \gamma_n \cdot q \cdot A_q \cdot \gamma_{col} = 1,0 \cdot 10,84 \cdot 6,0 \cdot 6,3 \cdot 1,15 = 471,2 \text{ кН},$$

где  $\gamma_n = 1,0$  — коэффициент надежности по ответственности проектируемого здания по [7],  $A_q$  — грузовая площадь колонны;  $\gamma_{col} = 1,15$  — коэффициент, учитывающий увеличение усилия в первой от фасада колонне рамных систем.

Результаты выполненных расчетов фрагмента свидетельствуют, что возникающие в рассматриваемой колонне изгибающие моменты малы и поэтому не учитываются при оценке несущей способности на продавливание данного участка перекрытия, расчет выполняется только при действии сосредоточенной силы.

Предельное усилие  $F_{b,ult}$ , воспринимаемое бетоном, определили по формуле (8.88) [2]:

$$F_{b,ult} = \gamma_{b1} R_{bt} \cdot A_b = 0,9 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 0,36 = 372 \text{ кН},$$

$$A_b = u \cdot h_0 = 2,24 \cdot 0,16 = 0,36 \text{ м}^2,$$

где  $A_b$  — площадь расчетного поперечного сечения по формуле (8.89) [2];

$h_0 = 0,16$  м — приведенная рабочая высота сечения перекрытия;

$h_0 = (h_{0X} + h_{0Y}) / 2 = (15 + 17) / 2 = 16$  см;

$u = 4 (0,4 + 0,16) = 2,24$  м — периметр контура расчетного поперечного сечения при поперечном сечении колонны  $0,4 \times 0,4$  м.

Поскольку  $F = 471,2 \text{ кН} > F_{b,ult} = 372 \text{ кН}$  — несущая способность сплошного перекрытия на продавливание не обеспечена.

Так как несущая способность перекрытия не обеспечена, следует предусмотреть поперечное армирование.

Расчет поперечной арматуры производится из условия:

$$F \leq F_{b,ult} + F_{sw,ult};$$



$$F_{b,ult} = 372 \text{ кН.}$$

$F_{sw,ult}$  — предельное усилие, воспринимаемое поперечной арматурой при продавливании, при этом должно соблюдаться условие:

$$0,25 \cdot F_{b,ult} \leq F_{sw,ult} \leq F_{b,ult};$$

$$F_{sw,ult} = 0,8 \cdot q_{sw} \cdot u;$$

$q_{sw}$  — усилие в поперечной арматуре на единицу длины контура расчетного поперечного сечения:

$$q_{sw} = R_{sw} \cdot A_{sw} / s_w;$$

где  $A_{sw}$  — площадь сечения поперечной арматуры с шагом  $s_w$ , расположенной в пределах расстояния  $0,5h_0$  по обе стороны от контура расчетного поперечного сечения (рис. 23);

$s_w$  — шаг поперечной арматуры:  $s_w \leq h_0/3$  и не более 300 мм;

$u$  — периметр контура расчетного сечения.

Принимаем диаметр поперечных стержней  $\text{Ø}6 \text{ A500C}$ , шаг  $s_w \leq 16/3$ ,  $s_w = 5 \text{ см}$ .

Первый ряд стержней располагаем на расстоянии  $6 \text{ см} \leq h_0/2$ .

$$F_{sw,ult} = F - F_{b,ult} = 471,2 - 372 = 99,2 \text{ кН}$$

$$F_{sw,ult} = 0,8 \cdot q_{sw} \cdot u; u = 2,24 \text{ м}$$

Определяем погонное усилие в хомутах, при котором будет обеспечена прочность на продавливание:

$$q_{sw} = F_{sw,ult} / (0,8 \cdot u) = 99,2 / (0,8 \cdot 2,24) = 0,554 \text{ кН/см}$$

Погонное усилие равно:

$$q_{sw} = R_{sw} \cdot A_{sw} / s_w;$$

$$R_{sw} = 300 \text{ МПа} = 30 \text{ кН/см}^2 \text{ (таблица 6.15 [2]);}$$

$$q_{sw} = 30 \cdot 0,57 / 5 = 3,42 \text{ кН/см} > 0,554 \text{ кН/см};$$

Проверяем прочность сечения:

$F_{sw,ult} = 0,8 \cdot q_{sw} \cdot u = 0,8 \cdot 3,42 \cdot 2,24 = 612,88 \text{ кН} > 99,2 \text{ кН}$ , прочность обеспечена.

Проверяем прочность сечения на расстоянии  $0,5h_0$  от границы установки поперечной арматуры:

$$F \leq F_{b,ult};$$

$$F_{b,ult} = \gamma_{b1} \cdot R_{br} \cdot u_1 \cdot h_0;$$

$$u_1 = 4 \cdot (0,26 + 0,40 + 0,26 + 2 \cdot 0,08) = 4,32 \text{ м (рис. 23);}$$

$$F_{b,ult} = 0,9 \cdot 1,15 \cdot 432 \cdot 16 = 7154 \text{ кН}$$

Аналогично необходимо проверить прочность перекрытия на продавливание в зоне всех колонн. Для колонн, расположенных по фасадным осям, в особенности для угловых колонн, расчет следует выполнять с учетом изгибающих моментов.

### **Расчет на действие изгибающих моментов**

Изгибающие моменты для конструктивной ячейки в осях Б-В/3-4 рассчитали по приближенным формулам, используя результаты расчета одноэтажного фрагмента, приведенные в приложении 12. Поправочные коэффициенты равны:

$$k_x = q \cdot (L_x)^2 \cdot L_y / 6,0^3 = 10,84 \cdot 6,0^2 \cdot 6,3 / 216 = 11,38$$

$$k_y = q \cdot L_x \cdot (L_y)^2 / 6,0^3 = 10,84 \cdot 6,0 \cdot 6,3^2 / 216 = 11,95$$

$$M_x = k_x \cdot m_x; M_y = k_y \cdot m_y.$$

Значения моментов приведены в таблицах на рис. 24, 25.

Задачей дальнейшего расчета является определение необходимого количества горизонтальной арматуры.

### **Определение площади верхней арматуры, параллельной оси x, для зоны 2 и подбор арматуры по сортаменту**

Максимальное значение изгибающего момента  $M_{x2,max}$  в межколонном участке:  $M_{x2,max} = 16,06 \text{ кН·м/м}$ .

Определяем требуемое количество растянутой арматуры:

$$\alpha_m = \frac{M_{x2,max}}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_{0x}^2} = \frac{1606}{0,9 \cdot 1,7 \cdot 100 \cdot 15^2} = 0,0466;$$

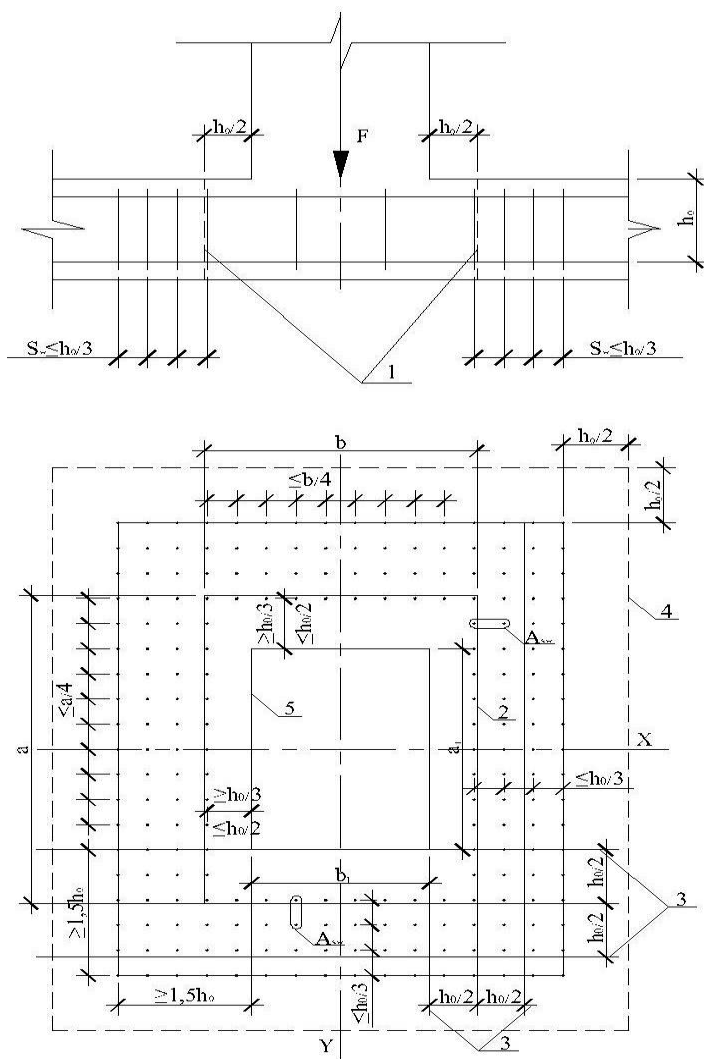


Рис. 23. Схема для расчета железобетонной плиты перекрытия с вертикальной равномерно распределенной поперечной арматурой на продавливание:

- 1 — расчетное поперечное сечение; 2 — контур расчетного поперечного сечения;
- 3 — границы зоны, в пределах которых в расчете учитывается поперечная арматура
- 4 — контур расчетного поперечного сечения без учета в расчете поперечной арматуры;
- 5 — контур площадки приложения нагрузки

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 0,0478;$$

$$A_{sx2} = \frac{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot \xi \cdot h_{0x}}{R_s} = \frac{0,9 \cdot 1,7 \cdot 100 \cdot 0,0478 \cdot 15}{43,5} = 2,52 \text{ см}^2/\text{м}$$

Принимаем Ø12 А500С с шагом 200 мм,  $A_{sx2,ef} = 5,66 \text{ см}^2/\text{м}$

### **Определение площади верхней арматуры, параллельной оси х, для зоны 1 и подбор арматуры по сортаменту**

В соответствии с полученными результатами максимальный изгибающий момент для надколонной зоны 1 равен  $M_{x1,max} = 63,73 \text{ кН}\cdot\text{м}/\text{м}$ .

