



**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ  
РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ**

**Белорусский национальный  
технический университет**

---

---

**Кафедра «Железобетонные и каменные конструкции»**

**РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ МОНОЛИТНЫХ  
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ  
МНОГОЭТАЖНОГО ПРОИЗВОДСТВЕННОГО  
ЗДАНИЯ**

*Учебно-методическое пособие  
по выполнению курсового проекта*

**Минск  
БНТУ  
2012**

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ  
Белорусский национальный технический университет

---

Кафедра «Железобетонные и каменные конструкции»

**РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ МОНОЛИТНЫХ  
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ  
МНОГОЭТАЖНОГО ПРОИЗВОДСТВЕННОГО  
ЗДАНИЯ**

Учебно-методическое пособие  
по выполнению курсового проекта по дисциплине  
«Железобетонные и каменные конструкции»  
для студентов специальности 1-70 02 01  
«Промышленное и гражданское строительство»

*Рекомендовано учебно-методическим объединением  
в сфере высшего образования Республики Беларусь  
в области строительства и архитектуры*

Минск  
БНТУ  
2012

УДК 624.012.45.04 (075.8)

ББК 38.53я7

P24

Авторы :

*Т. М. Пецольд*, д-р техн. наук, профессор ;

*Н. А. Рак*, канд. техн. наук, доцент ;

*И. В. Смех*, канд. техн. наук, доцент ;

*В. И. Смех*

Рецензенты :

*О. Н. Лешкевич*, канд. техн. наук,

зам. директора по научной работе РУП «Институт БелНИИС» ;

*А. Н. Жабинский*, канд. техн. наук, доцент,

зав. кафедрой «Металлические и деревянные конструкции» БНТУ

**Расчет** и конструирование монолитных железобетонных кон-  
P24 струкций многоэтажного производственного здания : учебно-  
методи-ческое пособие по выполнению курсового проекта по дис-  
циплине «Железобетонные и каменные конструкции» для студентов  
специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строитель-  
ство» / Т. М. Пецольд [и др.]. – Минск : БНТУ, 2012. – 126 с.

ISBN 978-985-525-919-1.

Учебно-методическое пособие содержит примеры расчета и конструирования монолитных железобетонных конструкций в соответствии с программой курса для курсового проекта № 1. Приведены рекомендации по компоновке элементов монолитного перекрытия и даны необходимые ссылки на учебную или нормативную литературу. Примеры расчета выполнены в соответствии с требованиями норм проектирования железобетонных конструкций СНБ 5.03.01–2002 (гармонизированными с европейскими нормативными документами).

УДК 624.012.45.04 (075.8)

ББК 38.53я7

ISBN 978-985-525-919-1

© Белорусский национальный  
технический университет, 2012

## ВВЕДЕНИЕ

При проектировании монолитных ребристых железобетонных перекрытий следует использовать материалы, приведенные в учебниках, пособиях, справочной и нормативной литературе [1–12].

Особое внимание при выполнении курсового проекта необходимо уделить изучению основных положений проектирования железобетонных конструкций, изложенных в действующих нормах СНБ 5.03.01–2002 «Бетонные и железобетонные конструкции». Для удобства пользования пособием отдельные пункты СНБ внесены в ту часть информации, которая необходима на данном этапе работы над курсовым проектом.

Для представления общей картины основных этапов расчета составлены структуры алгоритмов. Структура расчета – это набор заключенных в рамки указаний или формул, соединенных между собой стрелками, что значительно облегчает решение задачи. Для обычных арифметических операций по какой-либо формуле или указанию, требующему однозначного ответа, использованы блоки прямоугольной формы. Для операций, требующих логического решения с последующим их разбором, включены блоки в виде ромба.

По методическим соображениям в примерах расчета приводятся только типичные вычисления или наиболее трудные для понимания разделы расчета. Во многих случаях приведены только структуры расчета и выполнение практической части должно осуществляться студентом самостоятельно.

Параллельно с расчетами приводятся данные по конструированию железобетонных конструкций [1, 7]. Рекомендуется применять единицы физических величин:

– при расчете сечений – Н, мм, Н/мм, Н/мм<sup>2</sup>, Н/м<sup>2</sup> (Па);

– при расчете конструкций и их элементов – кН, м, кН/м, кПа.

Необходимо помнить, что 1 МПа = 1 Н/мм<sup>2</sup> и 1 кН/м = 1 Н/мм.

**Содержание задания.** Исходным документом, на основании которого выполняется курсовой проект, является задание, которое выдается руководителем проекта и утверждается заведующим кафедрой. В задании устанавливаются тип здания, основные его размеры (длина, ширина, высота этажа), район строительства и некоторые другие данные, необходимые для проектирования.

Задание предусматривает разработку железобетонных конструкций многоэтажного промышленного здания с неполным каркасом. Неполный отличается от полного каркаса отсутствием пристенных колонн.

Элементы каркаса рассчитываются только на действие вертикальных нагрузок. Горизонтальные нагрузки передаются через жесткие в своей плоскости монолитные железобетонные диски перекрытий на лестничные клетки и лифтовые шахты, поперечные и продольные стены и колонны, что обеспечивает пространственную жесткость здания в целом. Жесткая конструктивная схема здания обеспечивается соответствующими расстояниями между элементами жесткости (стены, лестничные клетки и т. д.).

Так как разница между погонными жесткостями балок и колонн значительна, а балки шарнирно опираются на крайние опоры (стены), то расчет рамы здания на вертикальные нагрузки допускается заменять более простым расчетом, рассматривая отдельные элементы: балки по неразрезной схеме и колонны как сжатые элементы со случайными эксцентриситетами.

В настоящее время для многоэтажных промышленных зданий применяются унифицированные сетки колонн и высоты этажей. Размеры здания, выполненного в монолитном железобетоне, могут отклоняться от унифицированных вследствие ряда обстоятельств: размещения оборудования, не вмещающегося в стандартную сетку колонн, различных реконструкций предприятий и т. д.

Учебно-методическое пособие по курсовому проекту № 1 состоит из трех частей:

1. Расчет и конструирование монолитного железобетонного перекрытия многоэтажного производственного здания (плиты и восторженной балки).
2. Расчет и конструирование колонны.
3. Расчет и конструирование фундамента.

## **1. КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ ПЕРЕКРЫТИЯ**

Для многоэтажных производственных зданий принимаются унифицированные расстояния между колоннами, кратные модулю 3000 мм и равные 6, 9 и 12 м, и унифицированные высоты этажей, кратные модулю 600 мм и равные 3,6; 4,2; 4,8; 6,0 и 7,2 м.

По методическим соображениям для курсового проектирования размеры здания в плане и высоты этажей задаются, как правило, неунифицированными. Несмотря на это, все габаритные размеры должны подчиняться единой модульной системе на базе модуля 100 мм. В учебных целях величину крайних пролетов здания допускается принимать кратной 50 мм. Для обеспечения возможности выполнения статического расчета с применением готовых формул и таблиц элементы перекрытия рекомендуется назначать с равными пролетами или пролетами, не отличающимися более чем на 20 % для плит и не более чем на 10 % для балок. Обычно крайние пролеты плиты, второстепенных и главных балок выполняют меньшего размера, чем средние пролеты. В этом случае изгибающие моменты и поперечные силы в крайних пролетах приближаются по величине к расчетным усилиям в средних пролетах.

Задание предусматривает разработку нескольких вариантов конструктивных схем перекрытий и сравнение их технико-экономических показателей.

Железобетонные ребристые перекрытия могут быть с балочными плитами и плитами, опертыми по контуру. Балочные плиты имеют отношение длинной стороны к короткой  $l_1/l_2 \geq 3$ , а плиты, опертые по контуру –  $l_1/l_2 < 3$ . В пособии даны основные принципы проектирования ребристых перекрытий с балочными плитами.

В многопролетных зданиях ребристые перекрытия с балочными плитами представляют собой конструкцию, состоящую из главных и второстепенных балок, расположенных по взаимно перпендикулярным направлениям, и плиты, монолитно связанной с балками в одно целое. Второстепенные балки служат опорами плиты, главные балки – опорами второстепенных балок и плиты, а стены и колонны – опорами главных балок. На стену также опираются второстепенные балки и плита (см. рис. 1.2 и 1.3).

Расположение главных балок по продольному или поперечному направлениям здания принимается в зависимости от архитектурных, конструктивных и технологических требований. В курсовом проекте можно ограничиться выбором конструктивной схемы перекрытия на основе сравнения нескольких вариантов перекрытия по

расходу бетона, а по соответствующей литературе изучить другие требования, на основе которых обосновать выбранную схему перекрытия [7].

Крайние разбивочные оси в производственных зданиях располагаются по внутренним граням стен (нулевая привязка) или со смещением внутрь стены на 200 мм. Указанные в задании размеры здания в плане следует рассматривать как размеры между крайними осями с нулевой привязкой.

При равномерно распределенной нагрузке и отсутствии отверстий в перекрытии рекомендуется назначать равнопролетные плиты и балки. Если на перекрытии имеется значительная сосредоточенная нагрузка, то балки целесообразно располагать непосредственно под этой нагрузкой.

Добавление нескольких второстепенных балок меньше сказывается на общем расходе бетона на перекрытие, чем увеличение толщины плиты. Исходя из этих соображений, пролет плиты выбирают, как правило, в пределах 1,7–2,7 м.

Толщина монолитной плиты должна быть оптимальной, при которой расход бетона и арматуры будет наименьшим. Предварительную толщину плиты, в зависимости от ее пролета и нагрузки, можно принимать по табл. 1.1. Кроме того, по конструктивным требованиям толщину плиты необходимо назначать не менее 70 мм (для защиты арматуры от коррозии, воздействия огня и т. д.). Следует иметь в виду, что с увеличением степени агрессивности среды величина защитного слоя бетона увеличивается, поэтому при использовании табл. 1.1 большую толщину плиты следует принимать для конструкций, эксплуатирующихся в более агрессивных средах. Окончательная толщина монолитных плит принимается кратной 10 мм при толщине до 100 мм включительно и далее кратной 20 мм.

В целях унификации высоту балок принимают кратной 50 мм при высоте сечения до 600 мм и кратной 100 мм при больших размерах.

Ширину сечения балок назначают равной 180, 200, 220, 250 и далее кратно 50 мм.

Таким образом, выполнение проекта следует начинать с выбора сетки колонн, привязки наружных стен к крайним разбивочным осям и компоновки конструктивных схем междуэтажного перекрытия.

Таблица 1.1

Рекомендуемые минимальные толщины балочных плит  
междуэтажных перекрытий, мм

$q_n$ , кПа	$L$ , м	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8	3,0
3,5									
4,0									
4,5									
5,0			70–80						
6,0								90–100	
7,0					80–90				
8,0									
9,0									100–120
10,0									
11,0									
12,0									
13,0									

Рекомендуемые пролеты элементов перекрытия и размеры их поперечных сечений приведены в табл. 1.2.

Таблица 1.2

Рекомендуемые размеры (близкие к оптимальным)  
элементов перекрытия

Наименование элемента	Пролет, м	Размеры сечения элемента	
		Высота	Ширина
Плита	1,7–2,7	70–100 мм	1000 мм (условно)
Второстепенная балка	$l_{ВБ} = 5–7$	$h_{ВБ} = \left( \frac{1}{12} \dots \frac{1}{20} \right) \cdot l_{ВБ}$	$b_{ВБ} = 0,3 \dots 0,5 \cdot h_{ВБ}$
Главная балка	$l_{ГБ} = 6–9$	$h_{ГБ} = \left( \frac{1}{8} \dots \frac{1}{15} \right) \cdot l_{ГБ}$	$b_{ГБ} = 0,3 \dots 0,5 \cdot h_{ГБ}$



## Пример

Разработать конструктивную схему перекрытия при следующих исходных данных: размеры здания в плане  $24,6 \times 31$  м; высота этажа 4,5 м; наружные стены – кирпичные несущие; нормативная полезная нагрузка на перекрытие  $q_k = 10$  кПа.

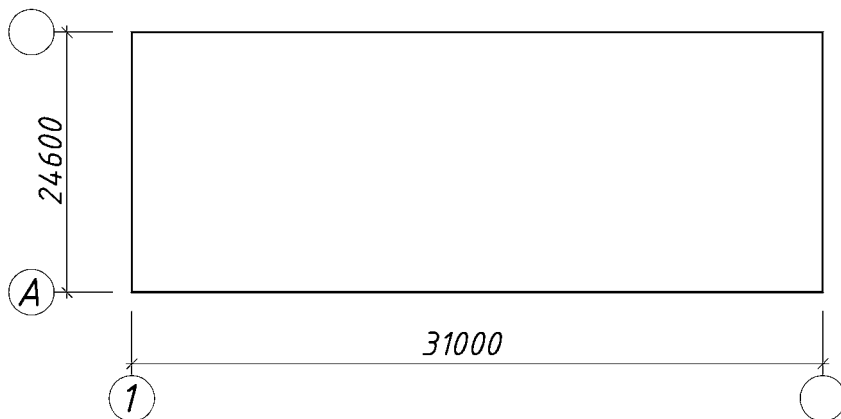


Рис. 1.1. Размеры здания в плане

### Вариант 1

На основании требований и рекомендаций принимаем:

- четыре пролета главных балок с размерами: 6,0; 6,3; 6,3; 6,0 м;
- шесть пролетов второстепенных балок с размерами 5,1 и 5,2 м.

Исходя из этого ширина ячеек плиты (шаг второстепенных балок) принимается равной 1,8 и 2,1 м, что удовлетворяет требованиям табл. 1.2.

$$L_{ВБ} = 5-7 \text{ м} = 5,1; 5,2 \text{ м}; \quad \Delta L_{ВБ} = 2 \% < 10 \%;$$

$$L_{ГБ} = 6-9 \text{ м} = 6,0; 6,3 \text{ м}; \quad \Delta L_{ГБ} = 5 \% < 10 \%;$$

$$l_1 = 1,6-3,4 \text{ м} = 1,8 \text{ м}; \quad l_2 = 1,6-2,4 \text{ м} = 2,1 \text{ м};$$

$$\frac{L_{ВБ}}{l_1} = \left( \frac{5200}{2100} \right) = 2,48 < 3 \text{ – плита оперта по контуру.}$$

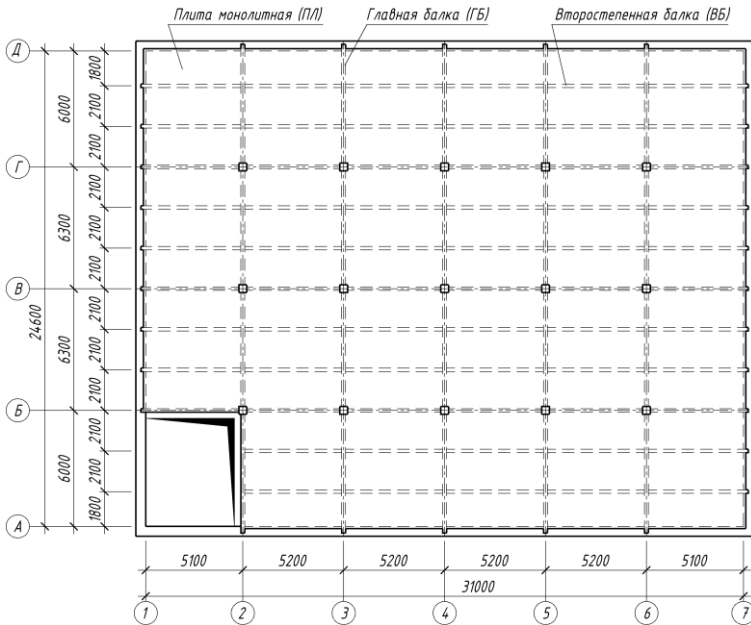


Рис. 1.2. Конструктивная схема перекрытия – вариант 1

**Принимаем следующие размеры несущих конструкций:**

- толщина плиты при нормативной нагрузке 10 кПа –  $h_{ПЛ} = 80$  мм;
- высота главной балки  $h_{ГБ} = 0,6$  м;
- ширина главной балки  $b_{ГБ} = 0,3$  м;
- высота второстепенной балки  $h_{ВБ} = 0,35$  м;
- ширина второстепенной балки  $b_{ВБ} = 0,18$  м;
- поперечное сечение колонны  $400 \times 400$  мм.

**Вариант 2**

На основании требований и рекомендаций принимаем:

- четыре пролета главных балок с размерами: 6,0; 6,3; 6,3; 6,0 м;
- пять пролетов второстепенных балок с размерами 6,2 м.

Исходя из этого ширина ячеек плиты принимается равной 1,8 и 2,1 м, что удовлетворяет требованиям табл. 1.2.

$$L_{ВБ} = 5-7 \text{ м} = 6,2 \text{ м};$$

$$\Delta L_{ВБ} = 0 \% < 10 \%;$$

$$L_{ГБ} = 6-9 \text{ м} = 6,0; 6,3 \text{ м}; \quad \Delta L_{ГБ} = 5 \% < 10 \%;$$

$$l_1 = 1,6-3,4 \text{ м} = 1,8 \text{ м}; \quad l_2 = 1,6-2,4 \text{ м} = 2,1 \text{ м};$$

$$\frac{L_{ВБ}}{l_1} = \frac{6200}{2100} = 2,95 \approx 3 - \text{балочная плита.}$$

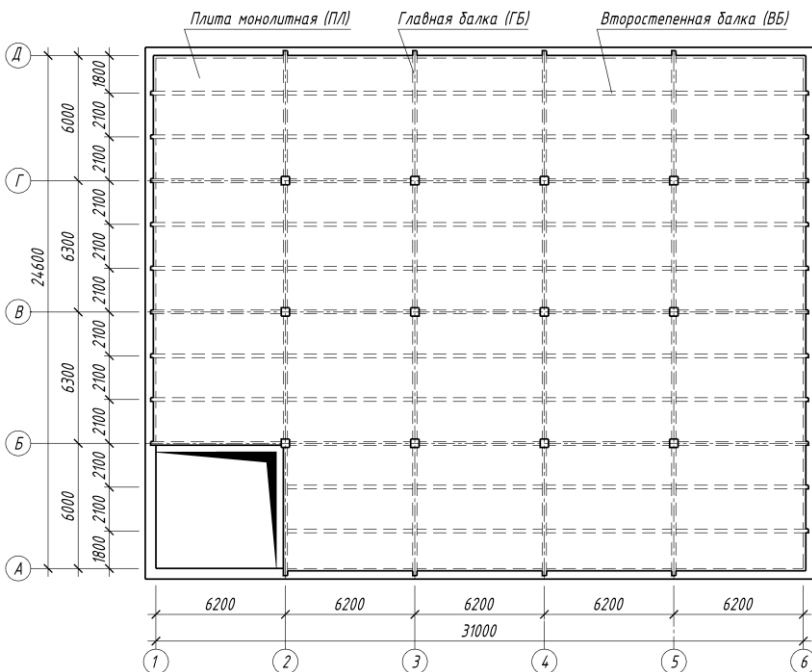


Рис. 1.3. Конструктивная схема перекрытия – вариант 2

**Принимаем следующие размеры сечения несущих конструкций:**

- толщина плиты при нормативной нагрузке 10 кПа –  $h_{ПЛ} = 80 \text{ мм}$ ;
- высота главной балки  $h_{ГБ} = 0,6 \text{ м}$ ;
- ширина главной балки  $b_{ГБ} = 0,3 \text{ м}$ ;
- высота второстепенной балки  $h_{ВБ} = 0,40 \text{ м}$ ;
- ширина второстепенной балки  $b_{ВБ} = 0,18 \text{ м}$ ;
- поперечное сечение колонны  $400 \times 400 \text{ мм}$ .

При заданной полезной нагрузке  $q_n = 10$  кПа и пролете плиты  $l_{\text{ПЛ}} = 2100$  мм толщину плиты принимаем 80 мм (см. табл. 1.1). Размеры поперечных сечений балок ориентировочно назначаем, исходя из величины их пролетов (см. табл. 1.2).

После определения размеров элементов определяем расход бетона на перекрытие (табл. 1.3).

Таблица 1.3

### Сравнение вариантов

Наименование элемента	Сечение элементов	Расход бетона, м <sup>3</sup>
Вариант 1		
Плита	$h = 80$ мм	62,08
Второстепенные балки	$h = 350$ мм, $b = 180$ мм, $n = 11$	3,03
Главные балки	$h = 600$ мм, $b = 300$ мм, $n = 5$	4,95
		Итого 70,06
Вариант 2		
Плита	$h = 80$ мм	62,08
Второстепенные балки	$h = 400$ мм, $b = 180$ мм, $n = 11$	3,99
Главные балки	$h = 600$ мм, $b = 300$ мм, $n = 4$	3,96
		Итого 70,03

$$V_{\text{ребра ГБ}} = h_{\text{ГБ}} - h_{\text{ПЛ}} \cdot b_{\text{ГБ}} \cdot L \cdot n_{\text{ГБ}}$$

$$V_{\text{ребра ВБ}} = h_{\text{ВБ}} - h_{\text{ПЛ}} \cdot b_{\text{ВБ}} \cdot L \cdot n_{\text{ВБ}} ;$$

$$V_{\text{плиты}} = h_{\text{ПЛ}} \cdot L \cdot B.$$

Хотя расход бетона в 1-м и 2-м оказался вариантах близким, для дальнейшего расчета принимаем **вариант 2**.

При наружных стенах из кирпичной кладки длину опирания плиты на стену принимаем равной 120 мм, второстепенной балки – 250 мм и главной балки – 380 мм.

Типовой учебной программой специальности ПГС предусматривается выполнение расчетов плиты и второстепенной балки монолитного железобетонного перекрытия, колонны и фундамента.

## 2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ

Элементы железобетонного монолитного ребристого перекрытия (плиту, второстепенную и главную балку) рассчитывают отдельно. Расчет элементов производится в соответствии с указаниями СНБ 5.03.01–2002 [1, 2].

Класс бетона по прочности на сжатие при проектировании монолитных ребристых перекрытий принимается по табл. 2.1 в зависимости от класса среды по условиям эксплуатации конструкции [1, 2, табл. табл. 5.2, 11.4].

Таблица 2.1

Классы среды по условиям эксплуатации конструкций,  
минимальные классы бетона  
и минимальная толщина защитного слоя бетона

Класс среды	Характеристика среды. Примеры для идентификации классов	Минимальный класс бетона по прочности на сжатие	Минимальная величина защитного слоя $C_{соль}$ , мм
<b>Отсутствие риска коррозии или агрессивного воздействия на бетон.</b> <i>Элементы конструкций без армирования или закладных деталей в среде, неагрессивной для бетона</i>			
X0	<b>Все условия, вне классов XF, XA, XM.</b> Фундаменты без армирования, не подверженные переменному замораживанию и оттаиванию. Внутренние элементы зданий без армирования	$C^8/_{10}$	15
<b>Коррозия арматуры вследствие карбонизации защитного слоя бетона.</b> <i>Бетон с арматурой или другими металлическими элементами, эксплуатируемый на воздухе, а также подвергаемый увлажнению</i>			
XC1	<b>Сухая или постоянно влажная</b> (элементы конструкций внутри помещений, включая кухни, ванные и прачечные в жилых зданиях; бетон, постоянно находящийся в воде)	$C^{12}/_{15}$	20
XC2	<b>Влажная, редкое высыхание</b> (элементы резервуаров для воды (водохранилищ); элементы фундаментов)	$C^{16}/_{20}$	25

Окончание табл. 2.1

Класс среды	Характеристика среды. Примеры для идентификации классов	Минимальный класс бетона по прочности на сжатие	Минимальная величина защитного слоя $C_{cov}$ , мм
XC3	<b>Умеренно влажная</b> (элементы, к которым часто или постоянно поступает наружный воздух (например, в открытых павильонах), элементы во внутренних помещениях с повышенной влажностью (в общественных кухнях, ваннах, прачечных, в помещениях закрытых бассейнов, сельскохоз. построек))	$C^{20}/_{25}$	25
XC4	<b>Переменное увлажнение и высыхание</b> (внешние элементы конструкций, непосредственно орошаемые водой)	$C^{25}/_{30}$	25

Монолитные плиту и балки проектируют из бетона одного класса. Класс арматуры принимают преимущественно S400 и S500.