Определяем требуемое количество растянутой арматуры (без учета сжатой арматуры) при  $h_{0x} = 15 \text{ см}$ :

$$\alpha_m = \frac{M_{x1,max}}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_{0x}^2} = \frac{6373}{0,9 \cdot 1,7 \cdot 100 \cdot 15^2} = 0,185;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 0,206;$$

(можно определить  $\xi$  по таблице, приложение 10);

$$A_{sx1} = \frac{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot \xi \cdot h_{0x}}{R_s} = \frac{0,9 \cdot 1,7 \cdot 100 \cdot 0,206 \cdot 15}{43,5} = 10,87 \text{ см}^2/\text{м}$$

Принимаем Ø12 А500С с шагом 100 мм,  $A_{sx1,ef} = 11,31 \text{ см}^2/\text{м}$ .

### **Определение площади нижней арматуры, параллельной оси х, для зоны 4 и подбор арматуры по сортаменту**

Максимальное значение изгибающего момента  $M_{x4,max}$  в межколонном участке с максимальным положительным изгибающим моментом:

$$M_{x4,max} = 21,17 \text{ кН}\cdot\text{м}/\text{м}$$

Определяем требуемое количество растянутой арматуры:

$$\alpha_m = \frac{M_{x4,max}}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_{0x}^2} = \frac{2117}{0,9 \cdot 1,7 \cdot 100 \cdot 15^2} = 0,0615;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 0,0635;$$

$$A_{sx4} = \frac{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot \xi \cdot h_{0x}}{R_s} = \frac{0,9 \cdot 1,7 \cdot 100 \cdot 0,0635 \cdot 15}{43,5} = 3,35 \text{ см}^2/\text{м}$$

Принимаем Ø12 А500С с шагом 200 мм,  $A_{sx4,ef} = 5,66 \text{ см}^2/\text{м}$ .

### Определение площади нижней арматуры, параллельной оси x, для зоны б и подбор арматуры по сортаменту

Максимальное значение изгибающего момента  $M_{x6,max}$  в пролетном участке:  $M_{x6,max} = 15,48 \text{ кН}\cdot\text{м/м}$ .

Определяем требуемое количество растянутой арматуры.

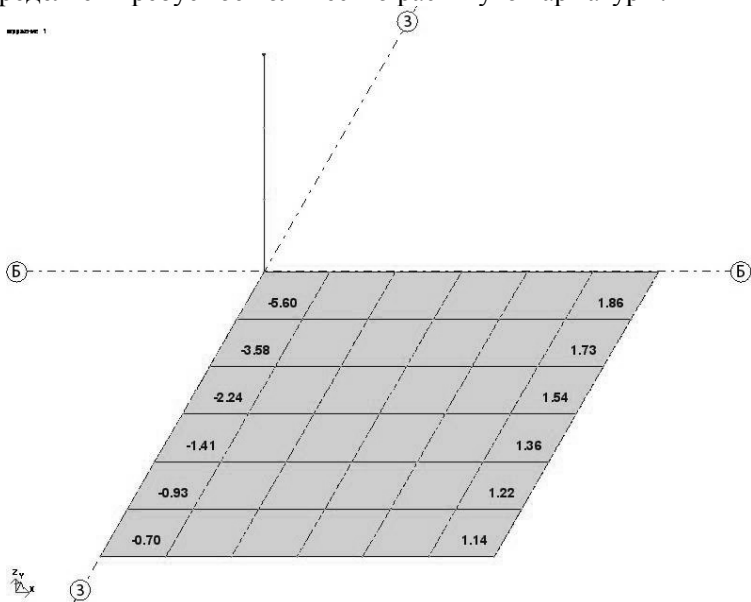


Рис. 24. Значения изгибающих моментов в направлении оси X

Таблица 4

Значения моментов  $M_x$ , кН·м/м,  $M_x = k_x \cdot m_x$  с учетом коэффициента  $k_x = 10,84 \cdot 6,0^2 \cdot 6,3 / 216 = 11,38$  (к рис. 24)

Элементы, расположенные по оси 3	Элементы, расположенные в пролете
$11,38 \cdot (-5,6) = -63,73$	$11,38 \cdot 1,86 = +21,17$
$11,38 \cdot (-3,58) = -40,74$	$11,38 \cdot 1,73 = +19,69$
$11,38 \cdot (-2,24) = -25,49$	$11,38 \cdot 1,54 = +17,53$
$11,38 \cdot (-1,41) = -16,06$	$11,38 \cdot 1,36 = +15,48$
$11,38 \cdot (-0,93) = -10,58$	$11,38 \cdot 1,22 = +13,88$
$11,38 \cdot (-0,7) = -7,97$	$11,38 \cdot 1,14 = +12,97$

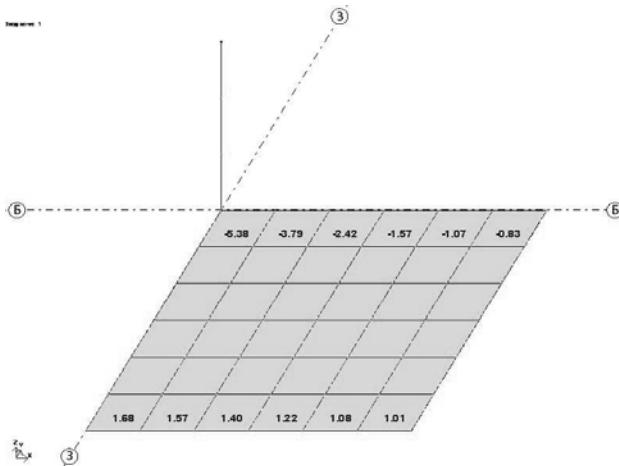
Рис. 25. Значения изгибающих моментов в направлении оси  $Y$ 

Таблица 5

Значения моментов  $M_y$ , кН·м / м,  $M_y = k_y \cdot m_y$  с учетом коэффициента  $k_y = 10,84 \cdot 6,0 \cdot 6,3^2 / 216 = 11,95$  (к рис. 25)

Элементы, расположенные по оси В	Элементы, расположенные в пролете
$11,95 \cdot (-5,38) = -64,29$	$11,95 \cdot 1,68 = +20,08$
$11,95 \cdot (-3,79) = -45,29$	$11,95 \cdot 1,57 = +18,76$
$11,95 \cdot (-2,42) = -28,92$	$11,95 \cdot 1,40 = +16,73$
$11,95 \cdot (-1,57) = -18,76$	$11,95 \cdot 1,22 = +14,58$
$11,95 \cdot (-1,07) = -12,79$	$11,95 \cdot 1,08 = +12,91$
$11,95 \cdot (-0,83) = -9,92$	$11,95 \cdot 1,01 = +12,07$

$$\alpha_m = \frac{M_{x6,max}}{\gamma_{bl} \cdot R_b \cdot b \cdot h_{0x}^2} = \frac{1548}{0,9 \cdot 1,7 \cdot 100 \cdot 15^2} = 0,045;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 0,046;$$

$$A_{sx6} = \frac{\gamma_{bl} \cdot R_b \cdot b \cdot \xi \cdot h_{0x}}{R_s} = \frac{0,9 \cdot 1,7 \cdot 100 \cdot 0,046 \cdot 15}{43,5} = 2,43 \text{ см}^2/\text{м}.$$

Принимаем Ø12 А500С с шагом 200 мм,  $A_{sx6,ef} = 5,66 \text{ см}^2/\text{м}$ .

### **Определение площади верхней арматуры, параллельной оси у, для зоны 1 и подбор арматуры по сортаменту**

В соответствии с полученными результатами максимальное значение момента  $M_{y1,max}$  для надколонной зоны 1 равно:  $M_{y1,max} = 64,29 \text{ кН}\cdot\text{м}/\text{м}$ .

Определяем требуемое количество растянутой арматуры (без учета сжатой арматуры) при  $h_{0y} = 17 \text{ см}$ :

$$\alpha_m = \frac{M_{y1,max}}{\gamma_{bl} \cdot R_b \cdot b \cdot h_{0y}^2} = \frac{6429}{0,9 \cdot 1,7 \cdot 100 \cdot 17^2} = 0,145;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 0,158;$$

$$A_{sy1} = \frac{\gamma_{bl} \cdot R_b \cdot b \cdot \xi \cdot h_{0y}}{R_s} = \frac{0,9 \cdot 1,7 \cdot 100 \cdot 0,158 \cdot 17}{43,5} = 9,45 \text{ см}^2/\text{м}$$

Принимаем Ø12 А500С с шагом 100 мм,  $A_{sy1,ef} = 11,31 \text{ см}^2/\text{м}$ .

### **Определение площади верхней арматуры, параллельной оси у, для зоны 3 и подбор арматуры по сортаменту**

Максимальное значение изгибающего момента  $M_{y3,max}$  в межколонном участке:  $M_{y3,max} = 18,76 \text{ кН}\cdot\text{м}/\text{м}$ .

Определяем требуемое количество растянутой арматуры (без учета сжатой арматуры) при  $h_{0y} = 17$  см:

$$\alpha_m = \frac{M_{y3,max}}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_{0y}^2} = \frac{1876}{0,9 \cdot 1,7 \cdot 100 \cdot 17^2} = 0,0424;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 0,0433;$$

$$A_{sy3} = \frac{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot \xi \cdot h_{0y}}{R_s} = \frac{0,9 \cdot 1,7 \cdot 100 \cdot 0,0433 \cdot 17}{43,5} = 2,59 \text{ см}^2/\text{м}$$

Принимаем Ø12 А500С с шагом 200 мм,  $A_{sy3,ef} = 5,66 \text{ см}^2/\text{м}$ .