Подсчет нагрузок на отдельные элементы перекрытия, несмотря на его монолитность, ведется как для разрезных конструкций.

Для балочных плит повышение несущей способности, обусловленное опиранием по коротким сторонам, относительно невелико. Поэтому для расчета балочной плиты на равномерно распределенную нагрузку из нее условно выделяется полоса шириной 1 м, опертая на второстепенные балки. Принимается, что такая полоса работает как отдельная неразрезная балка и изгибается в одном направлении.

### 2.1. Определение нагрузок

Нагрузки на  $1 \text{ м}^2$  плиты перекрытия складываются из постоянной нагрузки (от собственной массы плиты и заданной конструкции пола) и переменной (полезной), принимаемой по заданию. Для определения расчетных нагрузок коэффициенты безопасности по нагрузке определяются по СНиП 2.01.07–85 «Нагрузки и воздействия» [3] и СНИБ 5.03.01–2002 «Бетонные и железобетонные конструкции» [1, 2]:

– от веса железобетонных конструкций  $\gamma_F = 1,35$

- веса выравнивающих и отделочных слоев (плиты, засыпки, стяжки и др.), выполняемых на строительной площадке  $\gamma_F = 1,35$
- для равномерно распределенных переменных нагрузок на перекрытия и лестницы (полезных)  $\gamma_F = 1,5$
- снеговой нагрузки  $\gamma_F = 1,5$

Степень ответственности и капитальности зданий учитывается коэффициентом надежности по ответственности  $\gamma_n$  [12, п. 5.2]:

- I уровень –  $0,95 < \gamma_n \leq 1,2$  – АЭС, телебашни, трубы, спортивные сооружения, учебные заведения т. п.;
- II уровень –  $\gamma_n = 0,95$  – промышленные и гражданские и жилые здания и т. п.;
- III уровень –  $0,8 \leq \gamma_n < 0,95$  – склады, одноэтажные жилые дома, временные здания и т. п.

При расчете конструкций по предельным состояниям первой группы при постоянных и переходных (временных) расчетных ситуациях следует принимать наиболее неблагоприятное из следующих сочетаний нагрузок [1, 2, п. А.4]:

- первое основное сочетание

$$\sum_j \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{i=1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} ;$$

- второе основное сочетание

$$\sum_j \alpha \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} ,$$

где  $\gamma_{G,j}$  – частный коэффициент безопасности для постоянных нагрузок;

$\gamma_{Q,i}$  – то же для переменных нагрузок;

$\psi_{0,i} = 0,7$  – коэффициент сочетаний переменных нагрузок (кабинеты, лаборатории), принимаемые по табл. А.1 [1, 2];

$G_{k,j}$  – нормативные значения постоянных нагрузок;

$Q_{k,1}$  – нормативное значение доминирующей переменной нагрузки;

$Q_{k,i}$  – нормативные значения сопутствующих переменных нагрузок;

$\xi = 0,85$  – коэффициент уменьшения для неблагоприятно действующей постоянной нагрузки.

### Пример 2.1

Определение нагрузок на  $1 \text{ м}^2$  перекрытия приведено в табл. 2.2.

Таблица 2.2

№	Наименование нагрузки	Нормативное значение, $\text{кН/м}^2$	$\gamma_F$	$\gamma_D$	Расчетное значение, $\text{кН/м}^2$
<u>Постоянная нагрузка</u>					
1	Керамическая плитка, $\delta = 12 \text{ мм}$ ( $\rho = 2000 \text{ кг/м}^3$ ), $1 \times 1 \times 0,012 \times 20$	0,24	1,35	0,95	0,308
2	Цементно-песчаная стяжка М100, $\delta = 35 \text{ мм}$ ( $\rho = 2100 \text{ кг/м}^3$ ), $1 \times 1 \times 0,035 \times 21$	0,735	1,35	0,95	0,943
3	Керамзитобетон, $\delta = 55 \text{ мм}$ ( $\rho = 1200 \text{ кг/м}^3$ ), $1 \times 1 \times 0,055 \times 12$	0,66	1,35	0,95	0,846
4	Один слой оклеечной пароизоляции на битумной мастике, $\delta = 3 \text{ мм}$ ( $m = 5 \text{ кг/м}^2$ ), $1 \times 1 \times 0,005$	0,05	1,35	0,95	0,064
5	Монолитная железобетонная плита перекрытия, $\delta = 80 \text{ мм}$ ( $\rho = 2500 \text{ кг/м}^3$ )	2,0	1,35	0,95	2,565
<b>Итого <math>g = 4,726</math></b>					
<u>Переменная нагрузка</u>					
	Полезная нагрузка	10,5	1,5	0,95	14,963
<b>Итого <math>q = 14,963</math></b>					

Состав перекрытия показан на рис. 2.1.



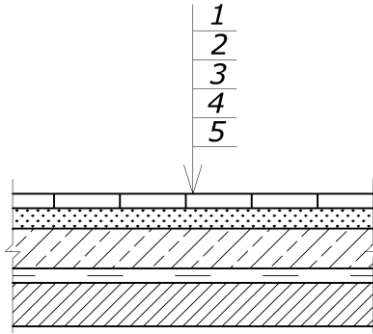


Рис. 2.1. Состав перекрытия

Принимая

$$\sum_j \gamma_{Gj} \cdot G_{k,j} = \mathbf{g} = 4,726 \text{ кН/м}^2 \text{ (постоянная нагрузка)}$$

и

$$\sum_{i=1} \gamma_{Q,i} \cdot Q_{k,i} = \mathbf{q} = 14,963, \text{ кН/м}^2 \text{ (переменная нагрузка)}$$

составляем основные сочетания нагрузок на плиту:

– первое основное сочетание

$$\rho_1 = 4,726 + 0,7 \cdot 14,963 = 15,2 \text{ кН/м}^2;$$

– второе основное сочетание

$$\rho_2 = 0,85 \cdot 4,726 + 14,963 = 18,98 \text{ кН/м}^2.$$

Наиболее неблагоприятным для плиты будет второе сочетание нагрузок.

Для выполнения расчета принимаем полосу плиты шириной, равной 1 м. Нагрузка на 1 погонный метр полосы будет равна нагрузке  $\rho_2$ , приходящейся на 1 м<sup>2</sup> плиты и полученной при расчете второго основного сочетания.

## 2.2. Определение расчетных усилий

Плита рассматривается как неразрезная балка, загруженная равномерно распределенной нагрузкой. В неразрезных балочных плитах с равными пролетами или с пролетами, отличающимися не более чем на 20 %, изгибающие моменты определяют с учетом перераспределения усилий (изгибающих моментов) вследствие пластических деформаций бетона по готовым формулам.

На работу участков плиты, защемленных по четырем сторонам в местах сопряжения с второстепенными и главными балками, благоприятное влияние оказывает распор. Поэтому для плит, окаймленных по всему контуру монолитно связанными с ними балками, значения изгибающих моментов следует уменьшить в сечениях промежуточных пролетов и промежуточных опор на 20 %.

Расчет следует выполнить для двух полос, условно вырезанных у торцевой стены (участки плиты защемлены по трем сторонам и свободно оперты одной стороной на стену – полоса I) и в средней части перекрытия (участки плиты защемлены по четырем сторонам – полоса II) (рис. 2.2).

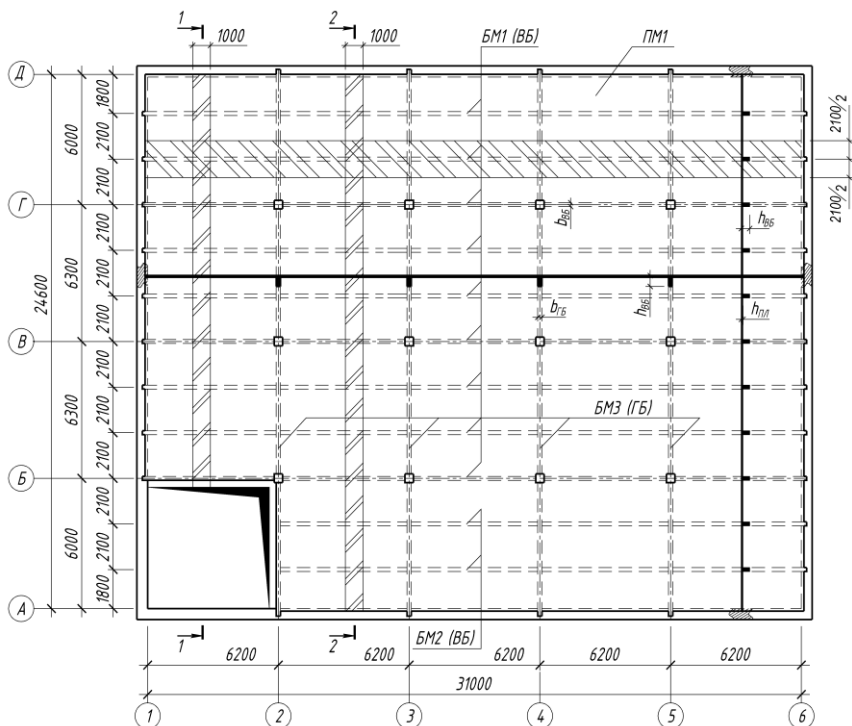


Рис. 2.2. План монолитного перекрытия

За расчетные пролеты плиты принимаются:

- средние – расстояния в свету между второстепенными балками;
- крайние – расстояния от середины площадки опирания плиты на стену (при опирании на наружные стены) до ближайшей к стене грани ребра второстепенной балки (рис. 2.3).

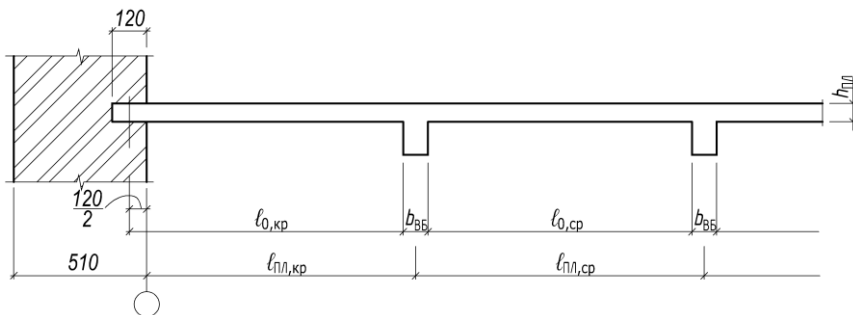


Рис. 2.3. Расчетные пролеты плиты перекрытия

Длина участка опирания плиты на кирпичную наружную стену принимается равной 120 мм (см. рис. 2.3).

Значения расчетных изгибающих моментов определяют по формулам:

1) в первом пролете

$$M_{Sd,кр} = \frac{\rho_2 \cdot l_{0,кр}^2}{11};$$

2) в средних пролетах и на средних опорах

$$M_{Sd,сп} = -M_{Sd,C,D} = \frac{\rho_2 \cdot l_{0,сп}^2}{16};$$

3) на первой промежуточной опоре

$M_{Sd,B} = -\frac{\rho_2 \cdot l_0^2}{11}$  – при непрерывном армировании рулонными сетками;

$M_{Sd,B} = -\frac{\rho_2 \cdot l_0^2}{14}$  – при раздельном армировании;

4) в средних пролетах и на средних опорах, где плиты окаймлены по всему контуру монолитно связанными с ними балками:

$$M_{Sd,2} = -M_{Sd,C} = \frac{0,8 \cdot \rho_2 \cdot l_{0,ср}^2}{16}.$$

Наибольшая поперечная сила возникает на первой промежуточной опоре слева:

$$V_{Sd,B}^{лев} = 0,6 \cdot \rho_2 \cdot l_{0,кp}.$$

### Пример 2.2

Определить расчетные усилия в плите перекрытия, приведенного на рис. 2.2.

Расчетные пролеты:  
средний

$$l_{0,ср} = l_{Пл,ср} - b_{ВБ} = 2100 - 180 = 1920 \text{ мм};$$

крайний

$$l_{0,кp} = l_{Пл,кp} + \frac{120}{2} - \frac{b_{ВБ}}{2} = 1800 + \frac{120}{2} - \frac{180}{2} = 1770 \text{ мм}.$$

Определение расчетных усилий выполняем для двух условно выделенных полос (см. рис. 2.2):

полоса I – между осями 1–2 у торцевых стен (участки плиты заземлены по трем сторонам);

полоса II – между осями 2–3 (участки плиты заземлены по четырем сторонам).

Расчетная схема плиты и эпюры изгибающих моментов (для полос I и II) и поперечных сил приведены на рис. 2.4.

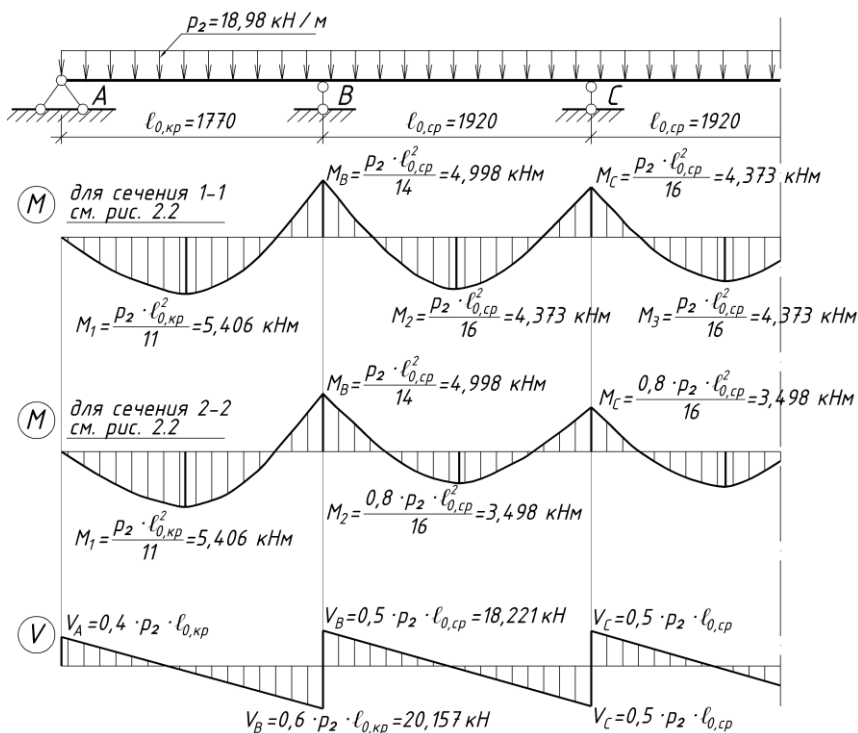


Рис. 2.4. Эпюры изгибающих моментов и поперечных сил

### 2.3. Определение высоты сечения плиты

Толщину плиты, предварительно принятую для вычисления ее веса, необходимо уточнить по наибольшим расчетным усилиям.

Основные расчетные формулы

$$\begin{cases} M_{Sd} \leq 6 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x \cdot d - 0,5 \cdot x = 6_m \cdot 6 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2; \\ f_{yd} \cdot A_{S1} = 6 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x \\ 0 \leq 0_{lim}. \end{cases}$$

$C \frac{f_{ck}}{f_{c,cube}^G}$  – класс бетона, принимаемый по табл. 2.1 [1, 2,

табл. 5.2] в зависимости от класса среды по условиям эксплуатации;

$f_{ck}$  – нормативное сопротивление бетона;

$M_{sd}$  – изгибающий момент, действующий в рассматриваемом сечении;

$\alpha$  – коэффициент, учитывающий длительное действие нагрузки, неблагоприятный способ ее приложения и т. д. Для бетона классов по прочности на сжатие не более  $C^{50}/_{60}$   $\alpha = 1,0$ ; для бетона классов  $C^{55}/_{67}$  и выше –  $\alpha = 0,95$ ;

$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$  – расчетное сопротивление бетона при сжатии;

$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c}$  – расчетное сопротивление бетона при растяжении;

$\gamma_c = 1,5$  – коэффициент безопасности по бетону для железобетонных конструкций;

$d = h - c = h - (c_{cov} + 0,5 \cdot \emptyset)$  – полезная (рабочая) высота сечения;

$c_{cov}$  – защитный слой бетона, принимаемый по табл. 2.1 [1, 2, табл. 11.4] в зависимости от класса среды по условиям эксплуатации;

$b_m = 0 \cdot 1 - 0,5 \cdot 0$  ;

$f_{yk}$  – нормативное сопротивление арматуры;

$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$  – расчетное сопротивление арматуры;

$o = \frac{x}{d}$  – относительная высота сжатой зоны сечения;

$\gamma_s$  – частный коэффициент безопасности по арматуре:

$\gamma_s = 1,1$  – для арматуры классов S240 и S400;

$\gamma_s = 1,15$  – для арматуры диаметром 6–22 мм класса S500;

$\gamma_s = 1,2$  – для арматуры диаметром 4–5 и 25–40 класса S500;

Для арматуры класса S240  $f_{yk} = 240 \text{ Н/мм}^2$ , для S400  $f_{yk} = 400 \text{ Н/мм}^2$ .

Исходя из оптимального для плит значения относительной высоты сжатой зоны высоту плиты определяют при

$$\sigma_{opt} = \frac{x}{d} = 0,1-0,2.$$

Определение толщины плиты производим в соответствии со структурой 1 (рис. 2.5).



Рис. 2.5. Структура 1. Определение высоты сечения плиты



## Пример 2.3

Определение высоты сечения плиты.

1. Исходные данные (по примеру 2.2): класс среды по условиям эксплуатации XС1;

$M_{Sd} = 5,406 \text{ кН}\cdot\text{м}$ ;  $V_{Sd} = 20,157 \text{ кН}$ ;  $b_w = 1000 \text{ мм}$ ;  
бетон класса C<sup>16</sup>/<sub>20</sub>;

$$f_{cd} = \frac{16}{1,5} = 10,67 \text{ МПа};$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = \frac{1,3}{1,5} = 0,867 \text{ МПа}.$$

2. Принимаем  $\sigma_{opt} = 0,2$ ;  $\alpha = 1,0$ .

3.  $\sigma_{m,opt} = \sigma \cdot 1 - 0,5 \cdot \sigma = 0,180$  или по табл. П4.

4. Полезная высота сечения плиты

$$d = \sqrt{\frac{M_{Sd}}{\xi \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi) \cdot b_w \cdot \sigma_{m,opt} \cdot f_{cd}}} = \sqrt{\frac{5,406 \cdot 10^6}{0,180 \cdot 1000 \cdot 1,0 \cdot 10,67}} = 53,1 \approx 53 \text{ мм}.$$

5. Полная высота плиты

$$h = d + 20 + \frac{10}{2} = 53 + 25 = 78 \text{ мм},$$

где 20 мм – защитный слой;

10 мм – предполагаемый диаметр рабочей арматуры плиты.

Принимаем толщину плиты 80 мм.

6. Уточняем:

$$d = 80 - 20 = 60 \text{ мм}.$$

7. Проверяем условие

$$V_{Rd} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot 0,867 \cdot 1000 \cdot 60 = 31212 \text{ Н} > V_{Sd} = 20157 \text{ Н}.$$

Прочность наклонного сечения обеспечена, постановка поперечной арматуры для плиты не требуется.

## 2.4. Подбор сечения арматуры

Армирование плиты может производиться в виде отдельных стержней, сварных рулонных или плоских сеток. Подбор рабочей продольной арматуры в каждом сечении плиты определяется по соответствующим изгибающим моментам как для изгибаемых элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой.

Подбор сечений арматуры производится в соответствии с расчетной схемой, показанной на рис. 2.4, и структурой 2 (рис. 2.6).

### Пример 2.4

Рассчитать количество рабочей продольной арматуры в плите перекрытия при ее армировании индивидуальными плоскими сетками. Исходные данные (по примеру 2.2 и 2.3):

$$f_{cd} = 10,67 \text{ Н/мм}^2; \quad \alpha = 1,0; \quad f_{ctk} = 1,3 \text{ МПа}; \quad f_{ctm} = 1,9 \text{ МПа.}$$

Арматура класса S400  $f_{yd} = \frac{400}{1,1} = 364 \text{ Н/мм}^2$ .

**Первый пролет:**  $M_{Sd} = 5,406 \text{ кН}\cdot\text{м}$ .

Характеристика сжатой зоны бетона

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 10,67 = 0,765.$$

Граничные значения относительной высоты и относительного момента сжатой зоны бетона

$$\xi_{lim} = \frac{\omega}{1 + \frac{f_{yd}}{\sigma_{sc,u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,765}{1 + \frac{364}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,764}{1,1}\right)} = 0,626;$$

$$\sigma_{m,lim} = \xi_{lim} \cdot \left(1 - \frac{\xi_{lim}}{2}\right) = 0,626 \cdot \left(1 - \frac{0,626}{2}\right) = 0,43.$$

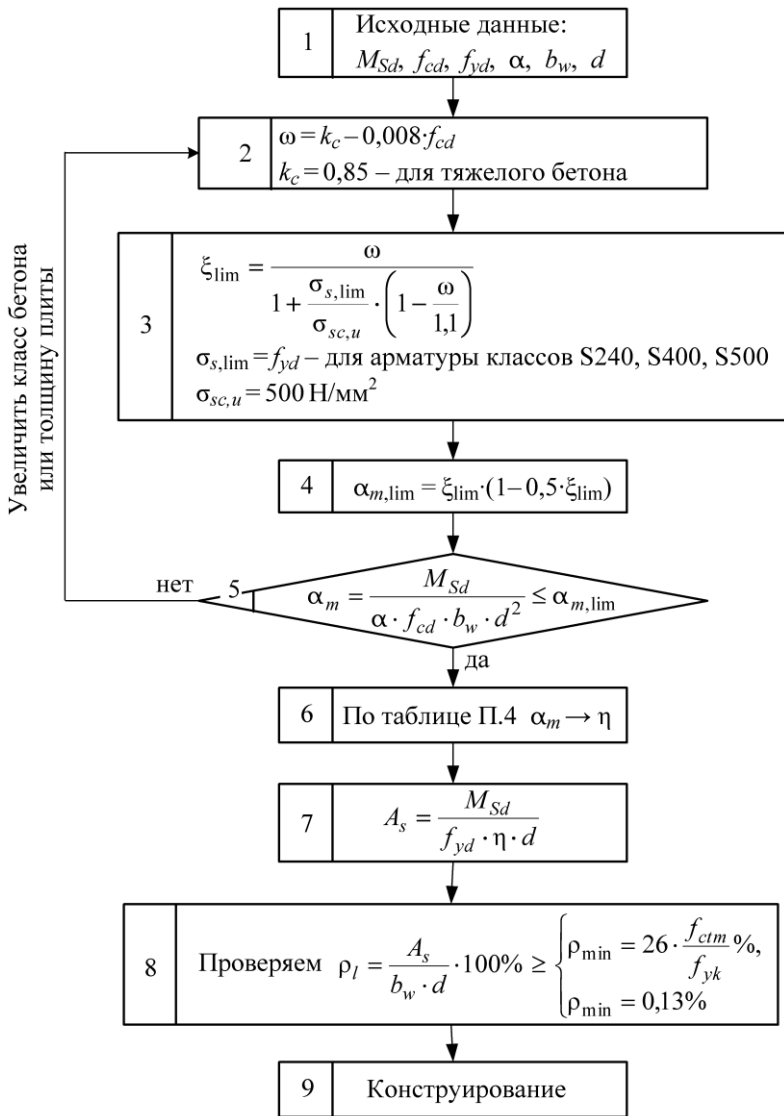


Рис. 2.6. Структура 2. Подбор площади сечения арматуры для изгибаемого элемента прямоугольного сечения с одиночным армированием

Относительный момент сжатой зоны

$$\sigma_m = \frac{M_{Sd}}{\sigma \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2} = \frac{5,406 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 10,67 \cdot 1000 \cdot 60^2} = 0,141 < \sigma_{m,lim} = 0,43.$$

Относительная высота сжатой зоны бетона

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \sigma_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,141} = 0,153.$$

Относительное плечо внутренней пары сил

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,153 = 0,924.$$

Требуемая площадь сечения рабочей арматуры

$$A_s = \frac{M_{Sd}}{f_{yd} \cdot \eta \cdot d} = \frac{5,406 \cdot 10^6}{364 \cdot 0,924 \cdot 60} = 267,9 \approx 268 \text{ мм}^2.$$

Процент армирования

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{268}{1000 \cdot 60} \cdot 100 \% = 0,45 \% >$$

$$> \begin{cases} \rho_{\min} = 26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 26 \cdot \frac{1,9}{400} = 0,124 \%, \\ \rho_{\min} = 0,13 \%. \end{cases}$$

По табл. 2.3 принимаем сварную плоскую сетку с рабочими стержнями  $\varnothing 8$  класса S400, установленными с шагом 150 мм ( $A_s = 335 \text{ мм}^2$ ). Распределительная арматура –  $\varnothing 4$  класса S500 устанавливается с шагом 350 мм согласно табл. 2.4.

Таблица 2.3

Площадь поперечного сечения арматуры на 1 м ширины плиты, мм<sup>2</sup>

Шаг стержней, мм	Диаметр стержней, мм									
	3	4	5	5,5	6	8	10	12	14	16
100	71	126	196	238	283	503	785	1131	1539	2011
125	57	101	157	190	226	402	628	905	1231	1608
150	47	84	131	159	184	335	523	754	1026	1340
200	35	63	98	119	141	251	393	565	769	1005
250	28	50	79	95	113	201	314	452	616	804
300	23	42	65	79	94	168	261	377	513	670
350	20	36	56	68	81	144	224	323	444	574
400	18	32	49	60	71	125	196	282	350	502

Таблица 2.4

Диаметр и шаг стержней распределительной арматуры балочных плит, мм

Диаметр стержней рабочей арматуры, мм	Шаг стержней рабочей арматуры, мм					
	100	125	150	200	250	300
4	$\frac{4}{350}$	$\frac{4}{350}$	$\frac{4}{350}$	$\frac{4}{350}$	$\frac{4}{350}$	$\frac{4}{350}$
5	$\frac{4}{350}$	$\frac{4}{350}$	$\frac{4}{350}$	$\frac{4}{350}$	$\frac{4}{350}$	$\frac{4}{350}$
6	$\frac{4}{350}$	$\frac{4}{350}$	$\frac{4}{350}$	$\frac{4}{350}$	$\frac{4}{350}$	$\frac{4}{350}$
8	$\frac{5}{350}$	$\frac{5}{350}$	$\frac{4}{350}$	$\frac{4}{350}$	$\frac{4}{350}$	$\frac{4}{350}$
10	$\frac{6}{350}$	$\frac{6}{350}$	$\frac{5}{350}$	$\frac{5}{350}$	$\frac{5}{350}$	$\frac{5}{350}$
12	$\frac{6}{350}$	$\frac{6}{350}$	$\frac{6}{350}$	$\frac{6}{350}$	$\frac{6}{350}$	$\frac{6}{350}$
14	$\frac{8}{350}$	$\frac{8}{350}$	$\frac{8}{350}$	$\frac{6}{350}$	$\frac{6}{350}$	$\frac{6}{350}$

**Второй пролет крайней полосы и опора C:**  $M_{Sd} = 4,373 \text{ кН}\cdot\text{м};$

$$\sigma_m = \frac{M_{Sd}}{\sigma \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2} = \frac{4,373 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 10,67 \cdot 1000 \cdot 60^2} = 0,114 < \sigma_{m,lim} = 0,43.$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \sigma_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,114} = 0,121;$$

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,121 = 0,94.$$

Требуемая площадь сечения рабочей арматуры

$$A_s = \frac{M_{Sd}}{f_{yd} \cdot \eta \cdot d} = \frac{4,373 \cdot 10^6}{364 \cdot 0,94 \cdot 60} = 213 \text{ мм}^2.$$

Процент армирования

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{213}{1000 \cdot 60} \cdot 100 \% = 0,36 \% > \rho_{min} = 0,13 \%$$

Принимаем сварную плоскую сетку:

– рабочие стержни –  $\varnothing 6$  класса S400, шаг – 125 мм ( $A_s = 226 \text{ мм}^2$ );

– распределительная арматура –  $\varnothing 4$  класса S500, шаг – 350 мм.

**Второй пролет средней полосы и опора C:**  $M_{Sd} = 3,498 \text{ кН}\cdot\text{м};$

$$\sigma_m = \frac{M_{Sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2} = \frac{3,498 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 10,67 \cdot 1000 \cdot 60^2} = 0,091 < \sigma_{m,lim} = 0,43.$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \sigma_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,091} = 0,096;$$

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,094 = 0,952.$$

Требуемая площадь сечения рабочей арматуры

$$A_s = \frac{M_{Sd}}{f_{yd} \cdot \eta \cdot d} = \frac{3,498 \cdot 10^6}{364 \cdot 0,94 \cdot 60} = 170 \text{ мм}^2.$$

Процент армирования

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{170}{1000 \cdot 60} \cdot 100 \% = 0,28 \% > \rho_{\min} = 0,13 \%$$

Принимаем сварную плоскую сетку:

- рабочие стержни –  $\varnothing 6$  класса S400, шаг – 150 мм ( $A_s = 184 \text{ мм}^2$ );
- распределительная арматура –  $\varnothing 4$  класса S500, шаг – 350 мм.

**Опора B:**  $M_{Sd} = 4,998 \text{ кН}\cdot\text{м}$ ;

$$\sigma_m = \frac{M_{Sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2} = \frac{4,998 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 10,67 \cdot 1000 \cdot 60^2} = 0,13 < \alpha_{m, \text{lim}} = 0,43;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \sigma_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,13} = 0,14;$$

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,14 = 0,93.$$

Требуемая площадь сечения рабочей арматуры

$$A_s = \frac{M_{Sd}}{f_{yd} \cdot \eta \cdot d} = \frac{4,998 \cdot 10^6}{364 \cdot 0,93 \cdot 60} = 246 \text{ мм}^2.$$

Процент армирования

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{246}{1000 \cdot 60} \cdot 100 \% = 0,41 \% > \rho_{\min} = 0,13 \%$$

Принимаем сварную плоскую сетку:

- рабочие стержни –  $\varnothing 8$  класса S400, шаг – 200 мм ( $A_s = 251 \text{ мм}^2$ );
- распределительная арматура –  $\varnothing 4$  класса S500, шаг – 350 мм.

Окончательно площадь сечения арматуры, принятая по расчету для расчетных полос I и II плиты, приведена на рис. 2.7.

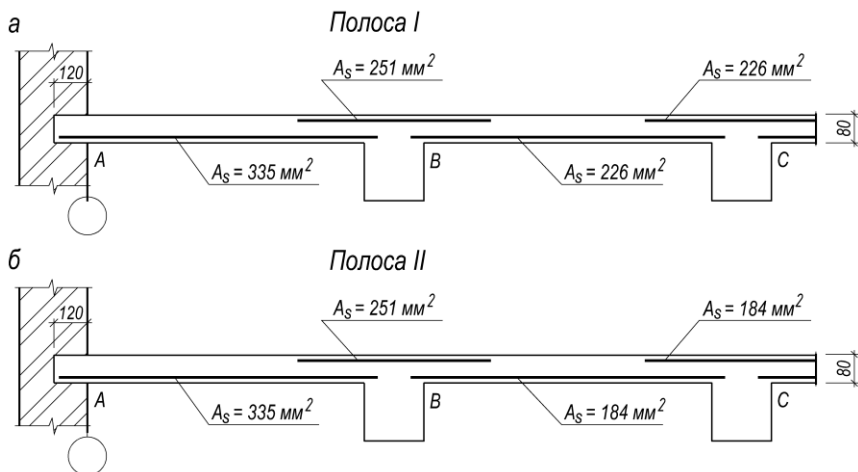


Рис. 2.7. Площадь арматуры плиты, принятая по расчету

## 2.5. Конструирование плиты

По расчетной площади арматуры  $A_s$ , используя табл. 2.3 и 2.4, подбирают рабочую и распределительную арматуру плиты. При толщине плиты  $h < 150$  мм расстояние между осями стержней рабочей арматуры в средней части пролета плиты (внизу) и над опорой (вверху) многопролетных плит должно быть не более 200 мм, при  $h > 150$  мм – не более  $1,5h$ .

Расстояние между рабочими стержнями, доводимыми до опоры плиты, не должно превышать 400 мм, причем площадь сечения этих стержней на 1 м ширины плиты должна составлять не менее 30 % площади сечения стержней в пролете, определенной расчетом по наибольшему изгибающему моменту.

Площадь сечения распределительной арматуры в плитах должна составлять не менее 10 % площади сечения рабочей арматуры в месте наибольшего изгибающего момента. Диаметр и шаг стержней этой арматуры, в зависимости от диаметра и шага стержней рабочей арматуры, можно принимать по табл. 2.4.



### 2.5.1. Армирование плиты рулонными сетками с продольным расположением рабочих стержней

Наиболее экономичным является армирование плит сварными сетками заводского изготовления.

Непрерывное армирование рулонными сетками с продольной рабочей арматурой рекомендуется при требуемом диаметре рабочей арматуры до 6 мм включительно. Армирование многопролетных балочных плит (с равными или отличающимися не более чем на 20 % пролетами) сварными рулонными сетками с продольным расположением рабочих стержней производится путем раскатки рулона на опалубке поперек второстепенных балок.

Сечение рабочей арматуры принимается одинаковым на всех средних пролетах и на всех промежуточных опорах (исключая первую промежуточную опору). Требуемая по расчету дополнительная арматура в крайних пролетах принимается в виде дополнительной сетки, укладываемой на основную (рис. 2.8).

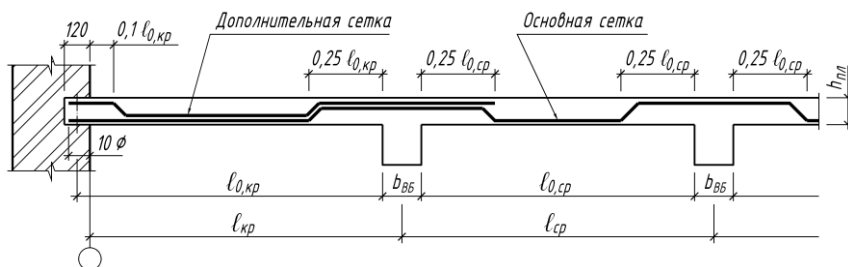


Рис. 2.8. Схема армирования плиты сварными рулонными сетками

### 2.5.2. Армирование плиты сварными сетками с поперечным расположением рабочих стержней

Для армирования плиты используют сварные сетки, рабочие стержни в которых принимают из арматуры класса S400 и S500 диаметром 6 мм и более, распределительные – из арматуры класса S500 диаметром 4 и 5 мм.

В пролетах и на опорах плиты устанавливается по одной сетке. На первой промежуточной опоре могут быть установлены две раз-

двинутые сетки. Длину рабочих стержней последних устанавливают из условия, чтобы их длина в одну сторону от грани балки составляла  $\frac{1}{4}$  пролета, в другую –  $\frac{1}{8}$  пролета.

В местах заделки плиты в стене устанавливают верхние сетки, площадь сечения рабочих стержней которых должна составлять не менее  $\frac{1}{3}$  площади сечения пролетной арматуры. Рабочие стержни принимают  $\varnothing 5$  класса S500, распределительные –  $\varnothing 4$  класса S500. Длина рабочих стержней назначается из условия, что расстояние от стены до края сетки должно составлять  $\frac{1}{10}$  пролета плиты (рис. 2.9).

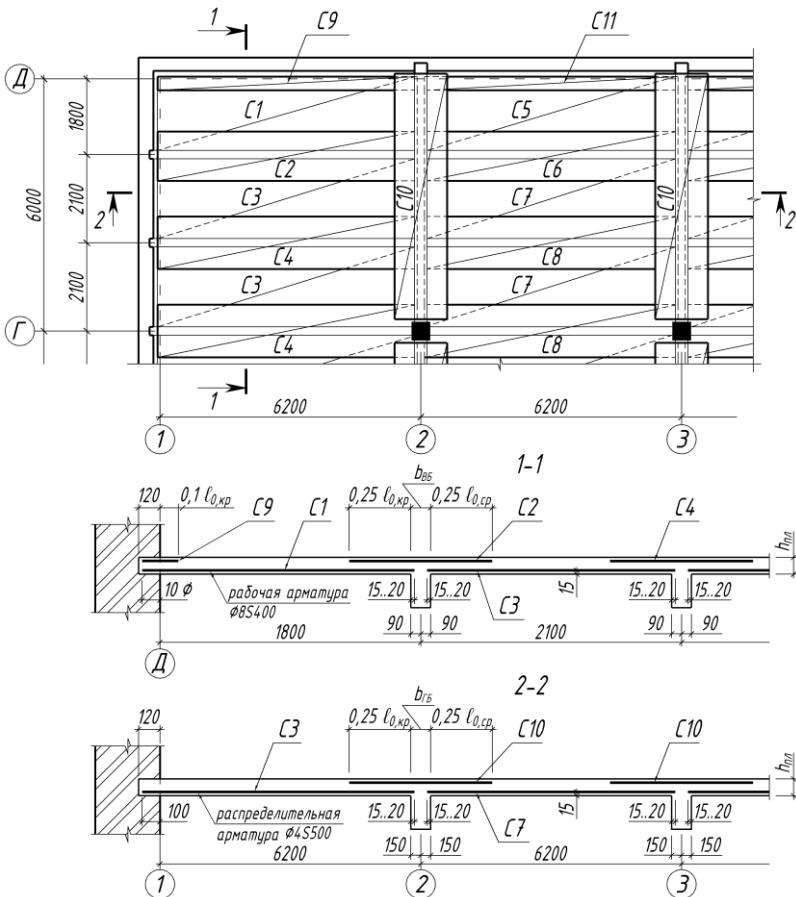


Рис. 2.9. Схема принятой арматуры для крайнего пролета плиты

Над главными балками устанавливают сетки с таким же количеством и диаметрами рабочих стержней (не менее  $\frac{1}{3}$  площади сечения арматуры пролета плиты), но длина их в каждую сторону от грани балки принимается равной  $\frac{1}{4}$  пролета плиты.

Для армирования плит в первую очередь следует использовать сварные сетки по ГОСТ 23279–85 «Сетки арматурные сварные для железобетонных конструкций и изделий».

Условное обозначение марки сетки

$$\chi C \frac{d-v}{d_1-u} b \times l \frac{a_1+a_2}{a},$$

где  $\chi$  – обозначение типа сетки (4 – легкая сетка);

C – буквенное обозначение наименования сварной сетки (с добавлением для рулонных сеток индекса «р») – Ср);

$d, d_1$  – диаметр соответственно продольных и поперечных стержней с указанием класса арматурной стали;

$v, u$  – шаг соответственно продольных и поперечных стержней;

$b, l$  – соответственно ширина и длина сетки, см;

$a_1, a_2$  – значения выпусков продольных стержней, мм;

$a$  – значения выпусков поперечных стержней, м.

Если  $a_1 = a_2$ , то в обозначении марки сетки следует указывать только значения  $a_1$  и  $a$ , при  $a_1 = a_2 = a$  следует указывать только  $a_1$ , при  $a_1 = a_2 = a = 25$  мм значение  $a_1$  опускается.

При проектировании сеток в первую очередь рекомендуется применять товарные сетки с параметрами по действующим стандартам.

При отсутствии в сортаменте нужных арматурных изделий или при нецелесообразности их использования арматурные сетки следует проектировать как заводскую продукцию, пригодную для изготовления на современном высокопроизводительном сварочном оборудовании (многоэлектродные точечные машины) при соблюдении следующих требований:

– ширина сетки  $b$  не должна быть более 3800 мм;

– длина плоских сеток не должна быть более 9000 мм.

– диаметр продольных стержней класса S240 для плоских сеток должен быть не более 12 мм, класса S400 и S500 – не более 10 мм;

– диаметр поперечных стержней класса S240 не более 10 мм и класса S400 – не более 8 мм;

– шаг продольных стержней должен быть кратным 50 мм и быть не более 500 и не менее 100 мм, а в месте реза сеток 50 мм;

– шаг поперечных стержней должен быть кратным 25 мм и быть не более 400 и не менее 50 мм.

### Пример 2.5

Требуется произвести армирование сварными сетками плиты перекрытия (см. рис. 2.2) в соответствии с требуемыми по расчету площадями сечения арматуры (пример 2.4) в соответствии со схемой, указанной на рис. 2.7.

Определение габаритных размеров сеток (рис. 2.10):

$$C1: l_{c1} = 6200 + 100 - 150 + 20 = 6170 \text{ мм};$$

$$b_{c1} = 1800 + 100 - 90 + 20 = 1830 \text{ мм};$$

$$C2: l_{c2} = 6200 + 100 - 150 + 20 = 6170 \text{ мм};$$

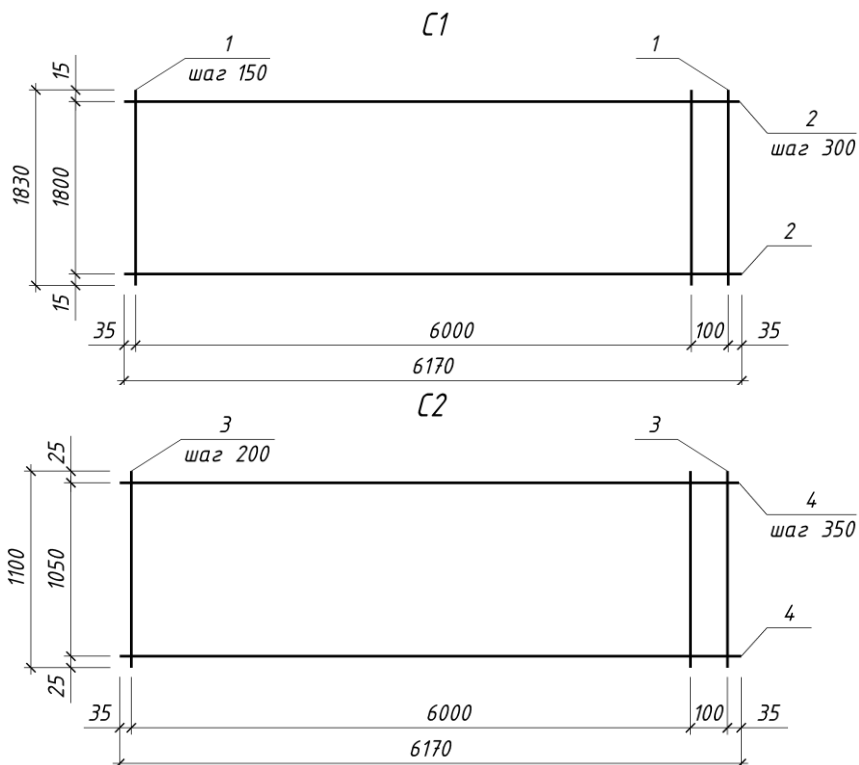
$$b_{c2} = 180 + \frac{1760}{4} + \frac{1900}{4} \approx 1100 \text{ мм};$$

$$C3: l_{c3} = l_{c1} = 6170 \text{ мм};$$

$$b_{c3} = 2100 - 180 + 2 \cdot 20 = 1960 \text{ мм};$$

$$C5: l_{c5} = 6200 - 2 \cdot 150 + 2 \cdot 20 = 5940 \text{ мм};$$

$$b_{c5} = 1800 + 100 - \frac{180}{2} + 20 = 1830 \text{ мм}.$$



Марка изделия	Поз.	Наименование	К-во	Масса 1 дет. кг	Масса изделия кг
С1	1	Ø8 S400 СТВ 1704 l=1830	42	0,715	
	2	Ø4 S500 СТВ 1704 l=6170	7	0,555	
С2	3	Ø8 S400 СТВ 1704 l=1100	32	0,442	
	4	Ø4 S500 СТВ 1704 l=6170	4	0,555	

Рис. 2.10. Сетки С1 и С2

Аналогично устанавливаются размеры и составляется спецификация для других сеток С3...С10.

### 3. РАСЧЕТ ВТОРОСТЕПЕННОЙ БАЛКИ

#### 3.1. Определение нагрузок

При подсчете нагрузок конструкции монолитного железобетонного перекрытия рассматриваются как разрезные. Нагрузки, передаваемые на второстепенную балку, прикладываются с полосы шириной, равной расстоянию между осями второстепенных балок (см. рис. 2.2). Размеры ребра второстепенной балки назначают предварительно в зависимости от пролета балки.

#### 3.2. Определение расчетных усилий

За расчетные пролеты второстепенной балки принимают:

для средних пролетов – расстояние между главными балками в свету;

крайних пролетов – расстояние от ближайшей к стене грани главной балки до середины опоры на стене.

Многопролетные второстепенные балки с равными пролетами или с пролетами, отличающимися не более чем на 10 %, рассчитывают как равнопролетные неразрезные балки, свободно лежащие на опорах и загруженные равномерно распределенной нагрузкой.

Расчет изгибающих моментов производят с учетом их перераспределения вследствие пластических деформаций бетона.

Пример определения нагрузки на балку приведен в табл. 3.1, состав перекрытия – на рис. 2.1.

При принятой ширине сечения главной балки  $b_{ТБ} = 300$  мм расчетные пролеты второстепенной балки составляют:

$$\text{– в крайнем пролете } l_{0,кр} = 6200 - \frac{300}{2} + \frac{250}{2} = 6175 \text{ мм;}$$

$$\text{– в среднем пролете } l_{0,ср} = 6200 - \frac{300}{2} - \frac{300}{2} = 5900 \text{ мм.}$$

Таблица 3.1

Нормативные и расчетные значения нагрузок  
на погонной длине 1 м второстепенной балки  
(при шаге второстепенных балок 2,1 м)

№	Наименование нагрузки	Нормативное значение, кН/м	$\gamma_F$	$\gamma_n$	Расчетное значение, кН/м
<u>Постоянная нагрузка</u>					
1	Керамическая плитка, $\delta = 12$ мм ( $\rho = 2000$ кг/м <sup>3</sup> ), $1 \times 1 \times 0,012 \times 20 \times 2,1$	0,504	1,35	0,95	0,646
2	Цементно-песчаная стяжка М100, $\delta = 35$ мм ( $\rho = 2100$ кг/м <sup>3</sup> ), $1 \times 1 \times 0,035 \times 21 \times 2,1$	1,544	1,35	0,95	1,98
3	Керамзитобетон, $\delta = 55$ мм ( $\rho = 1200$ кг/м <sup>3</sup> ), $1 \times 1 \times 0,055 \times 12 \times 2,1$	1,386	1,35	0,95	1,778
4	Один слой оклеечной пароизоляции на битумной мастике, $\delta = 3$ мм ( $m = 5$ кг/м <sup>2</sup> ), $1 \times 1 \times 0,05 \times 2,1$	0,105	1,35	0,95	0,135
5	Монолитная железобетонная плита перекрытия $\delta = 80$ мм ( $\rho = 2500$ кг/м <sup>3</sup> )	4,2	1,35	0,95	5,387
6	Собственная масса балки, $b \times h = 200 \times (500 - 80)$ , ( $\rho = 2500$ кг/м <sup>3</sup> )	2,10	1,35	0,95	2,69
<b>Итого</b> $g = 12,616$					
<u>Переменная нагрузка</u>					
	Полезная нагрузка $10,5 \times 2,1$	22,05	1,5	0,95	31,421
<b>Итого</b> $q = 31,421$					

Ординаты огибающей эпюры моментов определяются по формуле

$$M_{Sd} = \beta \cdot g + q \cdot l_0^2,$$

где  $g$  – постоянная нагрузка, кН/м;

$q$  – переменная нагрузка, кН/м;

$l_0$  – расчетный пролет, м.