**Определение площади нижней арматуры, параллельной оси у, для зоны 5 и подбор арматуры по сортаменту**

Максимальное значение изгибающего момента  $M_{y5,max}$  в межколонном участке:  $M_{y5,max} = 20,08 \text{ кН}\cdot\text{м/м}$ .

Определяем требуемое количество растянутой арматуры (без учета сжатой арматуры) при  $h_{0y} = 17$  см:

$$\alpha_m = \frac{M_{y5,max}}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_{0y}^2} = \frac{2008}{0,9 \cdot 1,7 \cdot 100 \cdot 17^2} = 0,045;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 0,0465;$$

$$A_{sy5} = \frac{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot \xi \cdot h_{0y}}{R_s} = \frac{0,9 \cdot 1,7 \cdot 100 \cdot 0,0465 \cdot 17}{43,5} = 2,78 \text{ см}^2/\text{м}$$

Принимаем Ø12 А500С с шагом 200 мм,  $A_{sy5,ef} = 5,66 \text{ см}^2/\text{м}$ .

**Определение площади нижней арматуры, параллельной оси у, для зоны 6 и подбор арматуры по сортаменту**

Максимальное значение изгибающего момента  $M_{y6,max}$  в пролетном участке:  $M_{y6,max} = 14,58 \text{ кН}\cdot\text{м/м}$ .



Определяем требуемое количество растянутой арматуры (без учета сжатой арматуры) при  $h_{0y} = 17$  см:

$$\alpha_m = \frac{M_{y6,max}}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_{0y}^2} = \frac{1458}{0,9 \cdot 1,7 \cdot 100 \cdot 17^2} = 0,033;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 0,0335;$$

$$A_{sy6} = \frac{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot \xi \cdot h_{0y}}{R_s} = \frac{0,9 \cdot 1,7 \cdot 100 \cdot 0,0335 \cdot 17}{43,5} = 2,00 \text{ см}^2/\text{м}.$$

Принимаем  $\emptyset 12$  А500С с шагом 200 мм,  $A_{sy6,ef} = 5,66 \text{ см}^2/\text{м}$ .

Таблица 6

### Результаты расчетов

#### Расчет арматуры параллельной оси X

Расчетная зона	$M_{xi}$ , кН·м/м	$\alpha_m$	$\xi$	$A_{sx}$ , см <sup>2</sup> /м	Принятое армирование
зона 1	- 63,73	0,185	0,206	10,87	$\emptyset 12$ шаг 100, $A_{sx} = 11,31 \text{ см}^2/\text{м}$
зона 2	- 16,06	0,0466	0,0478	2,52	$\emptyset 12$ шаг 200, $A_{sx} = 5,66 \text{ см}^2/\text{м}$
зона 4	+ 21,17	0,0615	0,0685	3,35	$\emptyset 12$ шаг 200, $A_{sx} = 5,66 \text{ см}^2/\text{м}$
зона 6	+ 15,48	0,045	0,046	2,43	$\emptyset 12$ шаг 200, $A_{sx} = 5,66 \text{ см}^2/\text{м}$

#### Расчет арматуры параллельной оси Y

Расчетная зона	$M_{yi}$ , кН·м/м	$\alpha_m$	$\xi$	$A_{sy}$ , см <sup>2</sup> /м	Принятое армирование
зона 1	- 64,29	0,145	0,158	9,45	$\emptyset 12$ шаг 100, $A_{sy} = 11,31 \text{ см}^2/\text{м}$
зона 3	- 18,76	0,0424	0,0433	2,59	$\emptyset 12$ шаг 200, $A_{sy} = 5,66 \text{ см}^2/\text{м}$
зона 5	+ 20,08	0,045	0,0465	2,78	$\emptyset 12$ шаг 200, $A_{sy} = 5,66 \text{ см}^2/\text{м}$
зона 6	+ 14,58	0,033	0,0335	2,00	$\emptyset 12$ шаг 200, $A_{sy} = 5,66 \text{ см}^2/\text{м}$

Стр. номер 1

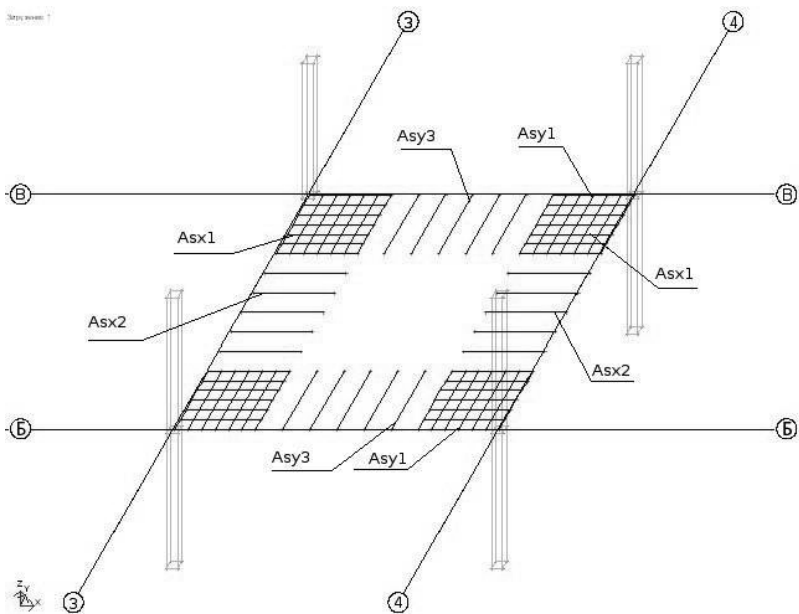


Рис. 26. Схема верхнего армирования

Стр. номер 1

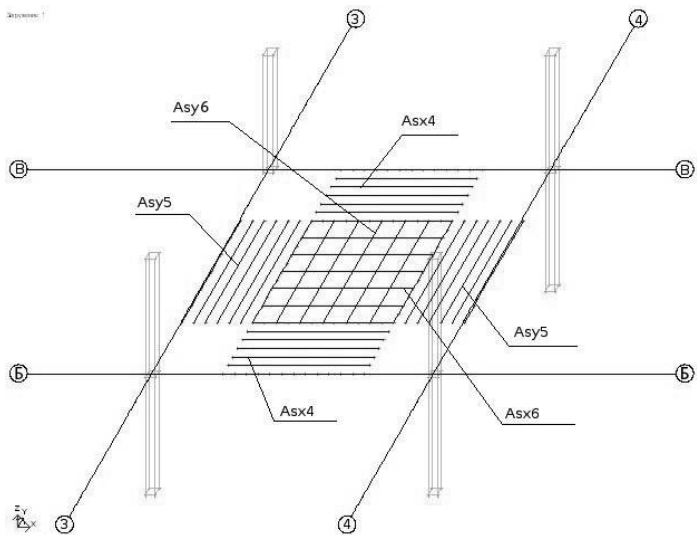


Рис. 27. Схема нижнего армирования

Аналогично необходимо выполнить расчет для всех конструктивных ячеек здания, затем назначить армирование для перекрытия в целом с учетом унификации используемых диаметров, ограничив их количество.

Результаты расчетов сведены в табл. 6. Схемы армирования верхней и нижней арматурой показаны на рис. 26, 27, арматура Ø12 А500С подобрана с запасом. Из опыта проектирования в перекрытиях не рекомендуется использовать арматуру диаметром меньше 12 мм. Армирование перекрытия отдельными стержнями приведено на рис. 29, 30, 31 (с учетом дальнейшего расчета по раскрытию трещин).

## 2.4. РАСЧЕТ ПЕРЕКРЫТИЯ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ВТОРОЙ ГРУППЫ

### Расчет по образованию трещин

Рассмотрено расчетное сечение в зоне 1, в котором действует максимальный момент от расчетных нагрузок  $M_y(q) = 63,73$  кН·м/м. В расчетах трещиностойкости ширину расчетного сечения принимали равной шагу сетки конечных элементов  $b=S_x=0,5$  м, при этом значение момента от полной нормативной нагрузки  $q_n=9,39$  кН/м<sup>2</sup> вычислили по формуле:

$$M_y(q_n) = \gamma_n \cdot M_y(q) \cdot (q_n/q) \cdot S_x = 1,0 \cdot 63,73 \cdot (9,39 / 10,84) \cdot 0,5 = 27,6 \text{ (кН}\cdot\text{м)}$$

Момент образования трещин равен:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W = 1,75 \cdot 10^3 \cdot 0,00333 = 5,82 \text{ кН}\cdot\text{м/м,}$$

где  $W = b \cdot h^2/6 = 0,5 \cdot 0,2^2/6 = 0,00333$  м<sup>3</sup> – момент сопротивления расчетного сечения, в запас надежности определенный без учета арматуры и неупругих деформаций растянутого бетона;

$b = 0,5$  м – ширина расчетного сечения;

$h = 0,2$  м – толщина плиты перекрытия.

Так как  $M_{y,max}(q_n) = 27,6$  кН·м  $>$   $M_{crc} = 5,82$  кН·м, трещины в расчетном сечении образуются, необходимо выполнить расчет по раскрытию трещин.

## Расчет по раскрытию трещин

Ширину раскрытия трещин  $a_{crc}$  определили по формуле (8.128) с учетом рекомендаций п.п. 8.2.15...8.2.17 [2]:

$$a_{crc} = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \psi_s \cdot (\sigma_s / E_s) \cdot l_s,$$

где  $\varphi_1$  — коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки, принимаемый равным  $\varphi_1 = 1,0$  при непродолжительном действии нагрузки и  $\varphi_1 = 1,4$  при продолжительном действии нагрузки;

$\varphi_2$  — коэффициент, учитывающий профиль продольной арматуры, для арматуры периодического профиля  $\varphi_2 = 0,5$ ;

$\varphi_3$  — коэффициент, учитывающий характер нагружения, для изгибаемых элементов  $\varphi_3 = 1,0$ ;

$\psi_s$  — коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами; принимая при вычислении  $\psi_s$  в запас надежности момент от полной нормативной нагрузки  $M_y(q_n) = 27,6$  кН·м получили:

$$\psi_s = 1 - 0,8 \cdot M_{crc} / M_y(q_n) = 1 - 0,8 \cdot 5,24 / 27,6 = 0,848$$

$\sigma_s = M / (z_s \cdot A_s)$  — напряжения в растянутой арматуре;

$z_s \approx 0,7 \cdot h_{0y} = 0,7 \cdot 0,17 = 0,12$  м — плечо внутренней пары;

$E_s = 2 \cdot 10^5$  МПа =  $20 \cdot 10^3$  кН/см<sup>2</sup> — модуль упругости арматуры;

$l_s$  — базовое расстояние между трещинами; по п. 8.2.17 [3] значение  $l_s$  следует принимать не более  $40 \cdot d_s = 40 \cdot 0,012 = 0,48$  м и  $0,40$  м;

$l_s = 0,5 \cdot (A_{bt} / A_s) \cdot d_s = 0,5 \cdot (500 / 5,655) \cdot 0,012 = 0,53$  м, принято  $l_s = 0,40$  м;

$A_{bt}$  — площадь сечения растянутого бетона; в первом приближении приняли  $A_{bt} \approx b \cdot h / 2 = 0,5 \cdot 0,2 / 2 = 0,05$  м<sup>2</sup> =  $500$  см<sup>2</sup>;

$A_s = 11,31 \cdot S_x = 11,31 \cdot 0,5 = 5,655$  см<sup>2</sup> — площадь сечения растянутой арматуры в пределах ширины расчетного сечения, равного шагу сетки конечных элементов.

$$a_{crc} = \varphi_1 \cdot 0,5 \cdot 1,0 \cdot 0,848 \cdot (\sigma_s / 20 \cdot 10^3) \cdot 0,4 = 0,00848 \cdot \varphi_1 \cdot \sigma_s.$$

Ширину продолжительного раскрытия трещин  $a_{crc,1}$  при действии постоянных и временных длительных нагрузок  $q_{n,lon} = 7,34 \text{ кН/м}^2$  определили с учетом соответствующих параметров:  $\varphi_1 = 1,4$ ;

$M_y(q_{n,lon}) = \gamma_n \cdot M_y(q_n) \cdot (q_{n,lon} / q_n) = 1,0 \cdot 27,6 \cdot (7,34 / 9,39) = 21,63 \text{ кН}\cdot\text{м}$ ;

$\sigma_s = M_y(q_{n,lon}) / (z_s \cdot A_s) = 21,63 / (0,12 \cdot 5,655) = 31,88 \text{ кН} / \text{см}^2$ ;

$a_{crc,1} = \varphi_1 \cdot \sigma_s \cdot 0,00848 = 1,4 \cdot 31,88 \cdot 0,00848 = 0,378 \text{ мм}$ .

Так как  $a_{crc,1} = 0,378 \text{ мм} > a_{crc,ult} = 0,3 \text{ мм}$ , то ширина раскрытия трещин не удовлетворяет требованиям норм из условия обеспечения сохранности арматуры.

Поэтому увеличиваем площадь арматуры на опоре за счет установки дополнительной арматуры  $\text{Ø}16 \text{ A500C}$  с шагом 200 мм (рис. 28).

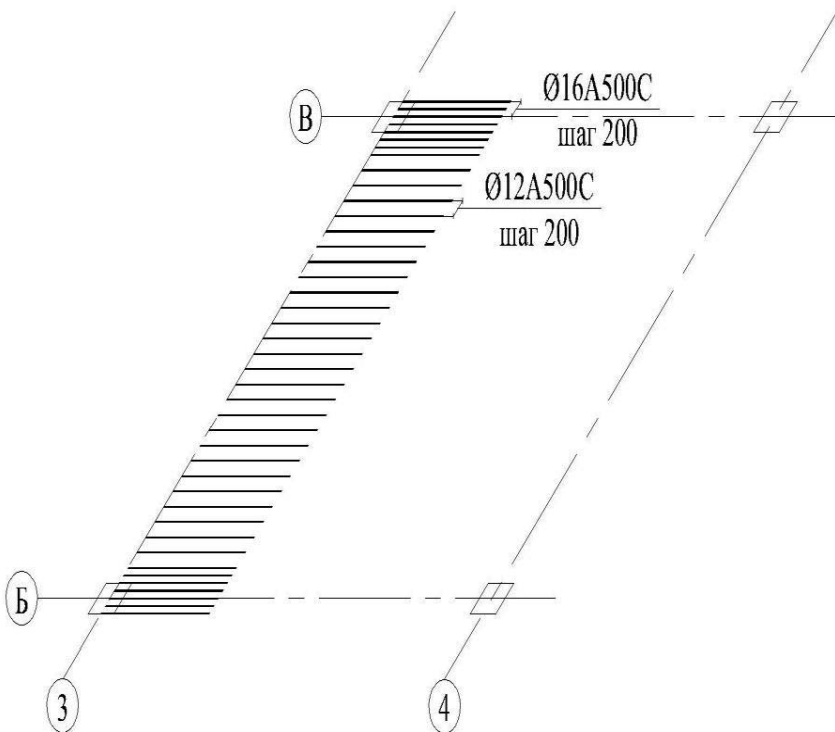


Рис. 28. План раскладки дополнительной арматуры на опорах

Выполняем перерасчет ширины раскрытия трещин. Площадь арматуры на 1 погонный метр равна:  $A_{s(5012)} + A_{s(5016)} = 5,66 + 10,06 = 15,72 \text{ см}^2$ .

$l_s = 0,5 \cdot (A_{bt}/A_s) \cdot d_s = 0,5 \cdot (500/7,86) \cdot 0,016 = 0,5089 \text{ м}$ , принято  $l_s = 0,40 \text{ м}$ ,

$A_{bt}$  — площадь сечения растянутого бетона; в первом приближении приняли  $A_{bt} \approx b \cdot h / 2 = 0,5 \cdot 0,2 / 2 = 0,05 \text{ м}^2 = 500 \text{ см}^2$ ;

$A_s = 15,72 \cdot S_x = 15,72 \cdot 0,5 = 7,86 \text{ см}^2$  — площадь сечения растянутой арматуры в пределах ширины расчетного сечения, равного шагу сетки конечных элементов;

$$\sigma_s = M_y(q_{n,lon}) / (z_s \cdot A_s) = 21,63 / (0,12 \cdot 7,86) = 22,93 \text{ кН} / \text{см}^2;$$

$$a_{crc,1} = \varphi_1 \cdot \sigma_s \cdot 0,00848 = 1,4 \cdot 22,93 \cdot 0,00848 = 0,272 \text{ мм}.$$

Так как  $a_{crc,1} = 0,272 \text{ мм} < a_{crc,ult} = 0,3 \text{ мм}$ , то ширина раскрытия трещин удовлетворяет требованиям норм из условия обеспечения сохранности арматуры.

Аналогично необходимо проверить ширину раскрытия трещин во всех зонах плиты перекрытия и при необходимости изменить площадь рабочей арматуры.

Поскольку постоянные и временные длительные нагрузки составляют около 90 % от полных нагрузок, определять ширину непродолжительного раскрытия трещин нет необходимости.

### Расчет по деформациям

Вертикальные перемещения  $f(q_{n,lon})$  центрального узла конструктивной ячейки в осях Б-В / 3-4 от действия длительной части нормативной нагрузки  $q_{n,lon} = 7,34 \text{ кН/м}^2$  определили, используя деформации перекрытия от действия вертикальной единичной нагрузки и вертикальные перемещения центрального узла конструктивной ячейки, приведенные в таблице приложения 12:

$$f(q_{n,lon}) = q_{n,lon} \cdot f^* = 7,34 \cdot 1,804 \approx 13,2 \text{ мм},$$

где  $f^* = 1,804 \text{ мм}$  – перемещения данного узла от нагрузки  $q = 1 \text{ кН/м}^2$ .

Предельный прогиб по п. 2 таблице Е.1 [1] при пролете, равном расстоянию между колоннами по диагонали  $L_d = 8,7 \text{ м}$ , составляет  $f_{ult} = L_d / 222 = 8700/222 = 39 \text{ мм}$ . Поскольку  $f_n = 13,2 \text{ мм} < f_{ult} = 39 \text{ мм}$ , жесткость перекрытия удовлетворяет требованиям норм.