Значения коэффициента  $\beta$  принимаем по интерполяции в зависимости от отношения  $\frac{q}{g} = \frac{31,421}{12,619} = 2,49$  (рис. П1, табл. П5). Нулевые точки положительных моментов расположены на расстоянии  $0,15 \cdot l_0$  от грани опор, а положение нулевой точки отрицательных моментов в первом пролете зависит от соотношения  $q/g$ .

Принимая

$$\sum_j \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} = g = 12,619 \text{ кН/м (постоянная нагрузка)}$$

и

$$\sum_{i=1} \gamma_{Q,i} \cdot Q_{k,i} = q = 31,421 \text{ кН/м (переменная нагрузка)}$$

составляем основные сочетания нагрузок на балку [1, 2 п. А4]:

– первое основное сочетание

$$\rho_{1,Б} = 12,619 + 0,7 \cdot 31,421 = 34,614 \text{ кН/м};$$

– второе основное сочетание

$$\rho_{2,Б} = 0,85 \cdot 12,619 + 31,421 = 42,147 \text{ кН/м}.$$

Для дальнейших расчетов балки принимаем наиболее неблагоприятное сочетание  $\rho_{2,Б} = 42,147 \text{ кН/м}$ .

Величины поперечных сил у опоры (рис. 3.1) определяются по формулам:

– у опоры А

$$V_{Sd,A} = 0,4 \cdot \rho_{2,Б} \cdot l_{0,кр} = 0,4 \cdot 42,147 \cdot 6,175 = 104,103 \text{ кН};$$

– у опоры Б слева

$$V_{Sd,B}^{\text{лев}} = 0,6 \cdot \rho_{2,Б} \cdot l_{0,кр} = 0,6 \cdot 42,147 \cdot 6,175 = 156,155 \text{ кН};$$

– у опоры В справа и у остальных опор

$$V_{Sd,B}^{\text{прав}} = V_{Sd,C} = 0,5 \cdot \rho_{2,Б} \cdot l_{0,ср} = 0,5 \cdot 42,147 \cdot 5,9 = 124,334 \text{ кН}.$$



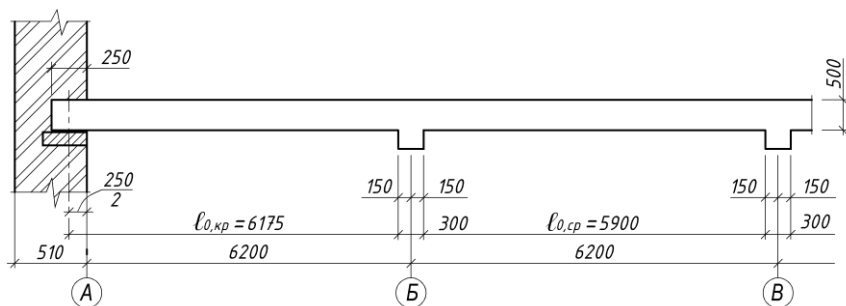


Рис. 3.1. Схема расчетных пролетов второстепенной балки

Величины изгибающих моментов приведены в табл. 3.2.

Таблица 3.2

Построение эпюры моментов

Номер пр-та	Номер точки	Доля пролета	$\beta$		$\rho_{2,Б} \cdot \frac{2}{l}$ , кНм	$M$ , кН·м	
			+	-		+	-
I	0	0			1607,09		
	1	$0,2 \cdot l_{0,кр}$	0,065			104,461	
	2	$0,4 \cdot l_{0,кр}$	0,090			144,638	
	2'	$0,425 \cdot l_{0,кр}$	0,091			146,245	
	3	$0,6 \cdot l_{0,кр}$	0,075			120,532	
	4	$0,8 \cdot l_{0,кр}$	0,020			32,142	
	5	$l_{0,кр}$		0,0715			114,907
II	5	0		0,0715	1467,137		104,900
	6	$0,2 \cdot l_{0,сп}$	0,018	0,033		26,408	48,416
	7	$0,4 \cdot l_{0,сп}$	0,058	0,012		85,094	17,606
	7'	$0,5 \cdot l_{0,сп}$	0,0625			91,696	
	8	$0,6 \cdot l_{0,сп}$	0,058	0,009		85,094	13,204
	9	$0,8 \cdot l_{0,сп}$	0,018	0,027		26,408	39,613
	10	$l_{0,сп}$		0,0625			91,696
III	10	0		0,0625	1467,137		91,696
	11	$0,2 \cdot l_{0,сп}$	0,018	0,025		26,408	36,678
	12	$0,4 \cdot l_{0,сп}$	0,058	0,006		85,094	8,803
	12'	$0,5 \cdot l_{0,сп}$	0,0625			91,696	
	13	$0,6 \cdot l_{0,сп}$	0,058	0,006		85,094	8,803
	14	$0,8 \cdot l_{0,сп}$	0,018	0,025		26,408	36,678
	15	$l_{0,сп}$		0,0625			91,696

Окончательный вид огибающих эпюр моментов и поперечных сил приведен на рис. 3.2.

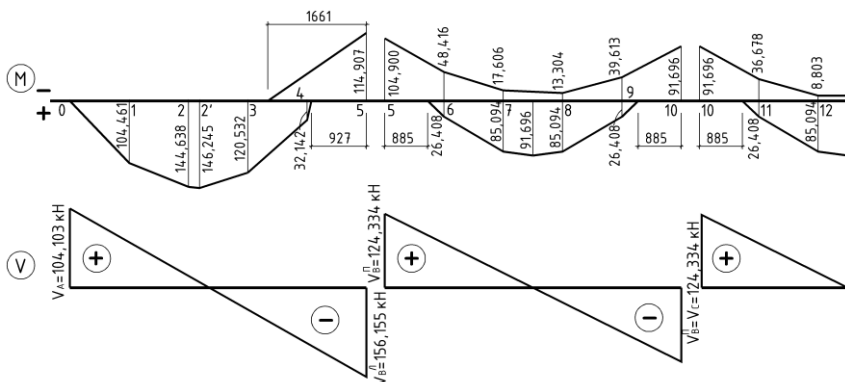


Рис. 3.2. Огибающие эпюры моментов и поперечных сил

### 3.3. Определение размеров сечения второстепенной балки

Второстепенная балка имеет тавровое сечение. Если полка тавра расположена в растянутой зоне, то она при расчете не учитывается и в этом случае расчет тавровой балки ничем не отличается от расчета прямоугольной балки с шириной сечения, равной ширине ребра. В этом случае размеры сечения второстепенной балки определяют по наибольшему опорному моменту  $M_{Sd}$ .

Как известно, при проценте армирования, равном или большем предельного, изгибаемые элементы разрушаются хрупко по сжатой зоне бетона без развития значительных пластических деформаций. В этом случае в статически неопределимых конструкциях к моменту разрушения перераспределение усилий полностью не реализуется и несущая способность конструкции не может быть оценена расчетом по методу предельного равновесия. Поэтому для реализации полного перераспределения усилий элементы статически неопределимых конструкций следует проектировать с армированием, меньшим предельного армирования для статически определимых систем.

В связи с этим при подборе сечений, в которых намечено образование пластических шарниров, следует принимать значение  $\xi = 0,35-0,40$ . Согласно «Руководству по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций» [6] необходимо

проектировать конструкции так, чтобы причиной разрушения не могли быть срез сжатой зоны или (особенно в элементах двутаврового и таврового сечения) раздавливание бетона от главных сжимающих напряжений. Для армирования конструкций рекомендуется применять стали, допускающие достаточно большие деформации в пластических шарнирах. Высота балки определяется по структуре 3 (рис. 3.3).

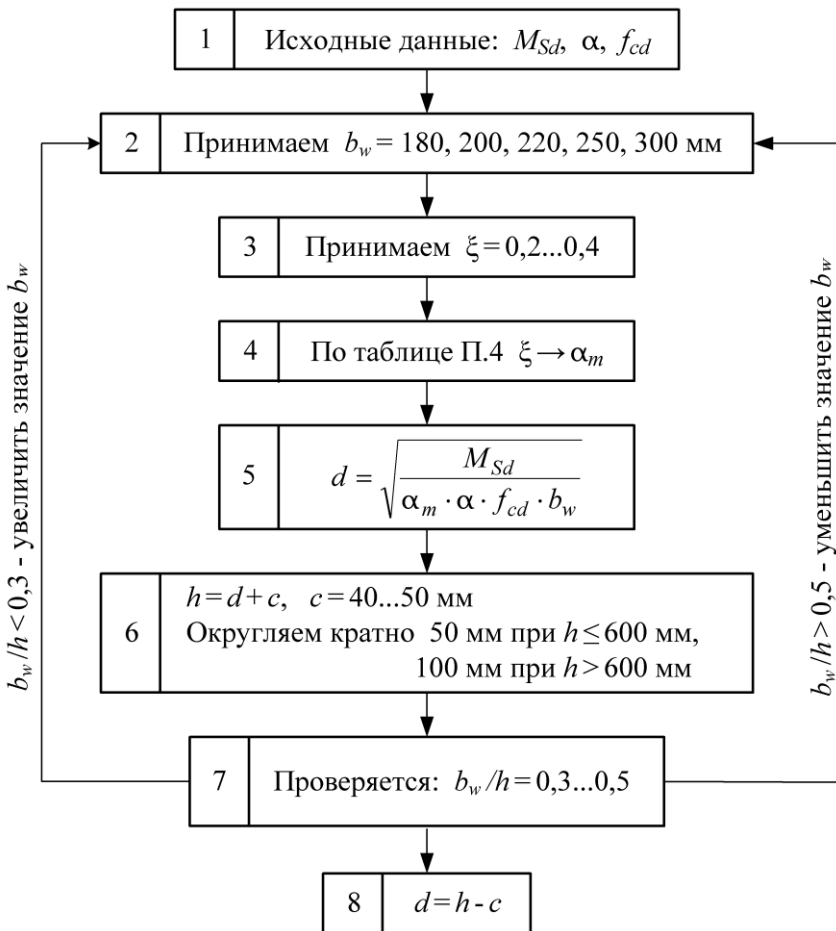


Рис. 3.3. Структура 3. Определение размеров сечения балки

### Пример 3.1

Определить высоту второстепенной балки.

$M_{Sd,max} = 114,907$  кН·м. Класс среды по условиям эксплуатации ХС1.

Назначаем ширину ребра второстепенной балки  $b_w = 200$  мм.

$\alpha_m$  – определяется по оптимальному значению  $\xi_{opt} = 0,35-0,4$ .

При  $\xi_{opt} = 0,37$

$$\alpha_m = \xi \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi) = 0,37 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,37) = 0,302.$$

Принимаем бетон класса  $C^{16}/_{20}$ .

Расчетное сопротивление бетона сжатию

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{16}{1,5} = 10,67 \text{ МПа};$$

$$\alpha = 1,0; \quad f_{ctk} = 1,3 \text{ МПа}; \quad f_{yk} = 400 \text{ МПа}.$$

$$d = \sqrt{\frac{M_{Sd,max}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot \alpha_m}} = \sqrt{\frac{114,907 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 10,67 \cdot 200 \cdot 0,302}} = 422,3 \text{ мм} \approx 422 \text{ мм}.$$

Полная высота балки

$$h = d + c_1 = 422 + 45 = 467 \text{ мм},$$

где  $c_1$  – расстояние от верхней грани балки до центра тяжести рабочей арматуры (на опоре рабочая арматура может быть установлена в два ряда).

Принимаем  $h = 500$  мм, так как высота балки должна быть кратна 50 мм. Размеры сечения второстепенной балки

$$b \times h = 200 \times 500 \text{ мм},$$

$$b/h = 200/500 = 0,40 < 0,5 \text{ – условие выполняется.}$$

Окончательно принимаем размеры сечения второстепенной балки

$$b \times h = 200 \times 500 \text{ мм}.$$

Тогда новое значение рабочей высоты второстепенной балки

$$d = h - c = 500 - 35 = 465 \text{ мм.}$$

### 3.4. Подбор сечения арматуры

В зависимости от направления действия изгибающего момента сжатая зона второстепенной балки таврового сечения расположена в верхней или нижней части сечения.

При подборе продольной арматуры в пролетах второстепенной балки от действия положительных изгибающих моментов сечение балки рассчитывается как тавровое с шириной полки  $b_f^l$ .

При определении сечения рабочей продольной арматуры на промежуточных опорах и в средних пролетах при действии отрицательного изгибающего момента в расчет вводится только ширина ребра балки  $b_w$ .

Максимальная расчетная ширина полки  $b_f^l$  ограничивается определенными пределами, так как ее совместная работа с ребром в предельной стадии может быть не обеспечена вследствие местной потери устойчивости полки и ее чрезмерного прогиба.

Согласно п. 7.1.2.7 СНБ 5.03.01–2002 [1, 2] значение  $b_f^l$ , вводимое в расчеты, принимается из условия, что ширина свеса полки в каждую сторону от ребра должна быть не более  $\frac{1}{6}$  пролета элемента и не более:

а) половины расстояния в свету между продольными ребрами при наличии поперечных ребер или  $h_f \geq 0,1 \cdot h$ ;

б)  $6 \cdot h_f$  при отсутствии поперечных ребер или при расстоянии между ними больше, чем расстояние между продольными ребрами, и при  $(h_f < 0,1 \cdot h)$ .

В качестве рабочей арматуры железобетонных конструкций следует преимущественно применять арматуру класса S400, S500 ( $\min \varnothing \geq 12 \text{ мм}$ ).

Определение площади сечения рабочей арматуры во второстепенной балке производится согласно структуре 4 (рис. 3.4).

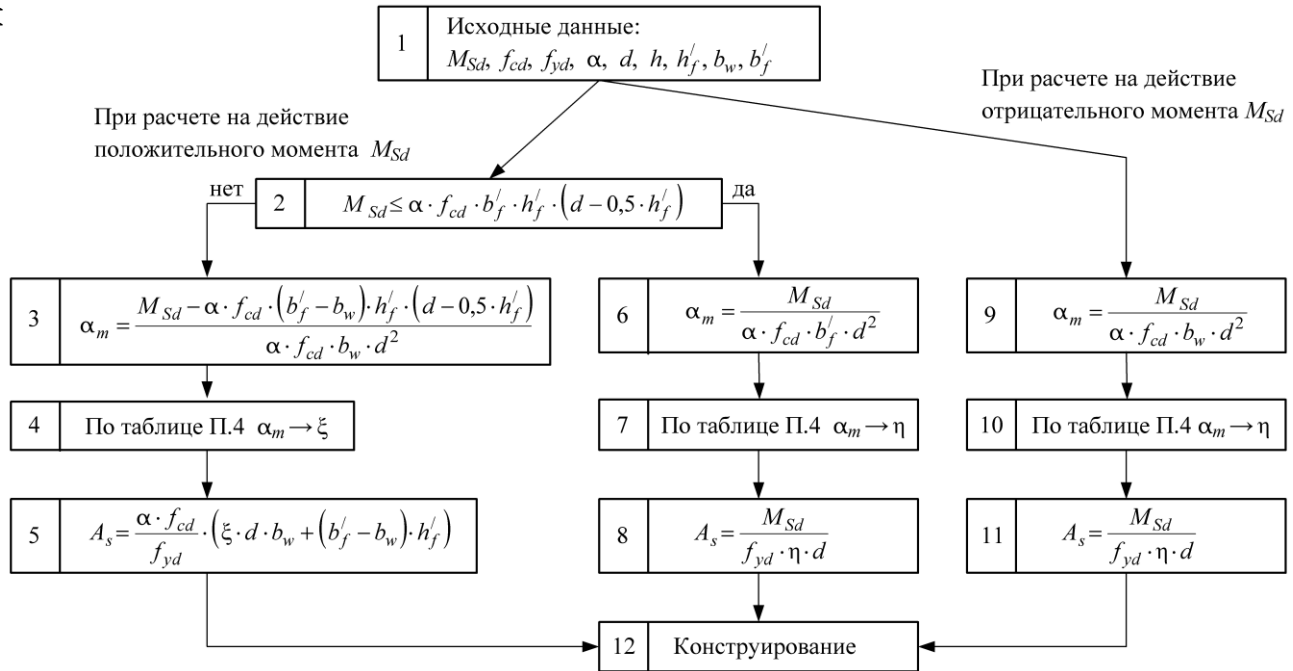


Рис. 3.4. Структура 4. Определение площади арматуры в изгибаемых элементах таврового профиля



### Пример 3.2

Определение площади сечения продольной рабочей арматуры во второстепенной балке (рис. 3.5).

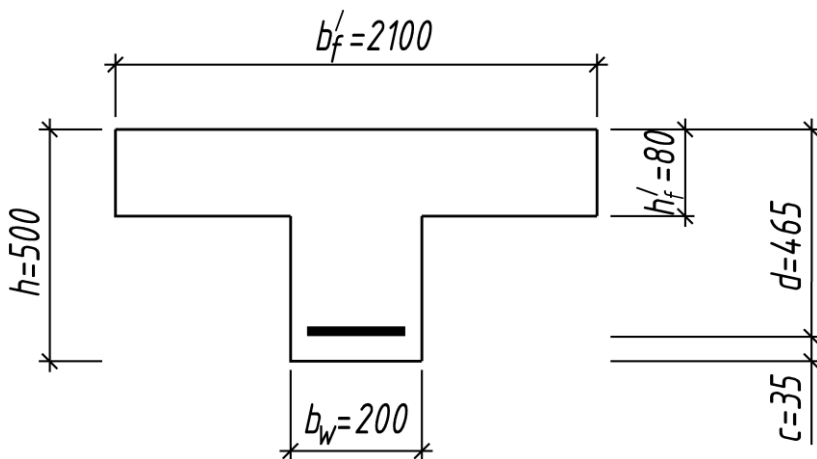


Рис. 3.5. Сечение второстепенной балки

Исходные данные:  $M_{Sd1,max} = 146,245 \text{ кН}\cdot\text{м}$ ;  $b_w = 200 \text{ мм}$ ;  
 $h = 500 \text{ мм}$ ;  $h'_f = 80 \text{ мм}$

1. Подбор площади сечения продольной арматуры в первом пролете по положительному моменту.

$$d = h - c = 500 - 35 = 465 \text{ мм};$$

$$c = c_{cov} + \frac{\varnothing}{2};$$

$$b'_f = 2 \cdot b_{cb} + b_w,$$

где а)  $b_{cb} = \frac{1}{6} \cdot l_0 = \frac{6175}{6} = 1029,17 \text{ мм}$ ;



$$\text{б) } b_{\text{CB}} = \frac{1}{2} \cdot \left( 2100 - 2 \cdot \frac{200}{2} \right) = 950 \text{ мм};$$

$$\text{в) } \frac{h_f}{h} = \frac{80}{500} = 0,16 > 0,1.$$

В расчетную ширину полки  $b'_f$  вводится минимальное значение:

$$b'_f = 2b_{\text{CB}} + b_w = 2 \cdot 950 + 200 = 2100 \text{ мм.}$$

Класс по условиям эксплуатации XС1. Принимаем бетон класса C<sup>16</sup>/<sub>20</sub>.

Расчетное сопротивление бетона сжатию

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{16}{1,5} = 10,67 \text{ МПа.}$$

Принимаем стержневую арматуру класса S400:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{400}{1,1} \approx 365 \text{ МПа.}$$

Характеристика сжатой зоны бетона

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 10,67 = 0,765.$$

Граничные значения относительной высоты и относительного момента сжатой зоны

$$\xi_{\text{lim}} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s,\text{lim}}}{\sigma_{sc,u}} \cdot \left( 1 - \frac{\omega}{1,1} \right)} = \frac{0,765}{1 + \frac{365}{500} \cdot \left( 1 - \frac{0,765}{1,1} \right)} = 0,626$$

$$\beta_{m,\text{lim}} = \xi_{\text{lim}} \cdot 1 - 0,5 \cdot \xi_{\text{lim}} = 0,626 \cdot 1 - 0,5 \cdot 0,626 = 0,43.$$

Определим, где проходит граница сжатой зоны в нашем случае:

$$\begin{aligned} M_{Rd,n} &= \sigma \cdot f_{cd} \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot d - 0,5 \cdot h'_f = \\ &= 1,0 \cdot 10,67 \cdot 2100 \cdot 80 \cdot 465 - 0,5 \cdot 80 = 761,838 \text{ кН} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

Так как  $M_{Rd,n} = 761,838 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{Sd1,\max} = 146,245 \text{ кН} \cdot \text{м}$ , то нейтральная ось проходит в пределах полки и сечение рассчитывается как прямоугольное с шириной  $b'_f$ .

Относительный момент сжатой зоны

$$\begin{aligned} \sigma_m &= \frac{M_{Sd1,\max}}{\sigma \cdot f_{cd} \cdot b'_f \cdot d^2} = \\ &= \frac{146,245 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 10,67 \cdot 2100 \cdot 465^2} = 0,030 < \alpha_{m,\text{lim}} = 0,43. \end{aligned}$$

Относительная высота сжатой зоны

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \sigma_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,03} = 0,03.$$

Относительный момент сжатой зоны

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,03 = 0,985.$$

Требуемая площадь продольной арматуры

$$A_s = \frac{M_{Sd1,\max}}{f_{yd} \cdot d \cdot \eta} = \frac{146,245 \cdot 10^6}{365 \cdot 465 \cdot 0,985} = 875 \text{ мм}^2.$$

2. Подбор площади сечения продольной арматуры во втором пролете по положительному моменту.

$$M_{Sd2,max} = 91,696 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad b'_f = 2100 \text{ мм}; \quad h'_f = 80 \text{ мм};$$

$$d = h - c = 500 - 35 = 465 \text{ мм};$$

$$\begin{aligned} \sigma_m &= \frac{M_{Sd2,max}}{\sigma \cdot f_{cd} \cdot b'_f \cdot d^2} = \\ &= \frac{91,696 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 10,67 \cdot 2100 \cdot 465^2} = 0,019 < \alpha_{m,lim} = 0,43. \end{aligned}$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \sigma_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,019} = 0,019.$$

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,019 = 0,990.$$

Требуемая площадь продольной арматуры

$$A_s = \frac{M_{Sd2,max}}{f_{yd} \cdot d \cdot \eta} = \frac{91,696 \cdot 10^6}{365 \cdot 465 \cdot 0,99} = 545,7 \text{ мм}^2.$$

3. Подбор площади сечения продольной арматуры на опоре В

$$M_{Sd,B} = -114,907 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$b_w = 200 \text{ мм},$$

так как сжатая зона находится в ребре в нижней части балки.

$$d = 500 - 50 = 450 \text{ мм},$$

так как арматура может быть установлена в два ряда.

$$\sigma_m = \frac{M_{Sd,B}}{\sigma \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2} = \frac{114,907 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 10,67 \cdot 200} = 0,266 < \alpha_{m,lim} = 0,43$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \sigma_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,266} = 0,316.$$

$\xi = 0,316 < \xi_{lim} = 0,626$  – условие выполняется.