## Верхнее армирование плиты перекрытия

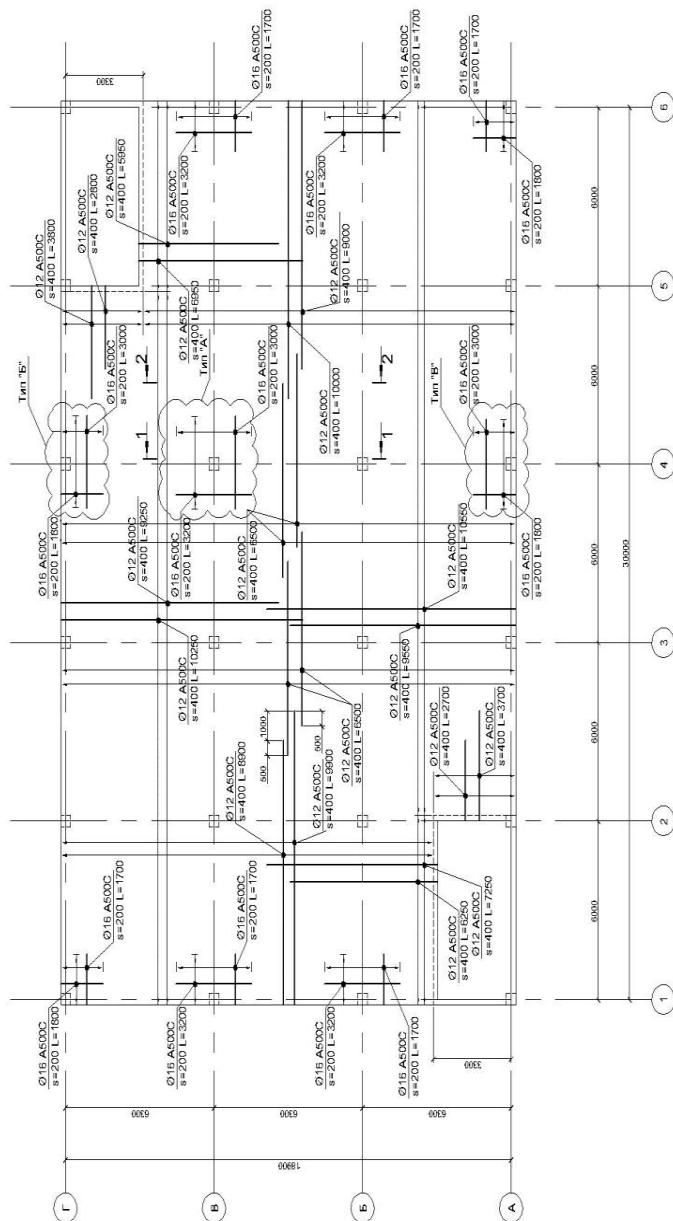


Рис. 29. Схема верхнего армирования плиты перекрытия отдельными стержнями

## Нижнее армирование плиты перекрытия

1. Дополнительное армирование надколонных зон плиты в осях Б-В/2-5 выполнять по типу «А»;
2. Дополнительное армирование надколонных зон плиты в осях Г/1-4 выполнять по типу «Б»;
3. Дополнительное армирование надколонных зон плиты в осях А/3-5 выполнять по типу «В»;
4. Дополнительное армирование, перпендикулярное стенам лестничных клеток  $\varnothing 12$  А500С с шагом 200 мм, условно

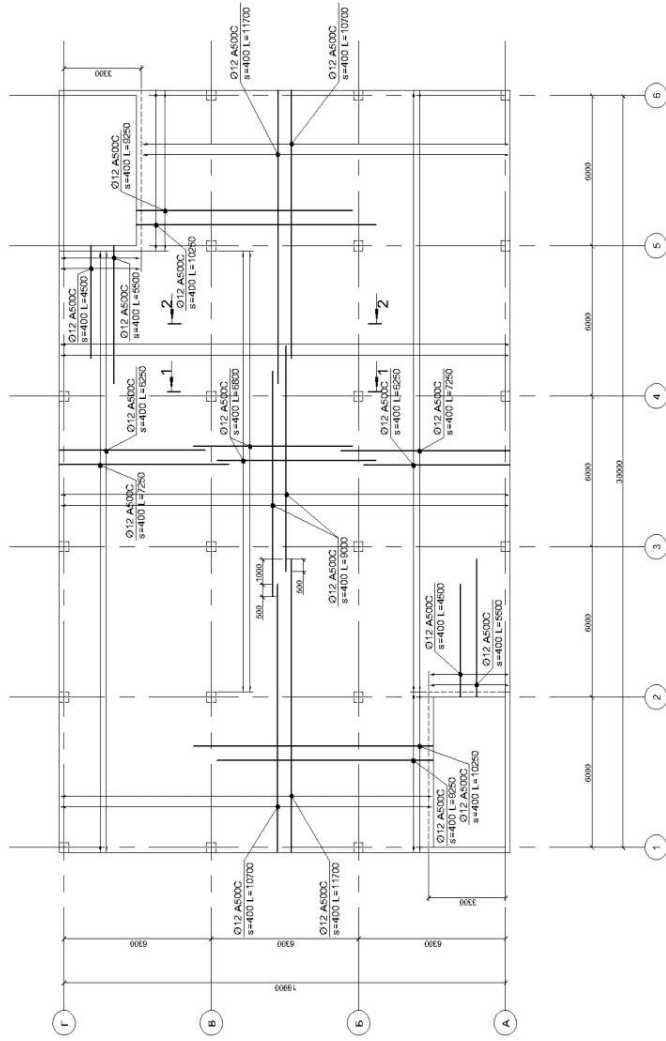


Рис. 30. Схема нижнего армирования плиты перекрытия отдельными стержнями



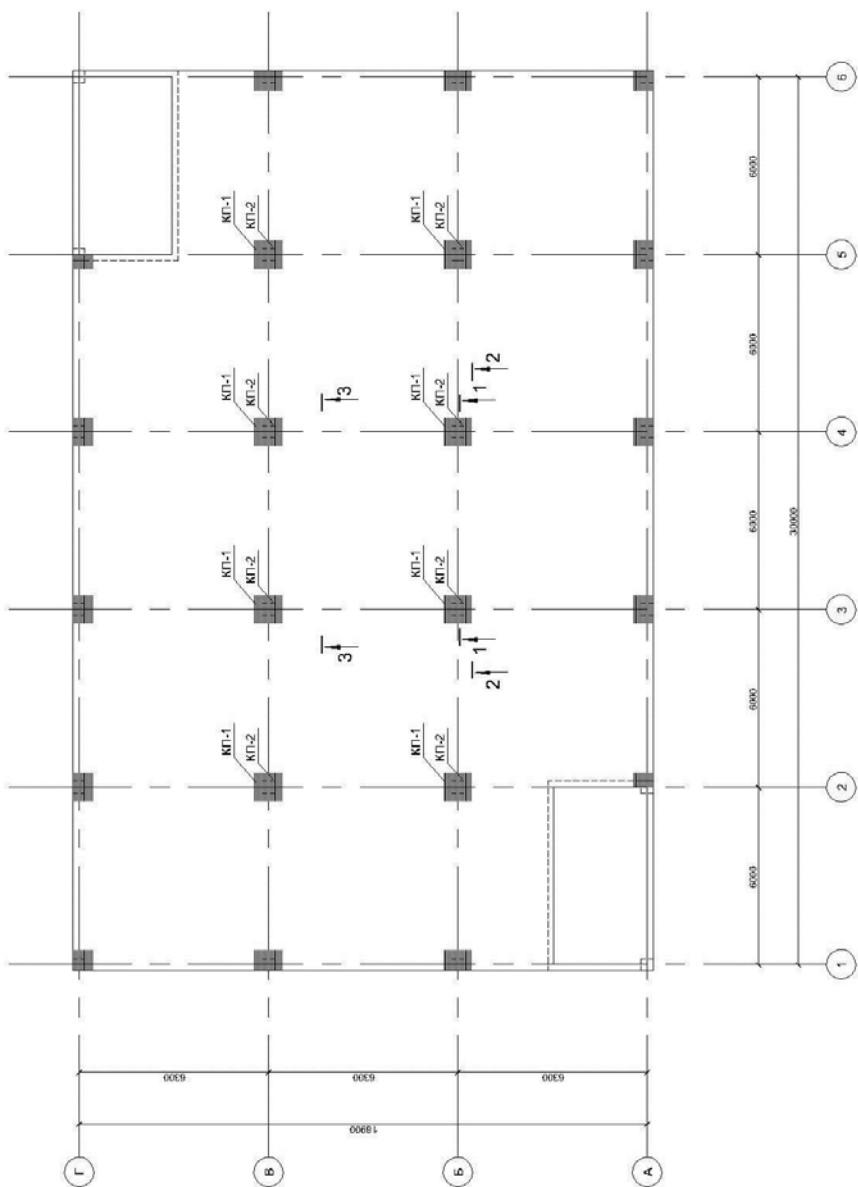


Рис. 31. Дополнительное армирование плиты перекрытия в зонах продавливания

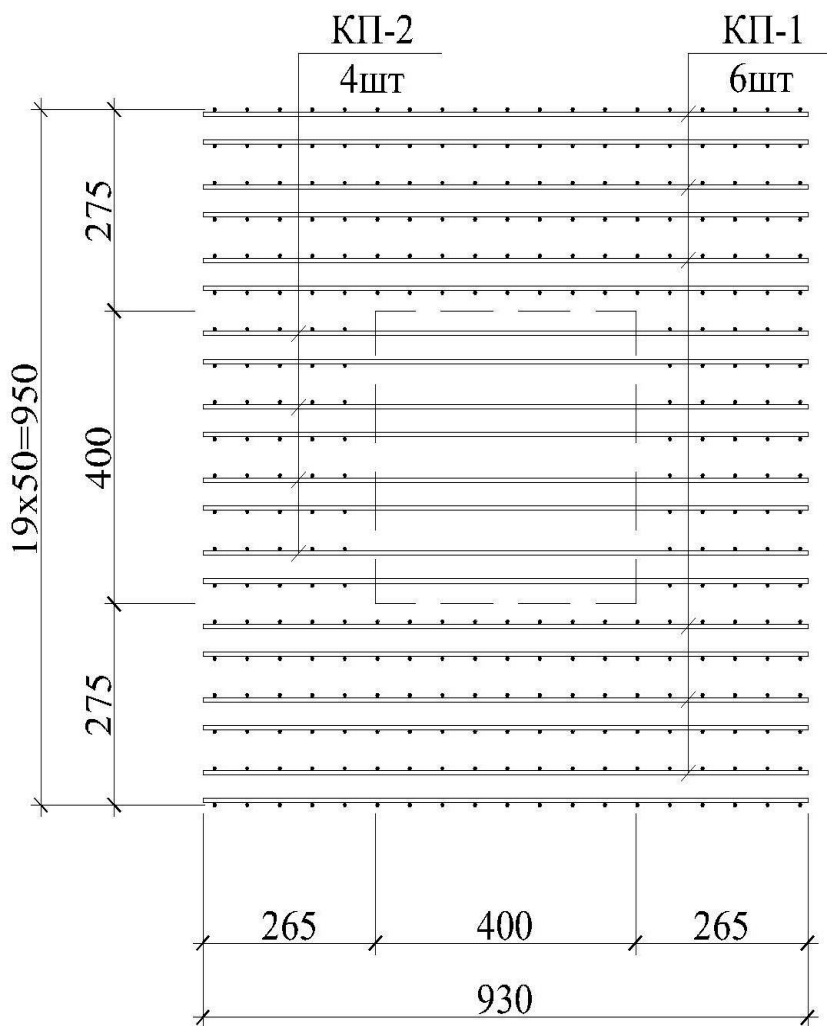


Рис. 32. Фрагмент дополнительного армирования плиты перекрытия в зоне продавливания