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,316 = 0,842.$$

Требуемая площадь продольной арматуры

$$A_s = \frac{M_{Sd,B}}{f_{yd} \cdot d \cdot \eta} = \frac{114,907 \cdot 10^6}{365 \cdot 450 \cdot 0,842} = 830,7 \text{ мм}^2.$$

Процент армирования

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{830,7}{200 \cdot 450} \cdot 100 \% = 0,92 \% > \rho_{min} = 0,13 \%.$$

4. Подбор площади сечения продольной арматуры на опоре С:

$$M_{Sd,C} = -91,696 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad b_w = 200 \text{ мм}; \quad d = 450 \text{ мм};$$

$$\sigma_m = \frac{M_{Sd,C}}{\sigma \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2} = \frac{91,696 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 10,67 \cdot 200 \cdot 450^2} = 0,213 < \alpha_{m,lim} = 0,43.$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \sigma_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,213} = 0,242.$$

$\xi = 0,242 < \xi_{lim} = 0,626$  – условие выполняется.

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,242 = 0,879.$$

Требуемая площадь продольной арматуры

$$A_s = \frac{M_{Sd,c}}{f_{yd} \cdot d \cdot \eta} = \frac{91,696 \cdot 10^6}{365 \cdot 450 \cdot 0,879} = 637 \text{ мм}^2.$$

Процент армирования

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{637}{200 \cdot 450} \cdot 100 \% = 0,71 \% > \rho_{\min} = 0,13 \%$$

5. Подбор площади сечения продольной арматуры во втором пролете по отрицательному моменту.

$$M_{Sd2,\min} = -17,606 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad b_w = 200 \text{ мм}; \quad d = 465 \text{ мм};$$

$$\sigma_m = \frac{M_{Sd2,\min}}{\sigma \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2} = \frac{17,606 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 10,67 \cdot 200 \cdot 465^2} = 0,038 < \sigma_{m,\lim} = 0,43.$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \sigma_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,038} = 0,038.$$

$$\xi = 0,038 < \xi_{\lim} = 0,626 - \text{условие выполняется.}$$

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,038 = 0,981.$$

Требуемая площадь продольной арматуры

$$A_s = \frac{M_{Sd2,\min}}{f_{yd} \cdot d \cdot \eta} = \frac{17,606 \cdot 10^6}{365 \cdot 465 \cdot 0,981} = 105,7 \text{ мм}^2 \approx 106 \text{ мм}^2$$

Процент армирования

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{105,7}{200 \cdot 465} \cdot 100 \% = 0,11 \% < \rho_{\min} = 0,13 \%$$

Принимаем площадь арматуры, исходя из  $\rho_{\min}$ :

$$A_s = b_w \cdot d \cdot \rho_{\min} = 200 \cdot 465 \cdot 0,0013 = 120,9 \text{ мм}^2.$$

Требуемая по расчету площадь сечения продольной рабочей арматуры приведена на рис. 3.6.

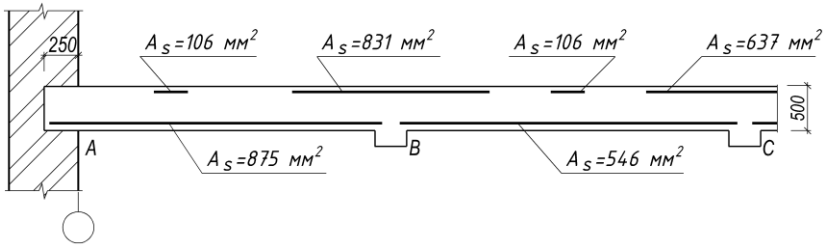


Рис. 3.6. Схема требуемой площади сечения арматуры

### Пример 3.3

Рассчитать прочность наклонных сечений балки на действие поперечной силы при следующих данных:

$V_{sd,кр} = 156,155$  кН. Сечение балки  $200 \times 500$  ( $h$ ) мм (см. рис. 3.5). Класс среды по условиям эксплуатации здания XС1. Класс бетона C<sup>16</sup>/<sub>20</sub>. Поперечная арматура класса S240.

Расчет ведется в соответствии со структурой 5 (рис. 3.7).

1. Расчетные характеристики материалов:

$$f_{ck} = 16 \text{ МПа}; \quad f_{cd} = \frac{16}{1,5} = 10,67 \text{ МПа};$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0,05}}{1,5} = \frac{1,3}{1,5} = 0,87 \text{ МПа};$$

$$f_{ywd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot \gamma_{s1} = \frac{240}{1,1} \cdot 0,8 = 175 \text{ МПа};$$

$$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}; \quad E_{cm} = 2,8 \cdot 10^4 \text{ МПа};$$

$b_w = 200$  мм;  $d = h - c = 500 - 35 = 465$  мм;  $\eta_2 = 2$ ;  $\eta_3 = 0,6$  [1, 2, п. 7.2.2.8].



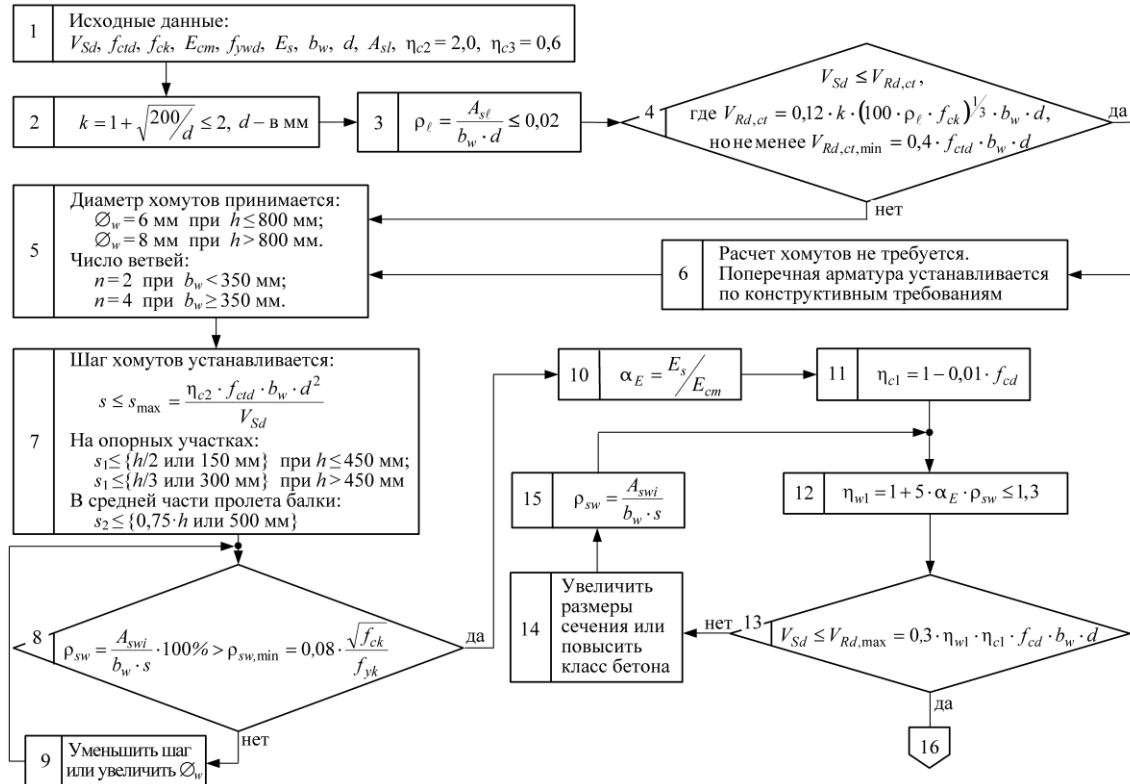


Рис. 3.7. Структура 5. Расчет наклонных сечений





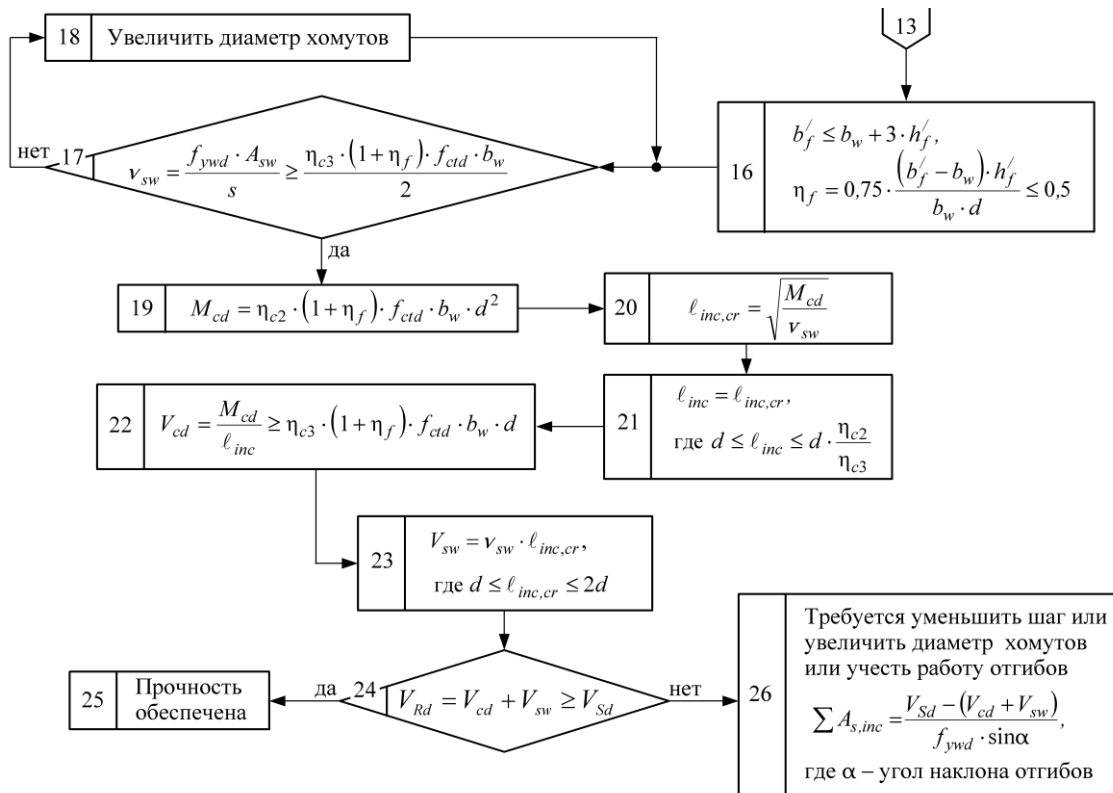


Рис. 3.7. Структура 5. Расчет наклонных сечений

$$2. k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{465}} = 1 + 0,656 = 1,656 < 2.$$

$$3. \rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{509}{200 \cdot 465} = 0,005 < 0,02,$$

где  $A_{sl} = 509 \text{ мм}^2$  – площадь продольной арматуры (2 $\varnothing$ 18), заведенной на опору (см. пример 3.4).

4. Поперечная сила, воспринимаемая железобетонным элементом без поперечной арматуры:

$$\begin{aligned} V_{Rd,ct} &= 0,12 \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \cdot b_w \cdot d} = \\ &= 0,12 \cdot 1,656 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,005 \cdot 16 \cdot 200 \cdot 465} = 39,962 \text{ кН} \geq V_{Rd,ct,min} = \\ &= 0,4 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,4 \cdot 0,87 \cdot 200 \cdot 465 = 32,364 \text{ кН}. \end{aligned}$$

5. Так как

$$V_{Rd,ct} = 39,962 \text{ кН} < V_{Sd} = 156,155 \text{ кН},$$

требуется расчет поперечной арматуры.

6. По конструктивным требованиям предварительно назначаем 2 $\varnothing$ 8 класса S240 ( $A_{sw} = 101 \text{ мм}^2$ ).

7. На приопорном участке принимаем шаг хомутов

$$s_1 = 150 \text{ мм} < \begin{cases} h/3 = 167 \text{ мм}, \\ 300 \text{ мм}. \end{cases}$$

$$s_1 < s_{max} = \frac{\eta_{c2} \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d^2}{V_{Sd}} = \frac{2 \cdot 0,87 \cdot 200 \cdot 465^2}{156155} = 482 \text{ мм}.$$

В средней части пролета балки  $s_2 \leq 500 \cdot 0,75 = 375$  мм. Принимаем  $s_2 = 300$  мм.

8. Проверяем [1, 2, п. 11.2.5]:

$$\begin{aligned} \rho_{sw} &= \frac{A_{swi}}{b_w \cdot s_1} = \frac{101}{200 \cdot 150} = 0,0034 > \rho_{sw, \min} = \\ &= 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,08 \cdot \frac{\sqrt{16}}{240} = 0,0013; \end{aligned}$$

$$9. \alpha_E = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{2 \cdot 10^5}{2,8 \cdot 10^4} = 7,14;$$

10. Определяем

$$\eta_{c1} = 1 - 0,01 \cdot f_{cd} = 1 - 0,01 \cdot 10,67 = 0,893;$$

11. Коэффициент, учитывающий наличие хомутов

$$\eta_{wl} = 1 + 5 \cdot \alpha_E \cdot \rho_{sw} = 1 + 5 \cdot 7,14 \cdot 0,0034 = 1,121 < 1,3.$$

12. Проверяем несущую способность бетона по наклонной полосе между наклонными трещинами на действие главных сжимающих напряжений:

$$V_{Rd, \max} = 0,3 \cdot \eta_{c1} \cdot \eta_{wl} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d =$$

$$0,3 \cdot 0,893 \cdot 1,121 \cdot 10,67 \cdot 200 \cdot 465 = 298,006 \text{ кН} > V_{Sd} = 156155 \text{ кН}$$

Таким образом, прочность бетона по наклонной полосе обеспечена.

13. Определяем коэффициент, учитывающий влияние сжатых полок

$$b'_f = b_w + 3 \cdot h'_f = 200 + 3 \cdot 80 = 440 \text{ мм};$$

$$\eta_f = \frac{0,75 \cdot (b'_f - b_w) \cdot h'_f}{b_w \cdot d} = \frac{0,75 \cdot (440 - 200) \cdot 80}{200 \cdot 465} = 0,155 < 0,5.$$

Коэффициент, учитывающий влияние продольной силы,  $\eta_N = 0$ .

14. Погонное усилие, воспринимаемое хомутами на единицу длины

$$v_{sw} = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{s} = \frac{101 \cdot 175}{150} = 117,83 \text{ Н/мм} >$$

$$> \frac{\eta_{c3} \cdot 1 + \eta_f \cdot f_{ctd} \cdot b_w}{2} = \frac{0,6 \cdot 1 + 0,155 \cdot 0,87 \cdot 200}{60,291} = 60,291 \text{ Н/мм.}$$

15. Определяем

$$\begin{aligned} M_{cd} &= \eta_{c2} \cdot 1 + \eta_f \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d^2 = \\ &= 2 \cdot 1 + 0,155 \cdot 0,87 \cdot 200 \cdot 465^2 = 86,909 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм} . \end{aligned}$$

16. Длина проекции опасной наклонной трещины на продольную ось элемента

$$l_{inc,cr} = \sqrt{\frac{M_{cd}}{v_{sw}}} = \sqrt{\frac{86,909 \cdot 10^6}{117,83}} = 858,8 \text{ мм} \approx 859 \text{ мм.}$$

17. Принимаем длину горизонтальной проекции наклонного сечения

$$l_{inc} = l_{inc,cr} = 859 \text{ мм.}$$

18. Проверяем

$$l_{inc} = 859 \text{ мм} > d = 465 \text{ мм};$$

$$l_{inc} = 859 \text{ мм} \leq \frac{\eta_{c2}}{\eta_{c3}} \cdot d = \frac{2}{0,6} \cdot 465 = 1550 \text{ мм} .$$

19. Определяем поперечное усилие, воспринимаемое бетоном

$$V_{cd} = \frac{M_{cd}}{l_{inc}} = \frac{86,909 \cdot 10^6}{859} = 101175 \text{ Н} >$$

$$> \eta_{c3} \cdot 1 + \eta_f \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot 1,155 \cdot 0,87 \cdot 200 \cdot 465 = 56070 \text{ Н} .$$

20. Проверяем

$$l_{inc,cr} = 859 \text{ мм} \leq 2d = 2 \cdot 465 = 930 \text{ мм} .$$

21. Определяем поперечное усилие, воспринимаемое хомутами, пересекающими наклонную трещину:

$$V_{sw} = v_{sw} \cdot l_{inc,cr} = 117,83 \cdot 859 = 101216 \text{ Н} .$$

22. Определяем величину поперечной силы, воспринимаемой наклонным сечением:

$$V_{Rd} = V_{sw} + V_{cd} = 101,216 + 101,175 = 202,391 \text{ кН} > V_{Sd} = 156,155 \text{ кН} .$$

Окончательно принимаем для армирования балки в приопорных сечениях поперечную арматуру  $2\text{Ø}8$  класса S240 ( $A_{sw} = 101 \text{ мм}^2$ ) (рис. 3.8).

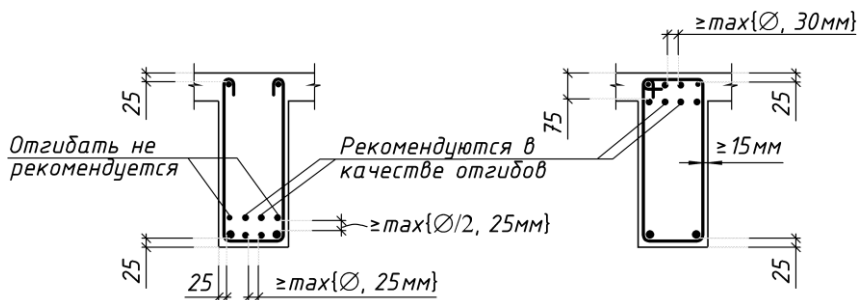


Рис. 3.9. Расположение продольной арматуры в поперечном сечении балки

### 3.5. Назначение количества и диаметров продольной рабочей арматуры

Определив необходимое сечение рабочей арматуры в пролетах и на опорах балки, а также площадь сечения отогнутой арматуры, переходят к назначению количества и диаметра стержней. Сначала подбирают арматуру во всех пролетах. При этом руководствуются следующими положениями:

1. Количество стержней желательнее назначить таким, чтобы арматура поместилась в одном ряду (но не менее трех стержней). Диаметр рабочих стержней рекомендуется принимать от 12 до 25 мм.

2. Число стержней в пролете следует согласовать с требуемым по расчету сечением отогнутой арматуры и с количеством отогнутых стержней, которое требуется, чтобы перекрыть на опоре участок огибающей эпюры поперечных сил.

3. Всю отогнутую арматуру следует получить посредством отгиба нижних продольных стержней и в крайнем случае, если их не хватает, поставить дополнительные отдельные отогнутые стержни – «утки». Количество плоскостей отгибов и площадь отогнутых стержней в каждой плоскости должны быть не меньше требуемых по расчету. Угол наклона отгибов к оси балки (при  $h \leq 800$  мм) принимается равным  $45^\circ$ , а при  $h > 800$  мм –  $60^\circ$ .

4. Следует стремиться к меньшему количеству разных диаметров рабочей арматуры. Разница в диаметрах рабочей арматуры должна быть не менее 4 мм.

5. Из продольных стержней балки не менее чем два стержня (свыше  $\frac{1}{2} A_s^{тр}$ ) должны быть заведены на опору балки (при  $b \geq 150$  мм) [1, 2, п. 11.2.17].

6. Подбор количества и диаметра стержней осуществляется таким образом, чтобы разность расчетной площади сечения арматуры и суммарной площади уложенных в пролетах стержней была минимальной (не более  $\pm 5\%$ ).

7. При размещении стержней в поперечном сечении балки следует обязательно следить за соблюдением величины зазора между ними, исходя из принятой ширины балки. Расстояние в свету между стержнями при нижнем расположении арматуры должно быть не

менее большего диаметра стержня и не менее 25 мм, при верхнем – не менее 30 мм. Расстояние в свету между рядами стержней при их двухрядном расположении должно быть не менее половины диаметра стержня и не менее 25 мм [1, 2, п. 11.2.15]. Толщина защитного слоя у нижней и верхней граней при диаметре продольной арматуры до 25 мм принимается не менее величины, указанной в табл. 2.1 [1, 2, табл. 11.4] и не менее максимального размера зерна крупного заполнителя. Толщина защитного слоя у боковых граней хомутов должна быть не менее 15 мм. Над опорой зазоры между стержнями в ряду увеличиваются для удобства бетонирования (см. рис. 3.8).

При расположении нижней арматуры более чем в два ряда по высоте сечения расстояние между стержнями, расположенными в третьем и следующих рядах, должны приниматься не менее 50 мм.

8. В случаях, если в пролетных сечениях по расчету требуется поставить более двух продольных стержней, то два крайних стержня надлежит довести до опоры второстепенной балки, а остальные в целях экономии металла рекомендуется ставить меньшей длины, предусмотрев на опорах перевод (отгиб) стержней из нижней зоны в пролете в верхнюю зону. Требуемая на опорах по расчету на действие изгибающего момента продольная рабочая арматура должна быть получена за счет пролетной отогнутой арматуры и арматуры, принятой по величине отрицательного изгибающего момента в соседних пролетах и укладываемой на крайние свободные места с тем, чтобы они являлись одновременно и монтажными стержнями.

Площадь сечения стержней первой плоскости отгибов (при отсутствии «уток»), считая от опоры, но только слева или только справа от опоры, не учитывается. Эти отгибы имеют, как правило, горизонтальный участок на опоре всего 50–200 мм и не могут воспринимать изгибающий момент.

В опорном сечении на восприятие изгибающего момента работает тот стержень, который имеет до опорного сечения прямой участок не менее  $0,5 \cdot d$ .

В некоторых случаях для получения на опоре требуемой площади сечения арматуры допускается устанавливать дополнительные прямые стержни, которые укладывают на крайние свободные места.



9. Стержни с отгибами рекомендуется располагать на расстоянии не менее  $2\varnothing$  от боковых граней элемента, где  $\varnothing$  – диаметр отгибаемого стержня.

### 3.6. Построение эпюры материалов

Прочность балки должна быть обеспечена по всей ее длине, однако не следует забывать и экономическую сторону проектирования. Площади сечения арматуры найдены по усилиям в наиболее загруженных сечениях балки, и, естественно, по мере уменьшения изгибающих моментов по длине балки часть стержней обрывают или переводят в другую зону. При помощи построения эпюры материалов определяются места обрывов и уточняются места начала отгибов стержней.

Эпюра материалов представляет собой графическое изображение значений моментов, которые могут быть восприняты балкой в любом сечении. Сопоставляя эпюру материалов с огибающей эпюрой моментов, можно проверить прочность сечения балки в любой точке по ее длине.

В любом сечении балки момент внешних сил не должен быть больше того момента, который может быть воспринят бетоном и арматурой в этом сечении, т. е. эпюра материалов везде должна перекрывать эпюру моментов. Чем ближе на всем протяжении балки эпюра материалов подходит к огибающей эпюре моментов, тем экономичнее запроектирована балка.

К началу построения эпюры материалов балка должна быть армирована. Для построения эпюры материалов по фактической площади арматуры  $A_s$  в середине пролета и на опоре согласно структуре 6 (рис. 3.9) определяют момент  $M_{Rd}$ , воспринимаемый арматурой  $A_s$ .

Затем в масштабе, принятом для построения эпюры изгибающих моментов (рис. 3.10), проводят горизонтальную линию, соответствующую  $M_{Rd}$ .

Эта горизонтальная линия должна быть расположена несколько дальше эпюры изгибающих моментов от нулевой линии, что показывает, насколько фактическая площадь арматуры  $A_s$  близка к расчетной  $A_s^{TP}$ . Если горизонтальная линия пересекает эпюру изгиба-

ющих моментов, то это говорит о недостаточном количестве арматуры  $A_s$  или об ошибке в вычислениях.

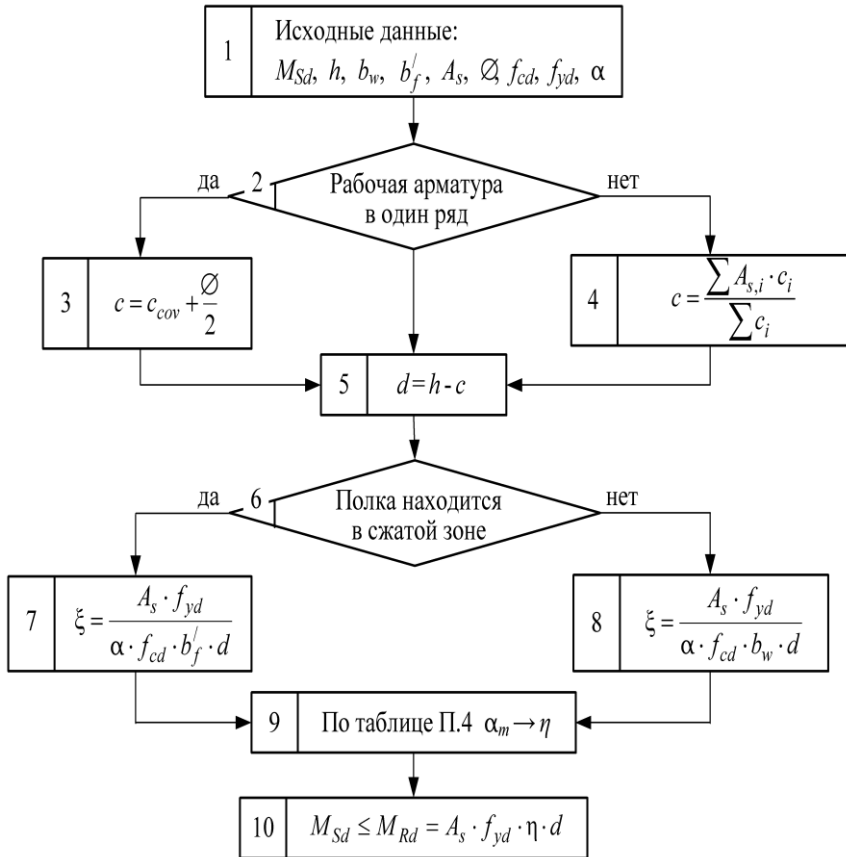


Рис. 3.9. Структура 6. Расчет ординат эпюры материалов

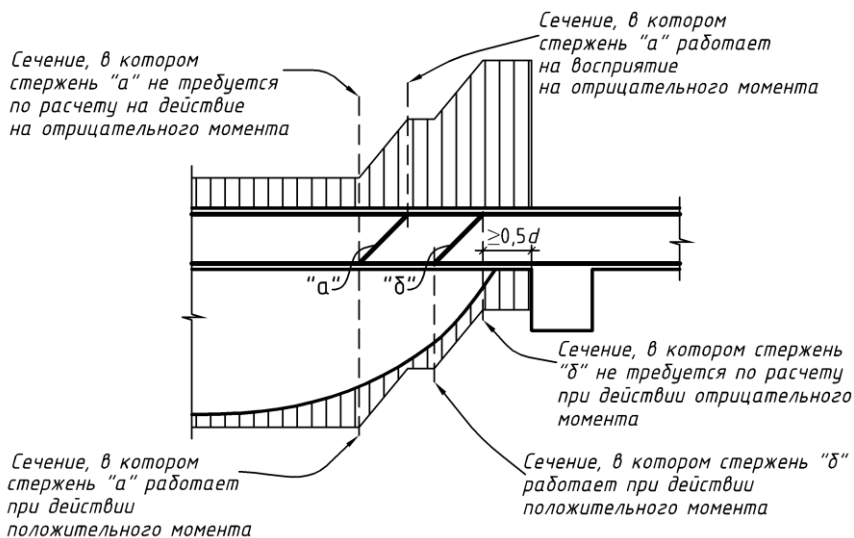


Рис. 3.10. Схема расположения отгибов

Затем подсчитывают момент  $M_{Rd}$  для доводимых до опоры стержней и снова проводят горизонтальную линию на эпюре изгибающих моментов. Точка пересечения этой линии с эпюрой моментов и будет точкой теоретического обрыва (отгиба) стержней арматуры. Таким же образом поступают и при определении мест обрыва (отгиба) других стержней.

Из точек теоретического обрыва (т.т.о.) проводят перпендикулярные линии до пересечения их с горизонтальными линиями  $M_{Rd}$  и окончательно строят эпюру материалов, которая имеет ступенчатый вид в местах теоретического обрыва стержней и наклонный вид в местах отгиба стержней.

С целью восприятия изгибающего момента от возможного частичного защемления балки на опоре в стене в первом пролете арматуру не обрезают, а отгибают на крайнюю опору. Начало отгиба располагают на расстоянии 50–100 мм от внутренней грани стены.

Не следует забывать, что сечения балки при расчете прочности на действие отрицательных изгибающих моментов рассматриваются как прямоугольные с шириной, равной ширине ребра, а при расчете на действие положительных моментов – как тавровые с шириной полки  $b'_1$  (для монолитных ребристых перекрытий тавровые сечения имеют развитую полку, нейтральная ось, как правило, проходит в полке, т. е.  $x < h'_f$ , и тавровое сечение рассчитывается как прямоугольное с шириной, равной  $b'_1$ ).

Нижние (не крайние) растянутые стержни вязаных каркасов в пролетах, как правило, не обрывают, а отгибают и заводят на опоры. На эпюре материалов уменьшение несущей способности сечений балки показывают в виде наклонных участков. Отгибаемые нижние стержни считаются вступившими в работу в точке нижнего отгиба, а отгибаемые верхние стержни – в точке верхнего отгиба.

Соответственно с переводом стержней в верхнюю зону балки возрастают ординаты эпюры материалов для отрицательных моментов и уменьшается эпюра материалов для положительных моментов.

Место расположения отгибов должно быть уточнено и увязано с эпюрой изгибающих моментов: начало отгиба в растянутой зоне должно отстоять от нормального к продольной оси элемента сечения, в котором отгибаемый стержень полностью используется по моменту не менее чем на  $0,5 \cdot d$ , а конец отгиба должен быть расположен не ближе того сечения, в котором отгиб не требуется по эпюре моментов (см. рис. 3.10).

Для обрываемых стержней места их теоретического обрыва определяют по точке пересечения прямых эпюры материалов с ветвями огибающей эпюры моментов.

В местах обрыва стержней эпюра материалов состоит из горизонтальных прямых с вертикальными уступами. Высота этих уступов пропорциональна сечению включающихся и выключающихся из работы стержней.

Расстояния от граней опор до точек теоретического обрыва определяются аналитически из подобия треугольников, образованных ординатами огибающей эпюры моментов и эпюры материалов. При построении эпюры материалов на чертеже в достаточно круп-

ном масштабе (например, 1 : 20) можно допустить определение вышеуказанных расстояний путем их измерения.

Для обеспечения прочности наклонных сечений на действие изгибающего момента в элементах постоянной высоты продольные растянутые стержни, обрываемые в пролете, должны заводиться за точку теоретического обрыва (т. е. за сечение, нормальное к продольной оси балки, в котором эти стержни перестают требоваться по расчету) на длину  $l_{bd}$ , тем самым определяется место фактического обрыва стержней.

### 3.7. Определение длины анкеровки обрываемых стержней

Сечения, в которых обрываемые стержни не требуются по расчету, можно определить, накладывая огибающую эпюру моментов на эпюру материалов. Точки пересечения обеих эпюр определяют места теоретического обрыва стержней в пролете (рис. 3.11).

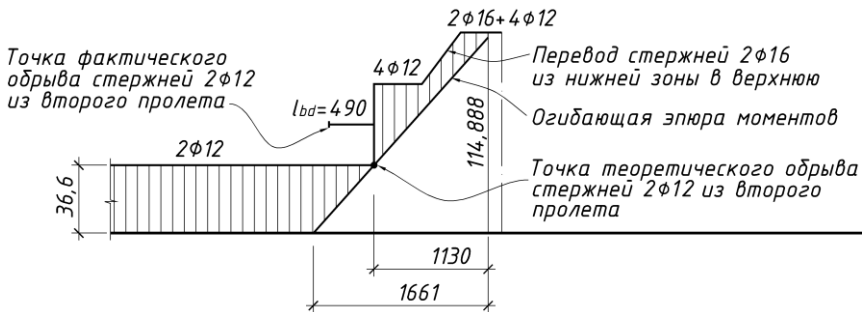


Рис. 3.11. Фрагмент эпюры материалов (выделено из рис. 3.12)

В соответствии с требованиями СНБ 5.03.01–2002 [1, 2, п. 11.2.37] обрываемые в пролете стержни следует заводить за точку теоретического обрыва на расстояние не менее чем расчетная длина анкеровки:

$$l_{bd} \geq \max \quad 0,5h; \quad 20\varnothing; \quad 0,6l_b \quad ,$$

где  $h$  – высота второстепенной балки;

$\varnothing$  – диаметр обрываемого стержня;

$$l_b = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} - \text{базовая длина анкеровки};$$

$f_{yd}$  – расчетное сопротивление арматуры.

Предельное напряжение сцепления по контакту арматуры с бетоном

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd},$$

где  $\eta_1 = 0,7$  – коэффициент, учитывающий влияние сцепления и положения стержней при бетонировании;

$\eta_2 = 1,0$  – при  $\varnothing \leq 32$  мм;

$\eta_3 = 2,25$  – для стержней периодического профиля;

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0,05}}{1,5} - \text{расчетное сопротивление бетона растяжению.}$$

Для обеспечения анкеровки стержней продольной арматуры, заводимых за внутреннюю грань свободной опоры (кирпичной стены), длина заводимых стержней должна быть не менее  $15\varnothing$  для элементов, где поперечная арматура устанавливается по расчету, а на опору заводится не менее  $\frac{1}{3}$  площади сечения арматуры, определенной по наибольшему изгибающему моменту в пролете [1, 2, п. 11.2.38].

### Пример 3.4

По результатам расчета балки (пример 3.2) подобрать сечение арматуры (количество и диаметр стержней) и построить эпюру материалов.

Подбирать диаметр и количество стержней рекомендуется одновременно в двух (крайнем и первом среднем) пролетах, имея в виду, что один или два стержня из каждого пролета будут отогнуты и переведены в верхнюю зону для восприятия опорных (отрицательных) моментов.

В каждом пролете подбираются три или четыре стержня таким образом, чтобы два стержня большего диаметра заводились на опоры, а остальные были отогнуты. Общая площадь сечения всех стержней должна быть близкой к требуемой по расчету.

По данным примера 3.2 для армирования первого пролета балки необходимо сечение арматуры, равное  $875 \text{ мм}^2$ . Это сечение можно получить приняв  $2\varnothing 22 + 2\varnothing 12$ , что обеспечивает  $A_s = 760 + 226 =$

= 986 мм<sup>2</sup> или 2Ø18+2Ø16 с площадью  $A_s = 509 + 402 = 917$  мм<sup>2</sup>. Во втором пролете по расчету требуется арматура с площадью  $A_s = 545$  мм<sup>2</sup>, что достигается постановкой 2Ø16+2Ø12 с площадью сечения  $A_s = 402 + 226 = 628$  мм<sup>2</sup> или 4Ø14 с площадью  $A_s = 616$  мм<sup>2</sup> или 3Ø16 с площадью  $A_s = 603$  мм<sup>2</sup>.

В верхней зоне балки устанавливаются монтажные стержни 2Ø12, которые проходят через опоры и стыкуются внахлест в середине второго пролета.

На первой промежуточной опоре (опоре В) для восприятия отрицательного опорного момента требуется площадь сечения арматуры  $A_s = 830$  мм<sup>2</sup>, которую обеспечивают два монтажных стержня (2Ø12) с  $A_s = 226$  мм<sup>2</sup>, два отгибаемых стержня первого пролета (2Ø16) с площадью  $A_s = 402$  мм<sup>2</sup> и два стержня Ø12 с площадью  $A_s = 226$  мм<sup>2</sup>, отгибаемых из второго пролета.

Таким образом, в первом пролете устанавливается 2Ø18 класса S400 и 2Ø16 класса S400 с общей площадью  $A_s = 917$  мм<sup>2</sup>, во втором пролете – 2Ø16 класса S400 и 2Ø12 класса S400 с общей площадью  $A_s = 628$  мм<sup>2</sup>. В курсовом проекте допускается принимать в пролете балки армирование из стержней с разницей диаметров 2 мм. Аналогично подбираются количество и диаметр стержней в третьем и других средних пролетах и на опорах (табл. 3.3).

Построение эпюры материалов начинается с вычисления ординат эпюры и выполняется согласно структуре 6 (см. рис. 3.9).

В первом пролете вычисляется величина  $M_{Rd,18}$  – момента, который может воспринять сечение балки армированной 2Ø18 класса S400, и откладывается в виде горизонтальной линии на эпюре моментов. Затем вычисляется  $M_{Rd,18+16}$  – момент, воспринимаемый балкой армированной 2Ø18+2Ø16 класса S400, и также откладывается на огибающей эпюре моментов.

Вычисляется  $M_{Rd,12}$  – отрицательный изгибающий момент, воспринимаемый балкой, армированной двумя монтажными стержнями 2Ø12 класса S400, установленными в верхней зоне. Величина  $M_{Rd,12}$  изображается прямой, проведенной выше «нулевой» линии. Точка ее пересечения с наклонной линией эпюры моментов крайнего пролета является точкой теоретического обрыва двух стержней Ø12, отогнутых во втором пролете и заведенных в крайний пролет. Во втором пролете точка пересечения прямой  $M_{Rd,16}$  с наклонной

линией эпюры моментов второго пролета является точкой теоретического обрыва двух стержней  $\varnothing 16$ , отогнутых в крайнем пролете и заведенных во второй пролет.



Таблица 3.3

## Вычисление ординат эпюры материалов для продольной арматуры

Количество и диаметр стержней	$A_s$ , мм <sup>2</sup>	$c$ , мм	$d = h - c$ , мм	$\xi = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{\sigma \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}$	$\eta = 1 - \frac{\xi}{2}$	$M_{Rd} = f_{yd} \cdot A_s \cdot d \cdot \eta$ , кН·м
Первый пролет						
2Ø18	509	25 + 9 = 34	466	$\xi = \frac{365 \cdot 509}{1,0 \cdot 10,67 \cdot 2100 \cdot 466} = 0,018$	0,991	85,8
2Ø18+2Ø16	911	34	466	$\xi = \frac{365 \cdot 911}{1,0 \cdot 10,67 \cdot 2100 \cdot 466} = 0,032$	0,984	152,473
Второй пролет						
2Ø16	402	25 + 8 = 33	467	$\xi = \frac{365 \cdot 402}{1,0 \cdot 10,67 \cdot 2100 \cdot 467} = 0,014$	0,993	68,043
2Ø16+2Ø12	628	33	467	$\xi = \frac{365 \cdot 628}{1,0 \cdot 10,67 \cdot 2100 \cdot 467} = 0,022$	0,989	105,868
Опора В слева						
2Ø12	226	31	469	0,082	0,959	37,102
2Ø12+2Ø12	452	50	450	$\xi = \frac{365 \cdot 452}{1,0 \cdot 10,67 \cdot 200 \cdot 450} = 0,172$	0,914	67,856
4Ø12+2Ø16	854	45,1*	454,9	$\xi = \frac{365 \cdot 854}{1,0 \cdot 10,67 \cdot 200 \cdot 454,9} = 0,321$	0,839	118,968
Опора В справа						
2Ø12	226	31	469	0,082	0,959	37,102
2Ø12+2Ø16	628	32	468	0,23	0,885	94,938
4Ø12+2Ø16	854	45,1*	454,9	0,321	0,839	118,968

\*Примечание.  $c = \frac{226 \cdot (25 + 6) + 402 \cdot (25 + 8) + 226 \cdot (75 + 6)}{226 + 402 + 226} = 45,1$  мм.



Для первого пролета вычисляется ордината эпюры  $M_{Rd}$  для 4Ø12, для второго пролета –  $M_{Rd}$  для 2Ø12+2Ø16 и на эпюре над первой промежуточной опорой проводятся две прямые. На расстоянии, большем чем  $0,5 \cdot d$  от грани опоры (главной балки), начинаются отгибы стержней 2Ø16 для крайнего пролета и 2Ø12 – для второго пролета. Аналогично строится эпюра материалов и для других пролетов (рис. 3.12).

Фактические точки обрыва отогнутых стержней вычисляются согласно п. 3.7.

### Пример 3.5

По результатам расчета балки (пример 3.4) рассчитать длину анкеровки отогнутых стержней.

Расчетная длина анкеровки

$$l_{bd} \geq \max \quad 0,5h; 20\varnothing; 0,6l_b \quad ,$$

где  $h$  – высота второстепенной балки;

$\varnothing$  – диаметр обрываемого стержня;

$$l_b = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} - \text{базовая длина анкеровки};$$

$f_{yd}$  – расчетное сопротивление арматуры.

Предельное напряжение сцепления по контакту арматуры с бетоном

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} = 0,7 \cdot 1 \cdot 2,25 \cdot 0,87 = 1,37 \text{ МПа.}$$

Базовая длина анкеровки для стержней  $\varnothing = 16$  мм

$$l_b = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{16}{4} \cdot \frac{365}{1,37} = 1066 \text{ мм.}$$



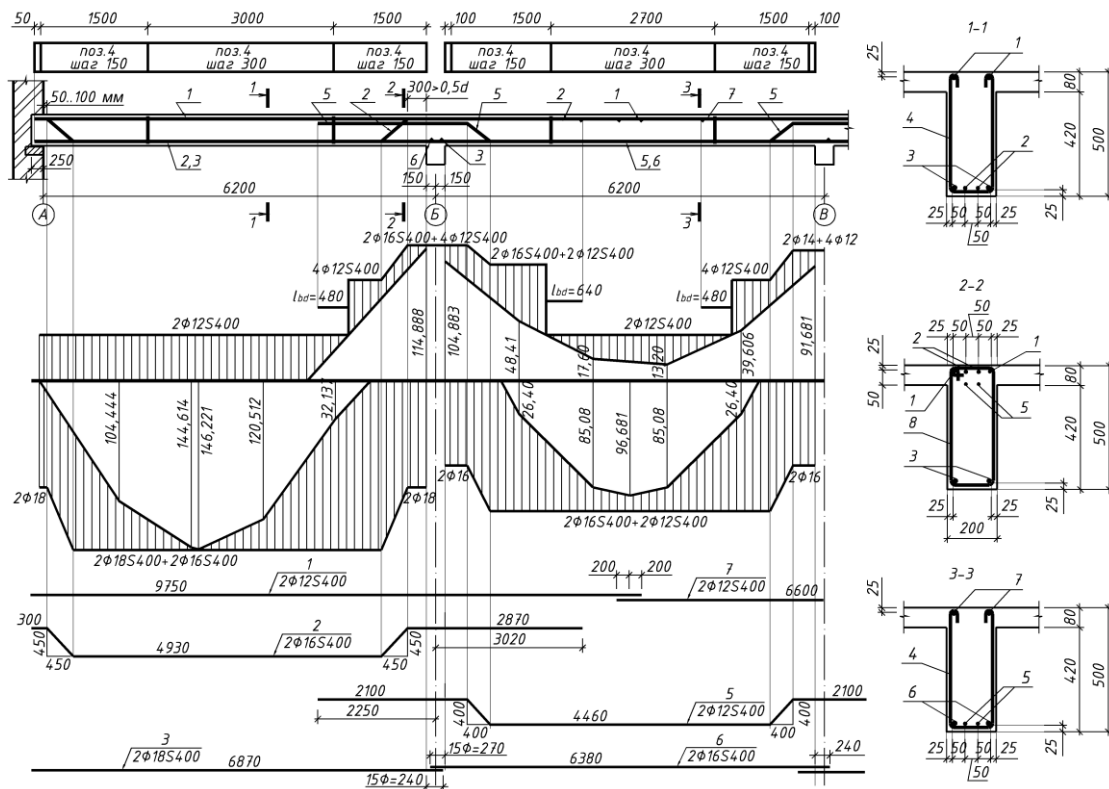


Рис. 3.12. Эпюра материалов второстепенной балки



Минимальная длина анкеровки

$$l_{b,\min} = \max \begin{cases} 0,5h = 0,5 \cdot 500 = 250 \text{ мм}; \\ 20\varnothing = 20 \cdot 16 = 320 \text{ мм}; \\ 0,6l_b = 0,6 \cdot 1066 = 639 \text{ мм}. \end{cases}$$

Принимаем  $l_{bd} = 640$  мм.

Базовая длина анкеровки для стержней  $\varnothing = 12$  мм

$$l_b = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{12}{4} \cdot \frac{365}{1,37} = 799 \text{ мм}.$$

Минимальная длина анкеровки

$$l_{b,\min} = \max \begin{cases} 0,5h = 0,5 \cdot 500 = 250 \text{ мм}; \\ 20\varnothing = 20 \cdot 12 = 240 \text{ мм}; \\ 0,6l_b = 0,6 \cdot 799 = 479 \text{ мм}. \end{cases}$$

Принимаем  $l_{bd} = 480$  мм.

## 4. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ МОНОЛИТНОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ КОЛОННЫ

### 4.1. Конструктивные особенности сжатых элементов

В железобетонных конструкциях все сжатые элементы рассчитываются как внецентренно сжатые. Это обусловлено тем, что кроме фактического эксцентриситета приложения сжимающей силы ( $e = M/N$ ) в железобетонном элементе, ввиду несовершенства его геометрических форм, отклонения фактических размеров сечений от проектных, неоднородности бетона геометрический и физический центры тяжести сечения не совпадают и поэтому в расчет дополнительно вводят так называемый случайный эксцентриситет  $e_a$ . Суммарный эксцентриситет определяется по формуле

$$e_0 = e + e_a.$$

При приложении сжимающей силы по оси элемента ( $e = M/N = 0$ ) учитывают только случайный эксцентриситет  $e_0 = e_a$  и элемент можно рассматривать как условно центрально-сжатый. К таким элементам относят промежуточные колонны в зданиях с неполным каркасом.

Колонны и стойки при  $e_0 = e_a$  обычно назначают квадратного сечения, иногда прямоугольного. В целях стандартизации размеры сечения колонн назначают кратными 50 мм. Минимальные размеры сечения сборных колонн жилых и общественных зданий допускается принимать равными  $200 \times 200$  мм, промышленных зданий –  $300 \times 300$  мм. Монолитные железобетонные колонны рекомендуется принимать с размерами поперечного сечения не менее  $250 \times 250$  мм. Бетон для колонн применяют не ниже класса по прочности на сжатие  $C^{12}/_{15}$ , а для сильно нагруженных – не ниже  $C^{20}/_{25}$ . Колонны армируют продольными стержнями диаметром не менее 12 мм из стали классов S400 или S500 и поперечными стержнями (или хомутами) из стали классов S240, S400 и S500. В колоннах с размером меньшей стороны сечения 250 мм и более диаметр продольной арматуры следует принимать не менее 16 мм [1, 2, п. 11.2.27].

При проектировании сжатых колонн надо соблюдать следующие конструктивные требования:



– размеры сечений колонн должны быть такими, чтобы их гибкость

$$\lambda = l_0 / i$$

в любом направлении не превышала 120;

– минимальная площадь сечения продольной арматуры  $A_{s,tot}$  должна составлять [1, 2, п. 11.2.2, табл. 11.1], %:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot h} \cdot 100 \% \geq \rho_{\min} = \frac{5 \cdot N_{sd}}{f_{yd} \cdot b \cdot d}$$

но не менее  $\rho_\lambda$ ,

где  $\rho_\lambda = \frac{27 + l_0 / i}{440}$ ; принимается не менее 0,10 и не более 0,25 (0,10  $\leq \rho \leq$  0,25).