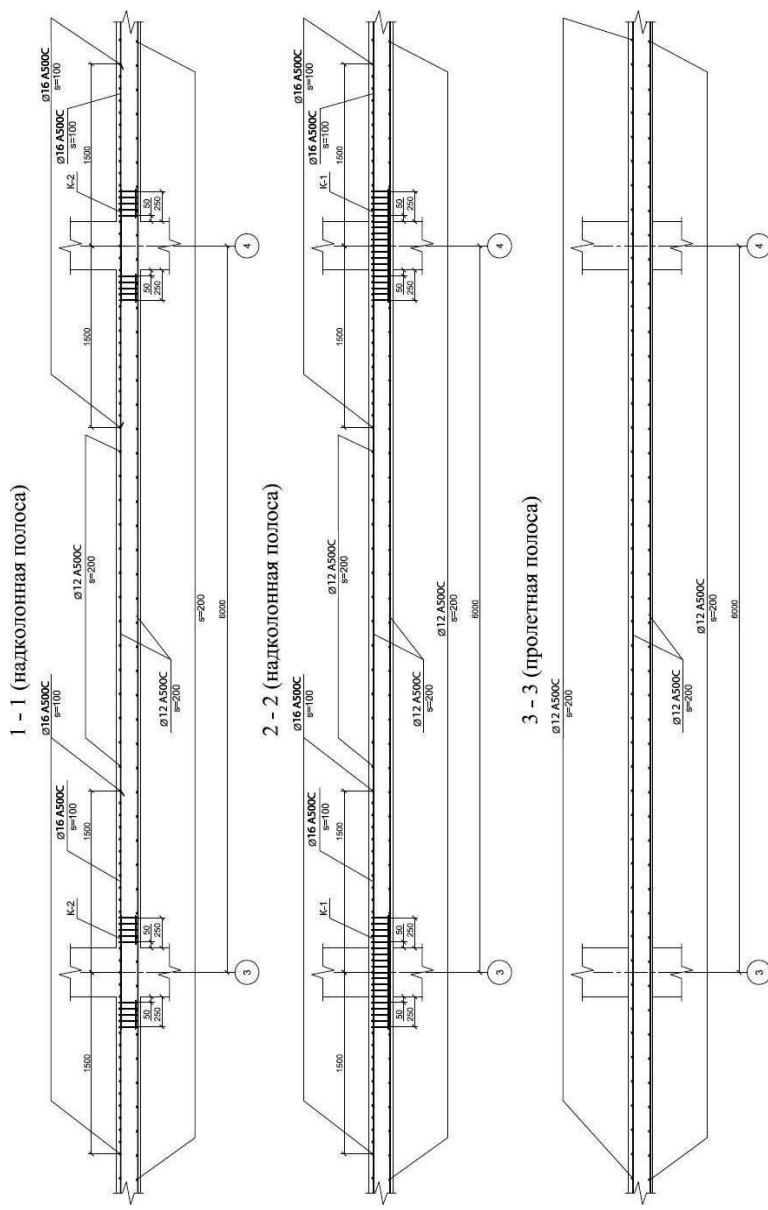
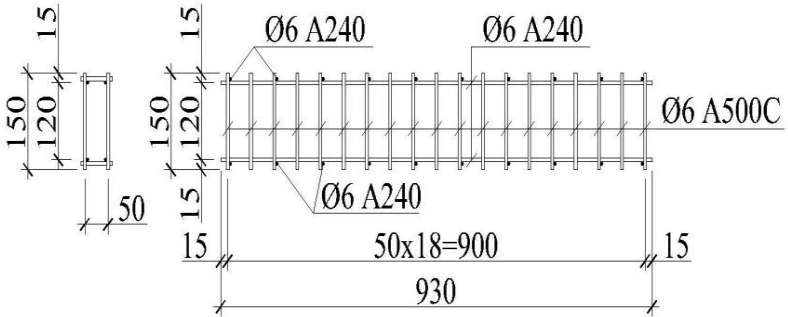


Рис. 33. Армирование плиты перекрытия в осях 3-4

## КП-1



## КП-2

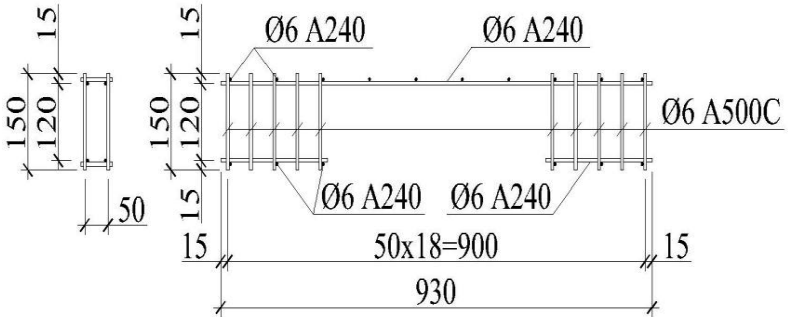


Рис. 34. Общий вид каркасов дополнительного армирования плиты перекрытия в зонах продавливания

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СП 20.13330. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\*. М., 2011. 80 с.
2. СП 63.13330. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-101-2003. М., 2012. 156 с.
3. СП 52-103-2007. Железобетонные монолитные конструкции зданий. М., 2007. 18 с.
4. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003). М., 2005. 214 с.
5. *Паньшин, Л.Л.* Методические указания по расчету монолитного безбалочного перекрытия / Л.Л. Паньшин, А.Ю. Родина, Н.А. Беликов. М. : МГСУ, 2011. 34 с.
6. *Байков, В.Н.* Железобетонные конструкции. Общий курс : учебник для вузов / В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. М. : Стройиздат, 1991. 767 с.
7. ГОСТ Р 54257-2010. Надежность строительных конструкций и оснований.
8. *Головин, Н.Г.* Проектирование несущих конструкций многоэтажного каркасного здания / Н.Г. Головин, А.И. Плотников, А.Ю. Родина, М.А. Мухин. М. : МГСУ, 2014. 68 с.

## ПРИЛОЖЕНИЯ

### Приложение 1

#### Предельно допустимая ширина раскрытия трещин – $a_{crc,ult}$ из условия обеспечения сохранности арматуры

Для элементов, к которым не предъявляются требования непроницаемости, значения  $a_{crc,ult}$  принимают равными:

При арматуре классов	При продолжительном раскрытии трещин, мм	При непродолжительном раскрытии трещин, мм
A240-A600 B500	0,3	0,4

### Приложение 2

#### Нормативные сопротивления бетона $R_{b,n}$ и $R_{bt,n}$

Вид сопротивления	Нормативные сопротивления бетона $R_{b,n}$ и $R_{bt,n}$ ; расчетные значения сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$ , МПа, при классе бетона по прочности на сжатие										
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое (призменная прочность) $R_{b,n}$ и $R_{b,ser}$	7,5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	32,0	36,0	39,5	43,0
Растяжение осевое $R_{bt,n}$ , $R_{bt,ser}$	0,85	1,10	1,35	1,55	1,75	1,95	2,10	2,25	2,45	2,60	2,75

**Расчетные сопротивления бетона  $R_b$  и  $R_{bt}$**

Вид сопротивления	Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы $R_b$ и $R_{bt}$ , МПа, при классе бетона по прочности на сжатие										
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое (призменная прочность), $R_b$	6,0	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0	33,0
Растяжение осевое, $R_{bt}$	0,56	0,75	0,90	1,05	1,15	1,30	1,40	1,50	1,60	1,70	1,80

*Примечание.* Полностью таблицы нормативных и расчетных сопротивлений бетона см. [2]

**Значения начального модуля упругости бетона  $E_b$**

**Значение начального модуля упругости бетона при сжатии и растяжении  $E_b \cdot 10^{-3}$ , МПа, при классе бетона по прочности на сжатие и растяжении на сжатие**

B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
19,0	24,0	27,5	30,0	32,5	34,5	36,0	37,0	38,0	39,0	39,5

**Нормативные значения сопротивления арматуры растяжению  $R_{s,n}$**

<b>Арматура классов</b>	<b>Номинальный диаметр арматуры, мм</b>	<b>Нормативные значения сопротивления растяжению <math>R_{s,n}</math> и расчетные значения сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы <math>R_{s,ser}</math>, МПа</b>
A240	6—40	240
A400	6—40	400
A500	10—40	500
A540	20—40	540
A600	10—40	600
A800	10—32	800
A1000	10—32	1000
B500	3—12	500
Bp500	3—5	500
Bp1200	8	1200
Bp1300	7	1300
Bp1400	4; 5; 6	1400
Bp1500	3	1500
Bp1600	3—5	1600
K1400(K-7)	15	1400
K1500(K-7)	6; 9; 12	1500



Арматура классов	Номинальный диаметр арматуры, мм	Нормативные значения сопротивления растяжению $R_{s,л}$ и расчетные значения сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы $R_{s,ср}$ , МПа
K1500(K-19)	14	1500
K1600	6; 9; 12; 15	1600
K1700	6—9	1700

## Приложение 6

**Расчетные значения сопротивления арматуры растяжению  $R_s$  и сжатию  $R_{сж}$**

Арматура классов	Расчетные значения сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа		Арматура классов	Расчетные значения сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа	
	растяжению $R_s$	сжатию $R_{сж}$		растяжению $R_s$	сжатию $R_{сж}$
A240	210	215	Bp1300	1130	500
A400	350	350	Bp1400	1215	500
A500	435	435	Bp1500	1300	500
A600	520	470	Bp1600	1390	500
A800	695	500	K1400	1170	500
A1000	830	500	K1500	1250	500

Арматура классов	Расчетные значения сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа		Арматура классов	Расчетные значения сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа	
	растяжению $R_s$	сжатию $R_{sc}$		растяжению $R_s$	сжатию $R_{sc}$
B500	435	415	K1600	1390	500
Bp500	415	390	K1700	1475	500
Bp1200	1000	500			

*Примечание.* Значения  $R_s$  в скобках используют только при расчете на кратковременное действие нагрузки.