Содержание арматуры должно быть не более 5 % (при этом в случае, когда  $\rho > 3$  %, в расчетах площадь, занимаемая арматурой, исключается из площади бетона элемента). Если окажется, что условие  $\rho_{\min}, \% < \rho, \% \leq \rho_{\max}$  (5 %) не удовлетворяется, размеры сечения изменяют и расчет повторяют.

Толщина защитного слоя бетона принимается по табл. 2.1 [1, 2, табл. 5.3, 11.4] и должна быть не менее диаметра продольной арматуры.

Расстояние между вертикальными стержнями арматуры в свету, если они при бетонировании расположены вертикально, должно быть не менее 50 и не более 400 мм.

Для предотвращения бокового выпучивания продольных стержней при сжатии расстояние между поперечными стержнями принимают не более:

а) на участках (длиной  $l_{bd}$ ) стыковки без сварки продольной рабочей арматуры –  $10\varnothing$ ;

б) если все сечение сжато и общая площадь сечения арматуры  $A_{s,tot}$  по расчету более 3 % –  $10\varnothing$  и не более 300 мм;

в) по всей длине элемента из условия обеспечения работы продольной арматуры, установленной по расчету:

- при  $f_{yd} \leq 400 \text{ Н/мм}^2$  (класс S400) – не более 500 мм и не более 15Ø и 20Ø в вязаных и сварных каркасах соответственно;
- при  $f_{yd} > 400 \text{ Н/мм}^2$  (класс S500) – не более 400 мм и не более 12Ø и 15Ø в вязаных и сварных каркасах соответственно.

Диаметры стержней поперечной арматуры следует принимать:

- в вязаных каркасах – не менее 0,25Ø рабочей арматуры и не более 12 мм;
- сварных каркасах – не менее диаметра, устанавливаемого из условия сварки с наибольшим, поставленным по расчету, диаметром продольной арматуры и не более 14 мм.

При диаметре продольных стержней 14–20 мм обычно диаметр поперечных стержней в сварных каркасах принимают 5–6 мм, при диаметре 22–25 мм – 8 мм, при диаметре 28–32 мм – 10 мм. Диаметр хомутов в вязаных каркасах должен быть не менее 5 мм и не менее 0,25Ø, где Ø – наибольший диаметр продольных стержней. Обычно принимают хомуты из стержневой арматуры класса S240 диаметром 6–8 мм.

#### 4.2. Определение действующих нагрузок и усилий

Нагрузки на колонну складываются из постоянной (от собственной массы колонны, конструкций покрытия и перекрытий) и переменной (снеговой и полезной) нагрузки.

Вычисляется действующая на  $1 \text{ м}^2$  постоянная (длительная) нагрузка на покрытие  $g_{\text{покр}}$ , переменная (снеговая) –  $q_{\text{покр}}$ , постоянная нагрузка на перекрытие –  $g_{\text{перекр}}$  и переменная нагрузка (полезная) на перекрытие –  $q_{\text{перекр}}$ . Нагрузка на колонну собирается с грузовой площадки  $A_{\text{груз}} = l_{\text{ВВ}} \cdot l_{\text{ГБ}}$  ( $l_{\text{ВВ}}$  и  $l_{\text{ГБ}}$  – расстояние между осями второстепенных и главных балок соответственно).

Колонна первого этажа (на уровне обреза фундамента) рассчитывается на действие следующих усилий:

- от постоянных нагрузок

$$G_1 = G_{\text{покр}} + n-1 \cdot G_{\text{перекр}} + n \cdot G_{\text{колонны}};$$

- от переменных нагрузок

$$Q_1 = (n-1) \cdot Q_{\text{перекр}} ;$$

$$Q_2 = Q_{\text{покр}} ;$$

где  $G_{\text{покр}} = g_{\text{покр}} \cdot A_{\text{груз}} ;$

$n$  – количество этажей;

$$G_{\text{перекр}} = g_{\text{перекр}} \cdot A_{\text{груз}} ;$$

$$G_{\text{колонны}} = b \cdot h \cdot H_{\text{эт}} \cdot \rho \cdot \gamma_F \cdot \gamma_n ;$$

$$Q_{\text{перекр}} = q_{\text{перекр}} \cdot A_{\text{груз}} ;$$

$$Q_{\text{покр}} = q_{\text{покр}} \cdot A_{\text{груз}} ;$$

$b, h$  – размеры поперечного сечения колонны, м;

$H_{\text{эт}}$  – высота этажа, м.

В расчетах по методу предельных состояний кроме постоянных нагрузок учитываются переменные нагрузки, одновременное появление которых маловероятно. Поэтому учитывается только наиболее неблагоприятное для данной расчетной ситуации приложение нескольких независимых переменных нагрузок или части их.

Согласно п. А4 [1, 2] при расчете конструкций по предельным состояниям первой группы следует принимать следующие сочетания нагрузок при постоянных и временных ситуациях:

– первое основное сочетание

$$N_{Sd} = \sum_j \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{i=1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} ;$$

– второе основное сочетание

$$N_{Sd} = \xi \sum_j \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} ;$$

где  $\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}$  – расчетное значение постоянных нагрузок;

$\gamma_{Q,i} \cdot Q_{k,i}$  – расчетные значения сопутствующих переменных нагрузок;

$\gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}$  – расчетное значение доминирующей переменной нагрузки;

$\psi_{0l} = \psi_0 = 0,7$  – коэффициент сочетания для снеговой нагрузки [1, табл. А1];

$\xi = 0,85$  – коэффициент уменьшения для неблагоприятно действующей постоянной нагрузки.

Полное усилие в колонне первого этажа допускается представить как

$$N_{Sd,1} = G_1 + \sum_{i=1} \psi_{0i} \cdot Q_i,$$

$$N_{Sd,2} = \xi \cdot G_1 + Q_d + \sum_{i>1} \psi_{0i} \cdot Q_i,$$

где  $G_1$  – постоянная нагрузка;

$Q$  – сопутствующая переменная нагрузка;

$Q_d$  – доминирующая переменная нагрузка.

В качестве доминирующего переменного воздействия не обязательно следует рассматривать воздействие, большее по величине, а воздействие, характеризующееся большей продолжительностью действия нагрузки в процессе эксплуатации. В случае расчета многоэтажного здания доминирующим воздействием, очевидно, будет полезная нагрузка, а сопутствующим – снеговая, как меньшая по величине и продолжительности действия.

Часть переменной нагрузки при практически постоянном сочетании нагрузок определяется путем умножения полной переменной нагрузки на коэффициенты сочетания  $\psi_2$  (для снеговой нагрузки  $\psi_2 = 0,3$ ; для полезной  $\psi_2 = 0,5$  – кабинеты, лаборатории и т. д.), которые определяются по табл. А1 прил. А СНБ 5.03.01–2002 «Бетонные и железобетонные конструкции» [1, 2]:

$$Q_{1,l} = Q_1 \cdot \psi_2 = Q_1 \cdot 0,5 \text{ – полезная нагрузка;}$$

$$Q_{2,l} = Q_2 \cdot \psi_2 = Q_2 \cdot 0,3 \text{ – снеговая нагрузка.}$$

Практически постоянная часть полной нагрузки

$$N_{Sd,lt} = G_1 + Q_{1,l} + Q_{2,l}.$$

Таким образом, усилия, действующие в колонне первого этажа:

$N_{Sd}$  – от полной нагрузки;

$N_{Sd,lt}$  – от действия практически постоянного сочетания нагрузок.

### 4.3. Расчет армирования колонны первого этажа

При расчете колонны предварительно принимается сечение колонны  $b \times h$ , мм. Определяется геометрическая длина колонны  $l_{col}$ , равная расстоянию между нижней плоскостью главной балки и обрезом фундамента. Расчетная длина колонны

$$l_0 = l_{col} \cdot \beta,$$

где  $\beta = 1$  – коэффициент, учитывающий условия закрепления колонны [1, 2, п. 7.1.2.15].

Случайный эксцентриситет

$$e_a = \max \left\{ \frac{l_{col}}{600}, \frac{h}{30}, 10 \text{ мм} \right\}$$

Определяются гибкость колонны и необходимость учета влияния коэффициента продольного изгиба:

радиус инерции  $i = h / \sqrt{12}$  ;

гибкость колонны  $\lambda = l_0 / i$ .

При  $\lambda > 14$  необходимо учитывать влияние коэффициента продольного изгиба.

Эффективная расчетная длина колонны

$$l_{eff} = l_0 \cdot \sqrt{k_{lt}},$$

где  $l_0$  – расчетная длина колонны, м,

$$k_{lt} = 1 + 0,5 \cdot \frac{N_{Sd,lt}}{N_{Sd}} \cdot \alpha, t ;$$

$\alpha, t_0 = 2$  – предельное значение коэффициента ползучести [1, 2, п. 7.1.2.16].

Определяются

$$\lambda_h = l_{eff} / h$$

и

$$e_a / h$$

и по табл. П6 [1, 2, табл. 7.2] и  $\varphi$  – коэффициент, учитывающий влияние геометрической нелинейности (продольного изгиба).

Расчет армирования колонны со случайным эксцентриситетом производится из условия [1, 2, п. 7.1.2.17]

$$N_{Sd} \leq N_{Rd} = \varphi \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot A_c + f_{yd} \cdot A_{s,tot} .$$

Требуемая площадь сечения арматуры

$$A_{s,tot} \geq \frac{\frac{N_{Sd}}{\varphi} - \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h}{f_{yd}} .$$

По сортаменту подбирается четыре, шесть или восемь арматурных стержней равных диаметров одного класса, которые располагаются в сечении симметрично.

Проверяется коэффициент продольного армирования [1, 2, прим. 3, табл. 11.1]:

$$\rho = \frac{A_{s,tot}}{b \cdot h} \cdot 100 \% \geq \begin{cases} \rho_{min} = 2 \cdot \frac{5 \cdot N_{Sd}}{f_{yd} \cdot b \cdot d} \geq \rho_{\lambda}; \\ 0,10 \% \leq \rho_{\lambda} = \frac{27 + l_0 / i}{440} \leq 0,25 \% . \end{cases}$$

#### 4.4. Определение длины анкеровки рабочих стержней

Стык колонны с фундаментом выполняется на уровне обреза подколонника. Для обеспечения совместной работы колонны и фундамента необходимо выпуски арматуры из подколонника завести в бетон колонны на длину анкеровки  $l_{bd}$ . Кроме того, выпуски арматуры должны быть заделаны в тело фундаментной плиты на глубину не менее чем на  $l_{bd}$ .

Согласно [1, 2, п. 11.2.32] расчетная длина анкеровки стержней рассчитывается по формуле

$$l_{anc} \geq l_{bd} = \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3 \cdot \beta_4 \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \geq l_{b,min}$$

где  $\beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_4 = 1$  – коэффициенты условий анкеровки [1, 2, табл. 11.6];

$\beta_3 = 0,7$  – то же;

$l_b = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}}$  – базовая длина анкеровки [1, 2, п. 11.2.33];

$A_{s,req}$  – площадь арматуры, требуемая по расчету;

$A_{s,prov}$  – принятая площадь арматуры;

$f_{yd}$  – расчетное сопротивление рабочей арматуры колонны;

$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd}$  – предельное напряжение сцепления по контакту арматуры с бетоном;

$\eta_1 = 0,7$  – учитывает влияние условий сцепления и положения стержней при бетонировании;

$\eta_2$  – учитывает влияние диаметра стержня, при  $\varnothing \leq 32$  мм

$\eta_2 = 1,0$ ;

$\eta_3$  – учитывает профиль арматурного стержня:

$\eta_3 = 1,5$  – для гладких стержней;

$\eta_3 = 2,25$  – для стержней периодического профиля;

$l_{b,min}$  – минимальная длина анкеровки, принимаемая для сжатых стержней:

$$l_{b,min} = \max \{ 0,3l_b, 15\varnothing, 100 \text{ мм} \}$$

Выпуски арматуры, заведенные из подколонника в колонну, рассчитываются по классу бетона колонны, а выпуски, заведенные в фундаментную плиту, – по классу бетона фундаментной плиты.

### Пример

Запроектировать колонну первого этажа при следующих данных: сетка колонн  $6,2 \times 6,3$  м; составы покрытия и перекрытий приведены на рис. 4.1; количество этажей  $n = 5$ ; высота этажа  $H_{эт} = 4,5$  м; высота сечения главной балки  $h_{ГБ} = 600$  мм; обрез фундамента на отм.  $-0,05$  м; бетон класса  $C^{20}/_{25}$ , арматура класса S500; сечение колонны  $500 \times 500$  мм.

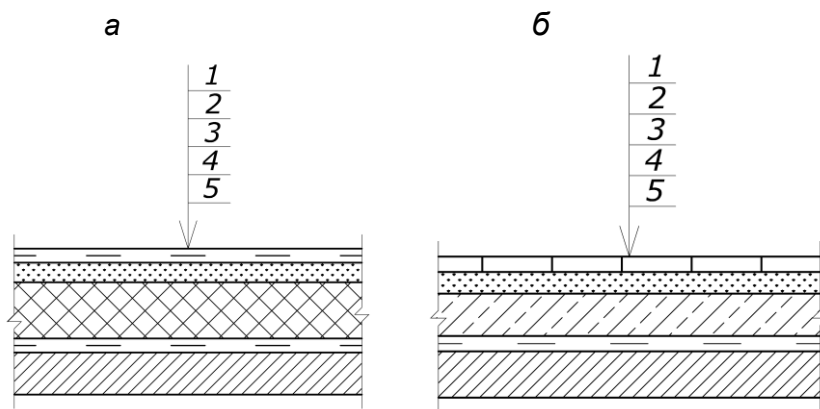


Рис. 4.1. Состав: а – покрытия; б – перекрытия

Расчет нагрузок от покрытия  $g_{покр}$  и  $q_{покр}$  приведен в табл. 4.1, от перекрытия  $g_{перекр}$  и  $q_{перекр}$  – в табл. 4.2.

Таблица 4.1

### Нормативные и расчетные значения нагрузок, передаваемых на колонну от покрытия

№	Наименование нагрузки	Нормативное значение, $кН/м^2$	$\gamma_F$	$\gamma_n$	Расчетное значение, $кН/м^2$
1	<u>Постоянная нагрузка</u> Двухслойная кровля «Техноэласт»	0,15	1,35	0,95	0,192



Окончание табл. 4.1

№	Наименование нагрузки	Нормативное значение, кН/м <sup>2</sup>	$\gamma_F$	$\gamma_n$	Расчетное значение, кН/м <sup>2</sup>
2	Цементно-песчаная стяжка М100, $\delta = 30$ мм ( $\rho = 1800$ кг/м <sup>3</sup> )	0,54	1,35	0,95	0,692
3	Утеплитель – пенополистирол, $\delta = 120$ мм ( $\rho = 35$ кг/м <sup>3</sup> )	0,042	1,35	0,95	0,054
4	Пароизоляция	0,07	1,35	0,95	0,090
5	Монолитная железобетонная плита перекрытия, $\delta = 80$ мм ( $\rho = 2500$ кг/м <sup>3</sup> )	2,00	1,35	0,95	2,565
6	Второстепенная балка $\frac{1 \cdot 0,2 \cdot 0,5 - 0,08}{2,1} \cdot 25$	1,00	1,35	0,95	1,283
7	Главная балка, $\frac{1 \cdot 0,3 \cdot 0,6 - 0,08}{6,2} \cdot 25$	0,629	1,35	0,95	0,807
<b>Итого <math>q_{\text{покр}} = 5,683</math></b>					
<u>Переменная нагрузка</u>					
	Снеговая (г. Витебск)	1,2	1,5	0,95	1,71
<b>Итого <math>q_{\text{покр}} = 1,71</math></b>					

Таблица 4.2

Нормативные и расчетные значения нагрузок на колонну, передаваемых от перекрытия

№	Наименование нагрузки	Нормативное значение, кН/м <sup>2</sup>	$\gamma_F$	$\gamma_n$	Расчетное значение, кН/м <sup>2</sup>
<u>Постоянная нагрузка</u>					
1	Керамическая плитка, $\delta = 12$ мм ( $\rho = 2000$ кг/м <sup>3</sup> )	0,24	1,35	0,95	0,308
2	Цементно-песчаная стяжка М100, $\delta = 35$ мм ( $\rho = 2100$ кг/м <sup>3</sup> )	0,735	1,35	0,95	0,943
3	Керамзитобетон, $\delta = 55$ мм ( $\rho = 1200$ кг/м <sup>3</sup> )	0,66	1,35	0,95	0,846
4	Один слой оклеечной пароизоляции на битумной мастике, $\delta = 3$ мм ( $m = 5$ кг/м <sup>2</sup> )	0,05	1,35	0,95	0,064
5	Монолитная железобетонная плита перекрытия, $\delta = 80$ мм ( $\rho = 2500$ кг/м <sup>3</sup> )	2,00	1,35	0,95	2,565

Окончание табл. 4.2

№	Наименование нагрузки	Нормативное значение, кН/м <sup>2</sup>	$\gamma_F$	$\gamma_D$	Расчетное значение, кН/м <sup>2</sup>
6	Второстепенная балка, $\frac{1 \cdot 0,2 \cdot 0,5 - 0,08}{2,1} \cdot 25$	1,00	1,35	0,95	1,283
7	Главная балка, $\frac{1 \cdot 0,3 \cdot 0,6 - 0,08}{6,2} \cdot 25$	0,629	1,35	0,95	0,807
Итого $q_{\text{перекр}} = 6,816$					
<u>Переменная нагрузка</u>					
	Полезная нагрузка	10,5	1,5	0,95	14,963
Итого $q_{\text{перекр}} = 14,963$					

Нагрузка на один квадратный метр перекрытия от собственного веса составляет:

перекрытия – 6,816 кПа;

покрытия – 5,683 кПа.

Переменная (полезная) нагрузка на перекрытие составляет 14,963 кПа; переменная нагрузка на покрытие (снеговая) – 1,71 кПа.

Грузовая площадь колонны (рис. 4.2)

$$A_{\text{груз}} = 6,2 \cdot 6,3 = 39,06 \text{ м}^2.$$

$$G_{\text{покрыт}} = 5,683 \cdot 39,06 = 222 \text{ кН};$$

$$Q_{\text{покрыт}} = 1,71 \cdot 39,06 = 66,8 \text{ кН};$$

$$G_{\text{перекр}} = 6,816 \cdot 39,06 = 266,2 \text{ кН};$$

$$Q_{\text{перекр}} = 14,963 \cdot 39,06 = 584,5 \text{ кН}.$$

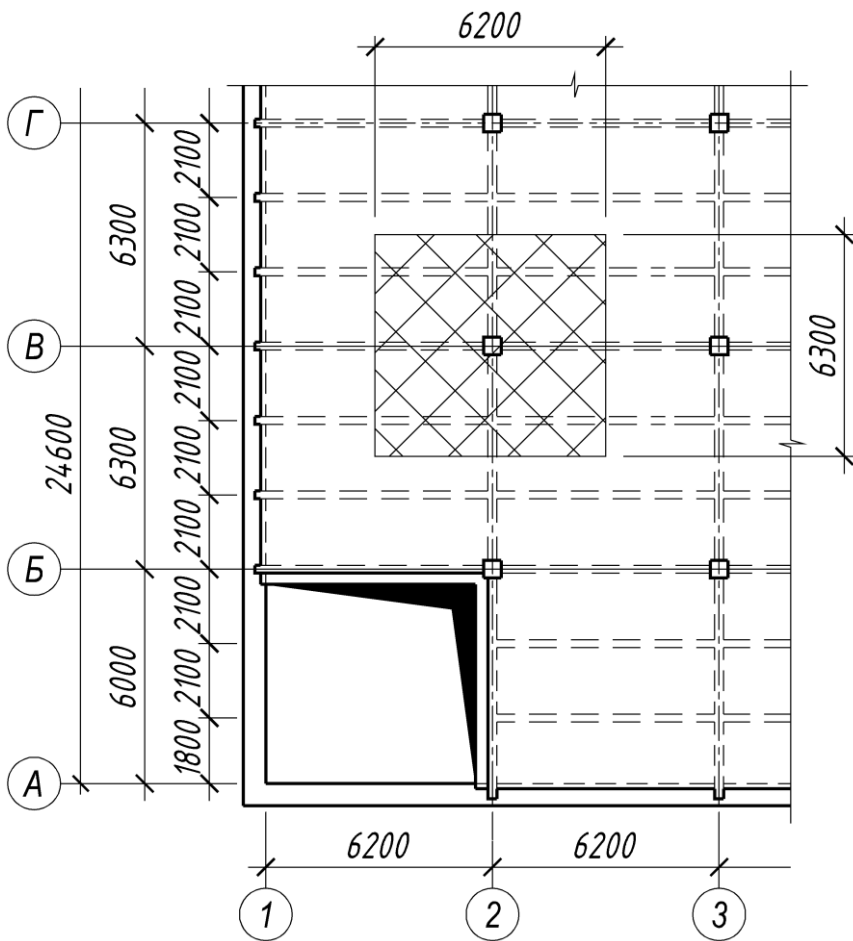


Рис. 4.2. Грузовая площадь колонны

Собственный вес колонны в пределах первого этажа

$$G_{\text{колонны}} = b \cdot h \cdot H_{\text{эт}} \cdot \rho \cdot \gamma_F \cdot \gamma_n = 0,5 \cdot 0,5 \cdot 4,5 \cdot 25 \cdot 1,35 \cdot 0,95 = 36,1 \text{ кН.}$$

Определяем усилие в колонне в пределах первого этажа:

– от постоянных нагрузок:

$$G_1 = G_{\text{покрыт}} + n-1 \cdot G_{\text{перекр}} + n \cdot G_{\text{колонны}} =$$

$$= 222 + 5-1 \cdot 266,2 + 5 \cdot 36,1 = 1467,3 \text{ кН};$$

– от переменных:

$$Q_1 = n-1 \cdot Q_{\text{перекр}} = 584,5 \cdot 5-1 = 2338 \text{ кН};$$

$$Q_2 = Q_{\text{покрыт}} = 66,8 \text{ кН}.$$

Составим расчетные сочетания усилий:

$$N_{Sd,1} = G_1 + \sum \psi_0 \cdot Q = 1467,3 + 0,7 \cdot 2338 + 66,8 = 3150,66 \text{ кН};$$

$$N_{Sd,2} = \xi \cdot G_1 + Q_d + \sum \psi_0 \cdot Q = 0,85 \cdot 1467,3 + 2338 + 0,7 \cdot 66,8 = 3631,97 \text{ кН},$$

где  $Q_d$  – доминирующая переменная нагрузка.

Наиболее невыгодным является второе сочетание –  $N_{Sd,2} = 3631,97 \text{ кН}$ .

Практически постоянную часть усилия от переменной нагрузки определим путем умножения полного значения переменной нагрузки на коэффициент сочетания  $\psi_2$  (зависит от вида нагрузки), определяемый по табл. А1 прил. А СНБ 5.03.01–2002 «Бетонные и железобетонные конструкции» [1, 2]:

$$Q_{1,l} = Q_1 \cdot \psi_2 = 2338 \cdot 0,5 = 1169 \text{ кН};$$

$$Q_{2,l} = Q_2 \cdot \psi_2 = 66,8 \cdot 0,3 = 20,04 \text{ кН} – \text{снеговая нагрузка}.$$

Выберем часть продольной силы при практически постоянном сочетании нагрузок для второй комбинации:

$$N_{Sd,lt} = 0,85 \cdot 1467,3 + 1169 + 20,04 = 2436,25 \text{ кН}.$$

Таким образом,

$N_{Sd} = 3631,97$  кН – полное усилие в колонне первого этажа;

$N_{Sd,It} = 2436,25$  кН – усилие при практически постоянном сочетании нагрузок в колонне первого этажа.