## Приложение 7

Расчетные сопротивления поперечной арматуры  $R_{sw}$ 

Класс арматуры	A240	A400	A500	B500
Расчетное сопротивление поперечной арматуры $R_{sw}$ , МПа	170	280	300	300

## Приложение 8

Значения модуля упругости арматуры  $E_s$ 

Класс арматуры	Значения модуля упругости $E_s$ , МПа
Арматура всех классов, кроме канатной	200000
Канатная арматура классов K1400; K1500; K1600;	195000

**Расчетные площади поперечных сечений и масса арматуры, сортament горячекатаной стержневой арматуры периодического профиля, обыкновенной и высокопрочной арматурной проволоки**

Диаметр, мм	Расчетные площади поперечных сечений, см <sup>2</sup> , при числе стержней										Масса кг/м	Диаметр, мм	Сортament горячекатаной стержневой арматуры периодического профиля из стали класса								Сортament арматурной проволоки							
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			A240	A400	A500	A600	A800	A1000	B500	Bр 500	Bр 1200	Bр 1300	Bр 1400	Bр 1500	Bр 1600			
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,36	0,43	0,50	0,57	0,64	0,71	0,052	3	-	-	-	-	-	X	-	-	-	X	-	X				
4	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,092	4	-	-	-	-	-	X	-	-	-	X	-	X				
5	0,196	0,39	0,59	0,78	0,98	1,18	1,37	1,57	1,76	1,96	0,144	5	-	-	-	-	-	X	-	-	-	X	-	X				
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222	6	X	X	X	-	-	-	-	-	-	X	-	-				
7	0,385	0,77	1,16	1,54	1,93	2,31	2,69	3,08	3,47	3,85	0,302	7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	X	-	-				
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,52	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395	8	X	X	X	-	-	-	-	-	-	X	-	-				
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	6,36	0,499	9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	X	-	-				
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85	0,617	10	X	X	X	X	X	X	-	-	-	-	-	-				
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,66	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888	12	X	X	X	X	X	X	-	-	-	-	-	-				
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,70	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39	1,208	14	X	X	X	X	X	X	-	-	-	-	-	-				
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,06	12,07	14,08	16,09	18,10	20,11	1,578	16	X	X	X	X	X	X	-	-	-	-	-	-				
18	2,545	5,09	7,64	10,18	12,73	15,27	17,82	20,36	22,91	25,45	1,998	18	X	X	X	X	X	X	-	-	-	-	-	-				
20	3,142	6,28	9,43	12,57	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	2,466	20	X	X	X	X	X	X	-	-	-	-	-	-				
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,01	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	2,984	22	X	X	X	X	X	X	-	-	-	-	-	-				
25	4,909	9,82	14,73	19,64	24,55	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09	3,853	25	X	X	X	X	X	X	-	-	-	-	-	-				
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,11	49,26	55,42	61,58	4,834	28	X	X	X	X	X	X	-	-	-	-	-	-				
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,29	64,34	72,38	80,42	6,313	32	X	X	X	X	X	X	-	-	-	-	-	-				
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,90	61,08	71,26	81,44	91,62	101,80	7,990	36	X	X	X	X	X	X	-	-	-	-	-	-				
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,80	75,36	87,92	100,40	112,96	125,60	9,870	40	X	X	X	X	X	X	-	-	-	-	-	-				

Выборка из сортамента сварных сеток по ГОСТ 8478–81\*

Марка сетки	d, мм, класс проволоки или стержня		Расстояние, мм, по осям между стержнями		Площадь сечения арматуры на 1м, см <sup>2</sup>		Ширина сетки, В, мм	Свобод. концы поперечн. стержней, мм	Масса 1 п.м. сетки, кг
	продольной, d <sub>l</sub>	поперечной, d <sub>z</sub>	продольной, d <sub>l</sub>	поперечной, d <sub>z</sub>	продольной	поперечной			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$\frac{4B500-200}{4B500-300}$	4B500	4B500	200	300	0,628	0,38	1290	45	1,128
$\frac{4B500-100}{3B500-200}$	4B500	3B500	100	200	1,26	0,353	2940	20	3,07
$\frac{4B500-100}{4B500-200}$	4B500	4B500	100	200	1,26	0,628	2940	20	3,22
$\frac{4B500-200}{6A400-150}$	4B500	6A400	200	150	0,628	1,98	2660	30	2,842
$\frac{5B500-200}{5B500-150}$	5B500	5B500	200	150	0,982	1,37	3030	15	3,312
$\frac{5B500-200}{6A400-150}$	5B500	6A400	200	150	0,982	1,98	3030	15	3,858
$\frac{4B500-200}{8A400-150}$	4B500	8A400	200	150	0,628	3,52	3030	15	4,237
$\frac{5B500-200}{5B500-150}$	5B500	5B500	200	150	0,982	1,37	3260	30	3,456

Марка сетки	d, мм, класс проволоки или стержня		Расстояние, мм, по осям между стержнями		Площадь сечения арматуры на 1м, см <sup>2</sup>		Ширина сетки, В, мм	Свобод. концы поперечи, стержней, мм	Масса 1 п.м. сетки, кг
	д <sub>т</sub>	д <sub>р</sub>	д <sub>т</sub>	д <sub>р</sub>	д <sub>т</sub>	д <sub>р</sub>			
							2	3	4
I	4Б500 - 200	8А400	200	150	0,628	3,52	3260	30	4,324
	8А400 - 150								
	5Б500 - 200	6А400	200	150	0,982	1,98	3260	30	4,002
	6А400 - 150								
	5Б500 - 200	8А400	200	150	0,982	3,52	3630	15	5,501
	8А400 - 150								
	5Б500 - 100	5Б500	100	100	1,96	1,96	1040	20	3,024
	1040 - 20								
	5Б500 - 100	5Б500	100	100	1,96	1,96	1280	40	3,312
	1280 - 40								
	5Б500 - 100	5Б500	100	50	1,96	3,92	1280	40	4,752
	1280 - 50								
	4Б500 - 200	6А400	200	200	0,628	1,41	1290	45	1,884
	1290 - 45								
	4Б500 - 200	8А400	200	200	0,628	2,51	1290	45	2,922
	1440 - 20								
4Б500 - 200	4Б500	200	200	0,628	0,628	1440	20	1,288	
1440 - 20									
4Б500 - 200	5Б500	200	200	0,628	0,928	1440	20	1,6	
1440 - 20									

**Выборка из сортамента сварных сеток по ГОСТ 8478–81\***

Сетки маркируются следующим образом:

$$\frac{d_1 \text{ класс продольной арматуры} - s_1}{d_2 \text{ клас поперечной арматуры} - s_2} B \times L \frac{c_1 + c_2}{k},$$

где  $d_1$  — диаметр продольной арматуры;

$d_2$  — диаметр поперечной арматуры;

$s_1$  — шаг продольных стержней;

$s_2$  — шаг поперечных стержней;

$B$  — ширина сетки;

$L$  — длина сетки;

$c_1, c_2$  — длина свободных концов продольных стержней;

(если  $c_{1m} = c_2$ , то в обозначении оставляют только  $c_1$ );

$k$  — длина свободных концов поперечных стержней.

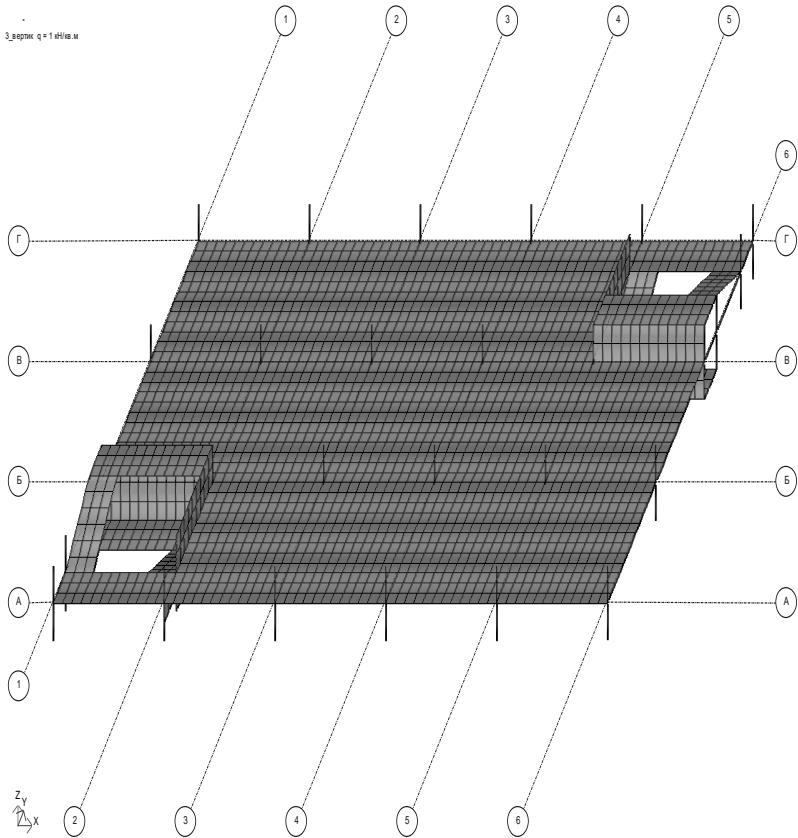
*Приложение 11*

**Соотношения между диаметрами свариваемых стержней и минимальные расстояния между стержнями в сварных сетках и каркасах, изготавливаемых с помощью контактной точечной сварки**

Диаметр стержня одного направления; мм	3	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40
Наименьший допустимый диаметр стержня другого направления, мм	3	3	3	3	3	4	4	5	5	6	8	8	8	10	10
Наименьшее допустимое расстояние между осями стержней одного направления, мм	50	50	75	75	75	75	75	100	100	100	150	150	150	150	200
То же, продольных стержней при двухрядном их расположении, мм	—	30	30	30	40	40	40	40	50	50	50	60	70	80	80

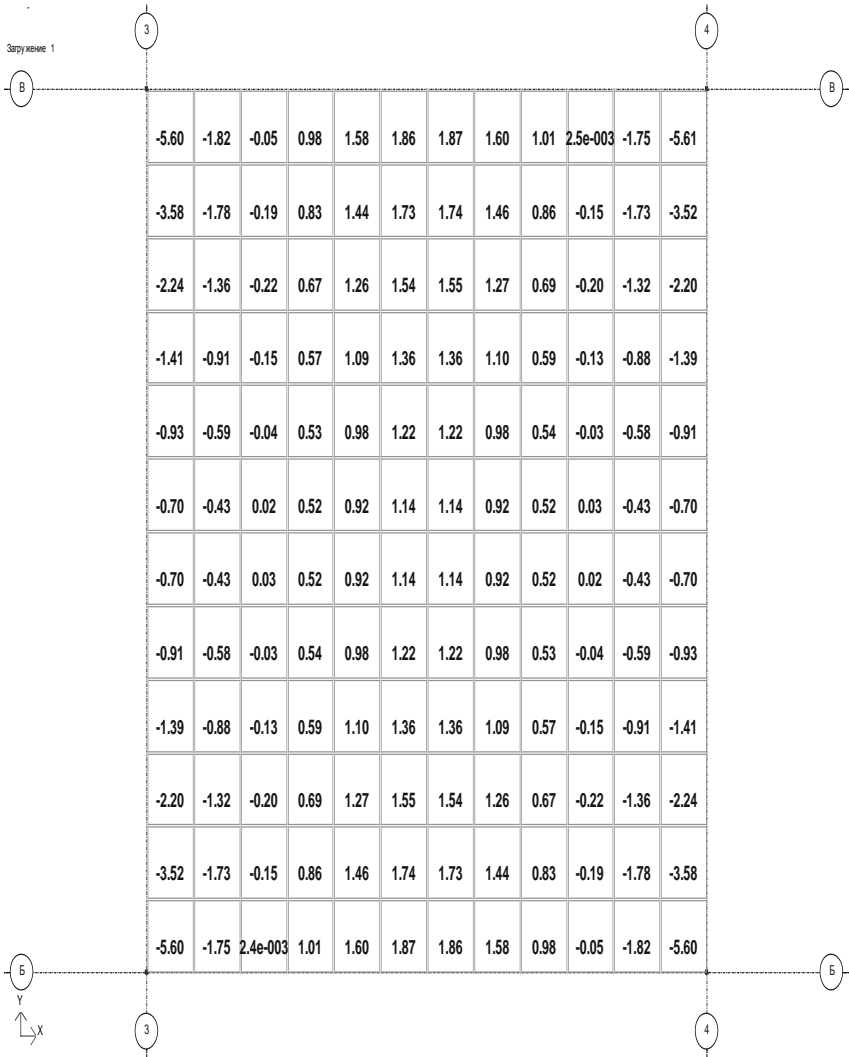
**Результаты расчета типового перекрытия  
на действие нагрузки  $q = 1 \text{ кН/м}^2$   
 $L_x=6,0 \text{ } L_y=6,0$**

*Расчетная схема перекрытия*



$L_x=6,0$   
 $L_y=6,0$

*Типовой этаж. Участок перекрытия в осях Б–В/3–4.  
Значения моментов  $M_x$  (кН·м/м) от нагрузки  
 $q = 1 \text{ кН/м}^2$*



$L_x=6.0$   
 $L_y=6.0$

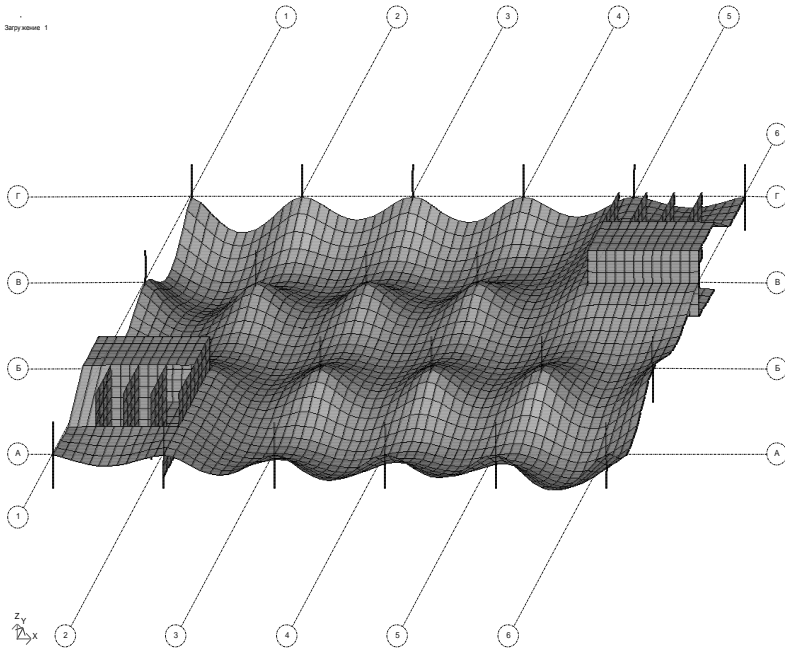
Типовой этаж. Участок перекрытия в осях Б-Б/3-4.  
 Значения моментов  $M_y$  (кН·м/м) от нагрузки  $q = 1$  кН/м<sup>2</sup>



Зарукивне 1

-5.38	-3.79	-2.42	-1.57	-1.07	-0.83	-0.82	-1.04	-1.53	-2.36	-3.71	-5.40
-1.81	-1.82	-1.47	-1.04	-0.73	-0.57	-0.56	-0.71	-1.01	-1.41	-1.75	-1.73
-0.15	-0.27	-0.33	-0.27	-0.18	-0.11	-0.11	-0.16	-0.24	-0.29	-0.21	-0.07
0.83	0.70	0.55	0.44	0.39	0.38	0.39	0.41	0.47	0.58	0.75	0.89
1.41	1.29	1.12	0.95	0.84	0.78	0.79	0.85	0.97	1.14	1.32	1.44
1.68	1.57	1.40	1.22	1.08	1.01	1.01	1.08	1.22	1.40	1.58	1.70
1.70	1.58	1.40	1.22	1.08	1.01	1.01	1.08	1.22	1.40	1.57	1.68
1.44	1.32	1.14	0.97	0.85	0.79	0.78	0.84	0.95	1.12	1.29	1.41
0.89	0.75	0.58	0.47	0.41	0.39	0.38	0.39	0.44	0.55	0.70	0.83
-0.07	-0.21	-0.29	-0.24	-0.16	-0.11	-0.11	-0.18	-0.27	-0.33	-0.27	-0.15
-1.73	-1.75	-1.41	-1.01	-0.71	-0.56	-0.57	-0.73	-1.04	-1.47	-1.82	-1.81
-5.40	-3.71	-2.36	-1.53	-1.04	-0.82	-0.83	-1.07	-1.57	-2.42	-3.79	-5.38

Деформации перекрытия от действия вертикальной нагрузки  $q = 1 \text{ кН/м}^2$



**Вертикальные перемещения центрального узла конструктивной ячейки в осях Б-В / 3-4 от нагрузки  $q = 1,0 \text{ кН/м}^2$**

	$L_x = 5,4$	$L_x = 5,7$	$L_x = 6,0$	$L_x = 6,3$	$L_x = 6,6$
$L_y = 5,4$	1,056	1,226	1,396	1,656	1,736
$L_y = 5,7$	1,207	1,330	1,500	1,670	1,888
$L_y = 6,0$	1,359	1,482	1,605	1,823	2,040
$L_y = 6,3$	1,510	1,633	1,804	1,975	2,193
$L_y = 6,6$	1,661	1,832	2,003	2,174	2,345



ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОНОЛИТНЫХ  
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ  
МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ

Составили: **Родина** Алла Юрьевна,  
**Барбашев** Никита Петрович,  
**Домарова** Екатерина Владимировна и др.

Редактор *А.С. Гаврилова*  
Технический редактор *А.В. Кузнецова*  
Корректор *Г.В. Шерстобитова*  
Компьютерная верстка *С.С. Сизиумовой*

Подписано в печать 07.10.2014 г. И-152. Формат 60×84/16.  
Усл.-печ. л. 4,41. Уч.-изд. л. 4,12. Тираж 100 экз. Заказ 371

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение  
высшего профессионального образования  
«Московский государственный строительный университет».  
129337, Москва, Ярославское ш., 26  
Издательство МИСИ – МГСУ.  
Тел. (495) 287-49-14, вн. 13-71, (499) 188-29-75, (499) 183-97-95.  
E-mail: [ric@mgsu.ru](mailto:ric@mgsu.ru), [rio@mgsu.ru](mailto:rio@mgsu.ru).

ООО «Ай Пи Эр Медиа».  
Тел. 8-800-555-22-35, (8452) 24-77-97, вн. 208,  
E-mail: [izdat@iprmedia.ru](mailto:izdat@iprmedia.ru), [mail@iprbookshop.ru](mailto:mail@iprbookshop.ru)  
[www.iprbookshop.ru](http://www.iprbookshop.ru)

Отпечатано в типографии Издательства МИСИ – МГСУ.  
Тел. (499) 183-91-90, (499) 183-67-92, (499) 183-91-44