Расчетную длину колонны определяем по формуле

$$l_0 = \beta \cdot l_{col},$$

где  $\beta = 1$  – коэффициент, зависящий от характера закрепления концов стойки.

$l_{col}$  – геометрическая длина колонны:

$$l_{col} = H_{эт} + 50 - 600 = 4500 + 50 - 600 = 3950 \text{ мм.}$$

$H_{эт} = 4,5$  м – высота этажа по условию;

600 – высота сечения главной балки, мм;

-0,050 – отметка обреза фундамента, м.

Случайный эксцентриситет

$$e_a = \max \left\{ \begin{array}{l} e_a = \frac{l_{col}}{600} = \frac{3950}{600} = 6,58 \text{ мм} \\ e_a = 10 \text{ мм} \\ e_a = \frac{h}{30} = \frac{500}{30} = 16,7 \text{ мм} \end{array} \right\} = 16,7 \text{ мм.}$$

Определим гибкость колонны и необходимость учета влияния продольного изгиба:

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{500}{\sqrt{12}} = 144,3 \text{ мм.}$$

$$\lambda_i = \frac{l_0}{i} = \frac{3950}{144,3} = 27,4 > 14,$$

следовательно, необходимо учитывать влияние продольного изгиба.  
 Определим эффективную расчетную длину:

$$k_{lt} = 1 + 0,5 \cdot \frac{N_{Sd,lt}}{N_{Sd}} \cdot \Phi_{\infty, t_0} = 1 + 0,5 \cdot \frac{2436,25}{3631,97} \cdot 2 = 1,671;$$

$$l_{eff} = l_0 \cdot \sqrt{k_{lt}} = 3950 \cdot \sqrt{1,671} = 5106 \text{ мм.}$$

Определим гибкость  $\lambda$  через  $h$ :

$$\lambda_h = \frac{l_{eff}}{h} = \frac{5106}{500} = 10,21;$$

$$\frac{e_a}{h} = \frac{16,7}{500} = 0,033.$$

Расчетное сопротивление арматуры составит

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} \approx 435 \text{ МПа;}$$

расчетное сопротивление бетона сжатию

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{20}{1,5} = 13,33 \text{ МПа.}$$

По табл. П6 [1, табл. 7.2] при  $\lambda_h = 10,21$  и  $\frac{e_a}{h} = 0,033$  величина коэффициента  $\varphi = 0,911$ .

Из условия

$$N_{Sd} \leq N_{Rd} = \varphi \cdot \sigma \cdot f_{cd} \cdot A_c + A_{s,tot} \cdot f_{yd}$$

площадь арматуры, требуемая по расчету:

$$A_{s,tot} = \frac{\left( \frac{N_{Sd}}{\varphi} - 6 \cdot f_{ctd} \cdot A_c \right)}{f_{yd}} = \frac{\left( \frac{3631,97 \cdot 10^3}{0,911} - 1,0 \cdot 13,33 \cdot 500 \cdot 500 \right)}{435} = 1504 \text{ мм}^2.$$

Для армирования колонны и подколонника принимаем 4Ø22 класса S500 ( $A_s = 1520 \text{ мм}^2 > A_{s,tot} = 1504 \text{ мм}^2$ ).

Коэффициент продольного армирования колонны [1, 2, табл. 11.1]

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot h} \cdot 100 \% = \frac{1520 \cdot 100 \%}{500 \cdot 500} = 0,61 \% > \max \begin{cases} \rho_{\min} = 0,33 \% ; \\ \rho_{\lambda} = 0,124 \% , \end{cases}$$

где

$$\rho_{\min} = 2 \cdot \frac{5 \cdot N_{Sd}}{f_{yd} \cdot b \cdot h} = 2 \cdot \frac{5 \cdot 3631,97 \cdot 10^3}{435 \cdot 500 \cdot 500} = 0,33 \% ;$$

$$0,10 \% \leq \rho_{\lambda} = \frac{27 + \frac{l_0}{i}}{440} = \frac{27 + \frac{3950}{144,3}}{440} = 0,124 \% \leq 0,25 \% .$$

Расчетная длина выпусков  $l_{anc}$  стержней из подколонника определяется по формуле

$$l_{anc} \geq \max \{ l_{bd}, l_{b,\min} \},$$

$$\text{где } f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_n} = \frac{1,5}{1,5} = 1,0 \text{ МПа.}$$

Предельное напряжение сцепления по контакту арматуры с бетоном

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} = 0,7 \cdot 1,0 \cdot 2,25 \cdot 1,0 = 1,575 \text{ МПа.}$$

Базовая длина анкеровки

$$l_b = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{22}{4} \cdot \frac{435}{1,575} = 1519 \text{ мм.}$$

Для сжатых стержней [1, 2, п. 11.2.32] минимальная длина анкеровки

$$l_{b,\min} = \max \begin{cases} 0,3 \cdot l_b = 0,3 \cdot 1519 = 456 \text{ мм;} \\ 100 \text{ мм;} \\ 15\varnothing = 15 \cdot 22 = 330 \text{ мм.} \end{cases}$$

Принимаем  $l_{b,\min} = 456 \text{ мм.}$

Расчетная длина анкеровки

$$l_{bd} = \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3 \cdot \beta_4 \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} =$$

$$= 0,7 \cdot 1519 \cdot \frac{1504}{1520} = 1052 \text{ мм} \geq l_{b,\min} = 456 \text{ мм};$$

где  $A_{s,req} = 1504 \text{ мм}^2$  – площадь продольной арматуры, требуемая по расчету;

$A_{s,prov} = 1520 \text{ мм}^2$  – принятая площадь продольной арматуры.

Принимаем  $l_{anc} = 1100 \text{ мм.}$

Для обеспечения устойчивости рабочих стержней колонны (при  $f_{yd} \geq 400 \text{ МПа}$ ) от бокового выпучивания устанавливаются хомуты из арматуры  $\varnothing 6$  класса S240 с шагом не более  $12\varnothing = 12 \cdot 22 = 264 \text{ мм}$  [1, 2, п. 11.2.24]. Шаг хомутов принимаем равным 250 мм (рис. 4.3).

В зоне соединения выпусков арматуры из фундамента и рабочих стержней колонны на участке длиной 1100 мм (принятая  $l_{anc}$ ) хомуты устанавливаются с шагом не более  $10\varnothing = 10 \cdot 22 = 220 \text{ мм}$ . Шаг хомутов принимаем равным 200 мм.



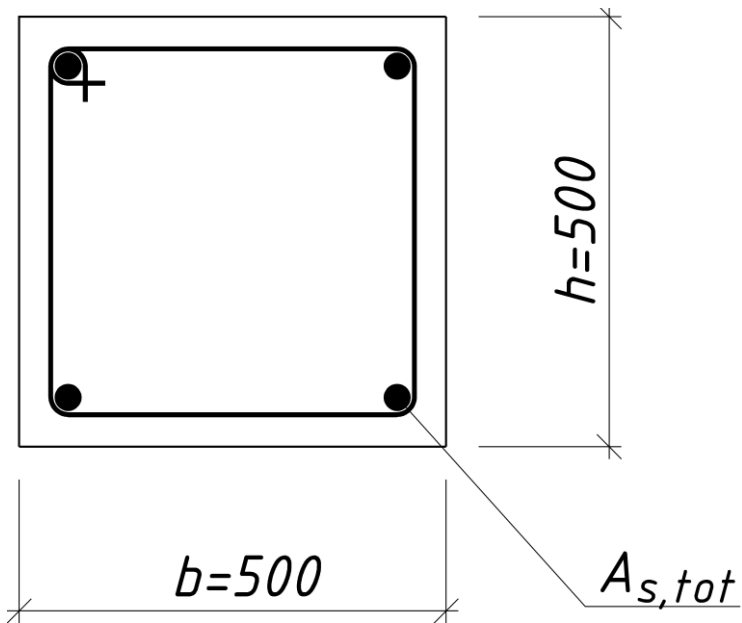


Рис. 4.3. Размещение продольной арматуры  
в поперечном сечении колонны

## 5. РАСЧЕТ ЦЕНТРАЛЬНО НАГРУЖЕННОГО МОНОЛИТНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ФУНДАМЕНТА

### 5.1. Конструктивные особенности столбчатых фундаментов

**Фундаментами** являются подземные конструкции, предназначенные для передачи нагрузок от вышележащих частей здания или сооружения на грунтовое основание.

Отдельный фундамент состоит из плитной части и подколонника (рис. 5.1). Плитную часть рекомендуется конструировать ступенчатой. Центрально нагруженный фундамент проектируют квадратным в плане.

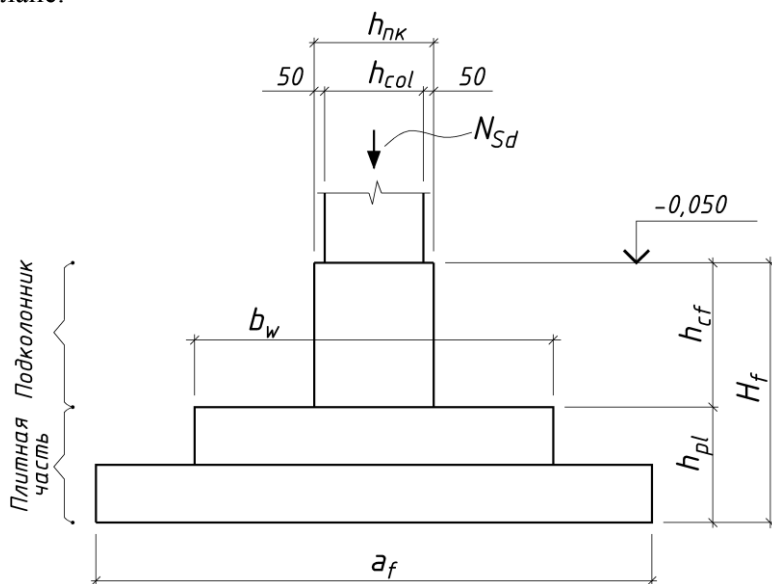


Рис. 5.1. Схема фундамента под колонну

В фундаменте различают *обре́з* – верхнюю поверхность, на которую опираются конструкции, расположенные выше, и *подошву* – нижнюю поверхность, которая передает нагрузку на грунтовое основание с меньшим удельным давлением. Расстояние между обре́зом и подошвой составляет высоту фундамента  $H_f$ .

Верх фундамента монолитных колонн рекомендуется принимать в уровне верха фундаментной балки, а при ее отсутствии – на отметке  $-0,050$ .

Глубина заложения фундаментов должна приниматься с учетом назначения и конструктивных особенностей проектируемого сооружения и глубины сезонного промерзания грунтов.

Размеры поперечного сечения подколонника в монолитном железобетонном фундаменте принимают увеличенными на 50 мм в каждую сторону по сравнению с размерами поперечного сечения колонны, что необходимо для удобства установки опалубки колонны.

Размеры подошвы фундамента назначают рассчитывая основание по несущей способности и по деформациям. Расчет выполняют на действие усилия  $N'_{S0}$ , вычисленного при коэффициенте безопасности по нагрузке  $\gamma_F = 1,0$ .

Максимальное давление на грунт под подошвой центрально нагруженного фундамента не должно превышать величины его сопротивления  $R$ .

Сопротивление грунта  $R$  зависит от вида и состояния грунта, его принимают по результатам инженерно-геологических изысканий площадки строительства и по указаниям норм. Давление на основание по подошве фундамента в общем случае распределяется неравномерно в зависимости от жесткости фундамента, свойств грунта, интенсивности среднего давления. При расчете условно принимают, что давление распределено равномерно под всей подошвой фундамента.

Размеры сечения фундамента и его армирование определяют из расчета прочности по расчетному усилию  $N_{S0b}$  передаваемому колонной и вычисленному при  $\gamma_F > 1,0$ .

Высоту фундамента  $H_f$  также, назначают исходя глубины его заложения и из условия заделки выпусков арматуры в фундаменте. Высота плитной части фундамента определяется из условия обеспечения прочности по наклонному сечению и на продавливание.

Класс бетона для монолитного железобетонного фундамента принимается в соответствии с требованиями [1, 2] и не менее  $C^{16}/_{20}$ .

Монолитные фундаменты устраивают на бетонной подготовке из бетона классом не ниже  $C^8/_{10}$  и толщиной не менее 100 мм.

Армирование плитной части фундамента осуществляется сварными или вязаными сетками из арматуры класса S400 или S500 диаметром стержней не менее 10 и не более 18 мм и шагом 100–200 мм. Минимальная толщина защитного слоя бетона в монолитном фундаменте при наличии бетонной подготовки должна составлять 45 мм, а при ее отсутствии – 80 мм.

Связь фундамента с монолитной железобетонной колонной осуществляется с помощью выпусков арматуры, диаметры и расположение которых должны соответствовать арматуре колонны.

Выпуски из фундамента следует назначать с таким расчетом, чтобы стержни большей длины и большего диаметра располагались по углам поперечного сечения подколонника.

Выпуски арматуры должны быть заделаны в бетон фундамента не менее чем на величину расчетной длины анкеровки (см. п. 4.4).

Выпуски доводятся до подошвы фундамента и являются продольной арматурой подколонника. Эта арматура должна быть объединена поперечными стержнями, причем первый стержень ставят на расстоянии 100 мм ниже обреза фундамента (рис. 5.2).

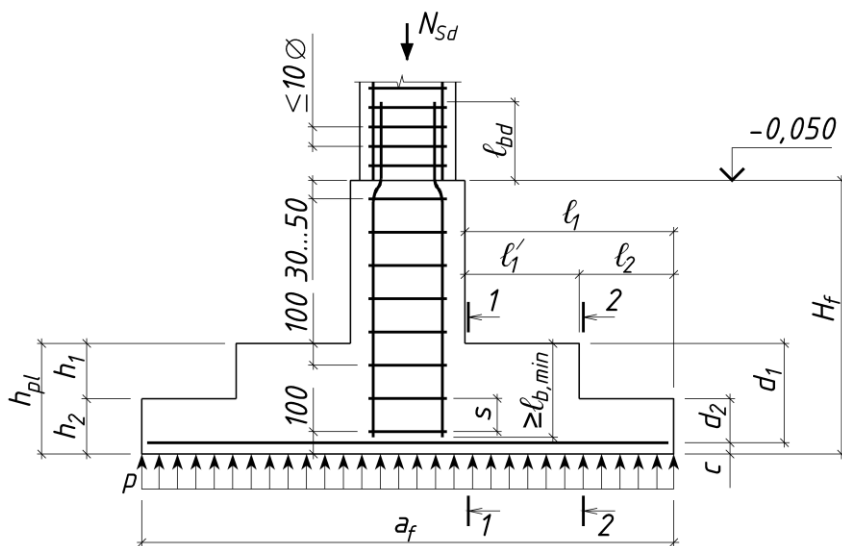


Рис. 5.2. Схема армирования фундамента

Поперечное армирование подколонника принимается из арматуры классов S240, S400 или S500. Шаг стержней назначают:

– при  $f_{yd} \leq 400$  МПа (классы S240 и S400) – не более 500 мм и не более  $15\varnothing$  и  $20\varnothing$  в вязаных и сварных каркасах соответственно;

– при  $f_{yd} > 400$  МПа (класс S500) – не более 400 мм и не более  $12\varnothing$  и  $15\varnothing$  в вязаных и сварных каркасах соответственно.

В месте стыка выпусков из фундамента и продольной рабочей арматуры колонны без сварки шаг поперечных стержней принимают не более  $10\varnothing$  (где  $\varnothing$  – наименьший диаметр продольной арматуры колонны).

## 5.2. Определение размеров подошвы фундамента

При определении размеров подошвы фундамента расчетные усилия при  $\gamma_F = 1,0$

$$N'_{Sd} = \frac{N_{Sd}}{\gamma_{Fm}},$$

где  $\gamma_{Fm} = 1,4$  – усредненный коэффициент безопасности [по нагрузке](#).

Размеры подошвы центрально нагруженного фундамента определяются из условия

$$A = \frac{N'_{Sd}}{R - \rho_m \cdot H_f} +$$

где  $R$  – сопротивление грунта под подошвой фундамента;

$\rho_m$  – средний удельный вес материала фундамента и грунта на его ступенях (допускается принимать  $\rho_m = 20$  кН/м<sup>3</sup>);

$H_f$  – глубина заложения фундамента.

Центрально нагруженные фундаменты принимают квадратными в плане:

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

Размеры подошвы монолитного фундамента принимают кратными 300 мм.

Площадь подошвы фундамента принимают после определения конструктивного размера  $a_f$ :

$$A_f = a_f^2.$$

### 5.3. Определение высоты плитной части монолитного фундамента

Высота плитной части монолитного центрально нагруженного фундамента определяется исходя из обеспечения прочности по наклонному сечению и на продавливание подколонником плитной части фундамента.

Реактивное давление грунта на подошву фундамента

$$\rho = \frac{N_{sd}}{A_f}.$$

Предварительно рабочая высота плитной части фундамента может быть назначена из условия

$$d \geq 1,2 \cdot \frac{l}{1,5 + 0,5 \cdot \frac{f_{ctd}}{\rho}},$$

где  $\rho$  – расчетное давление грунта на подошву фундамента, кН/м<sup>2</sup>.

Вылет консоли фундаментной плиты

$$l_1 = \frac{a_f - h_{пк}}{2}, \text{ м},$$

где  $a_f$  – размер подошвы фундамента, м.

Общая высота плитной части фундамента

$$h_{pj} = d + c,$$

где  $c = c_{nom} + \emptyset$ ,

$c_{nom}$  – величина защитного слоя арматуры фундамента.

Ступени фундамента выполняют высотой 300 или 450 мм. Рекомендуемая высота ступеней в зависимости от высоты плитной части фундамента [приведена](#) в таблице.

Общая высота плитной части фундамента, мм	Высота ступеней, мм		
	$h_1$	$h_2$	$h_3$
300	300	–	–
450	450	–	–
600	300	300	–
750	300	450	–
900	300	300	300
1050	300	300	450

#### 5.4. Подбор рабочей арматуры подошвы фундамента

Под действием реактивного давления грунта  $\rho$  ступени фундамента работают на изгиб, как консоли, защемленные в теле фундамента.

Изгибающие моменты определяют в сечениях по граням уступов:

$$M_j = \rho \cdot a_f \cdot \frac{l_j^2}{2},$$

где  $\rho$  – реактивное давление грунта под подошвой фундамента;

$a_f$  – ширина фундамента;

$l_j$  – расстояние от края фундамента до расчетного сечения.

Площадь сечения арматуры подошвы определяют по формуле

$$A_{sj} = \frac{M_j}{0,9 \cdot d_j \cdot f_{yd}},$$

где  $d_j$  – рабочая высота сечения фундаментной плиты.

По большому из значений, полученных в каждом из расчетных сечений, принимают диаметр и шаг стержней.

Диаметр рабочих стержней арматуры подошвы фундамента 12–18 мм. Шаг стержней принимается не менее 100 и не более 200 мм. Одинаковое количество стержней с одинаковым шагом принимается в обоих направлениях. Площадь принятых стержней в каждом направлении равна  $A_s$  (рис. 5.3).

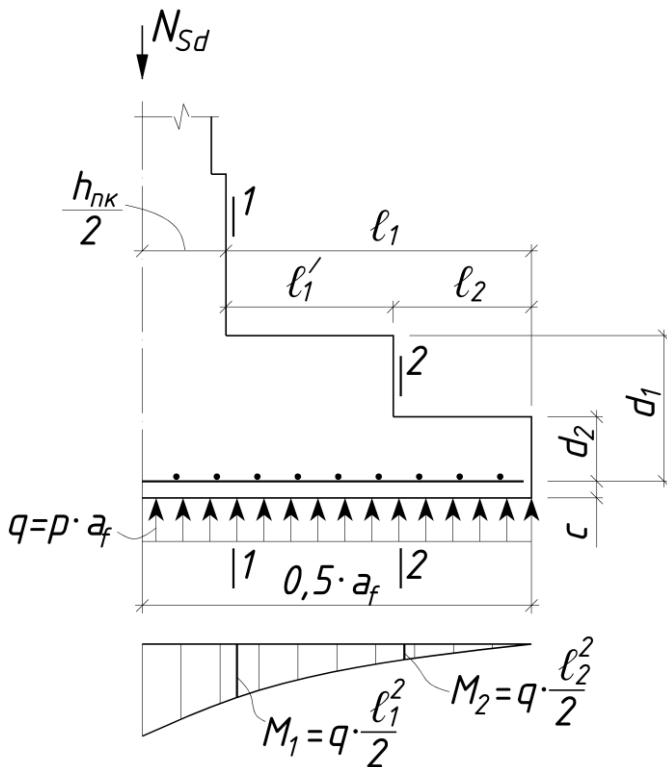


Рис. 5.3. Расчетная схема фундамента при расчете его плитной части

Для значения коэффициента армирования нижней ступени плитной части фундамента, определенного ко всей ширине фундамента, должно выполняться условие



$$\rho = \frac{A_{s,all}}{b_f \cdot d_2} > \rho_{\min} = 0,0013,$$

где  $A_{s,all}$  – площадь всей арматуры плитной части в одном из направлений;

$b_f = a_f$  – ширина плитной части фундамента;

$d_2$  – рабочая высота нижней ступени фундаментной плиты.

Для значения коэффициента армирования плитной части фундамента, отнесенного к ширине фундамента, равной  $h_{\text{ПК}} + 3d_1$ , должно выполняться условие

$$\rho = \frac{A_{s,punch}}{b_w \cdot d_1} > \rho_{\min} = 0,002,$$

где  $A_{s,punch}$  – площадь арматуры плитной части в пределах ширины фундамента, равной  $h_{\text{ПК}} + 3d_1$ ;

$b_w$  – ширина верхней ступени фундамента, но не более  $h_{\text{ПК}} + 3d_1$ ;

$d_1$  – рабочая высота плитной части фундамента.

Для значения коэффициента армирования плитной части фундамента в пределах средней части его ширины, равной  $0,3a_f$ , должно выполняться условие

$$\rho \geq \frac{m_{Sd,x}}{0,9 \cdot f_{yd} \cdot d_1} = \frac{\eta \cdot N_{Sd}}{0,9 \cdot f_{yd} \cdot d_1^2}$$

где  $f_{yd}$  – расчетное сопротивление арматуры плитной части фундамента;

$d_1$  – рабочая высота плитной части фундамента в пределах его средней части шириной, равной  $0,3a_f$ ;

$\eta$  – коэффициент, определяющий значения моментов, принимаемый согласно табл. 7.7 [1, 2], равным 0,125;

$m_{Sd,x}$  – минимальный требуемый изгибающий момент, который должна воспринимать арматура, установленная на единицу ширины плиты;

$N_{Sd}$  – расчетная нагрузка, передаваемая от колонны на фундамент.

### 5.5. Проверка прочности фундамента на продавливание

На продавливание проверяются фундаментная плита и ступени фундамента. Расчет прочности фундамента на продавливание заключается в проверке достаточности толщины бетона фундаментной плиты для восприятия поперечной силы, вызванной локальной продавливающей нагрузкой:

$$v_{Sd} \leq v_{Rd}$$

где  $v_{Sd} = \frac{\bar{\beta} \cdot V_{Sd}}{u}$  – погонная поперечная сила, действующая по длине критического периметра  $u$ ;

$u = 4 \cdot h_{пк} + 2 \cdot \pi \cdot 1,5 \cdot d$  – длина критического периметра;

$\bar{\beta} = 1,0$  при центральном нагружении фундамента;

$V_{Sd} = \sigma_f^2 - A_{crt} \cdot p$  – продавливающая сила, вызванная давлением грунта на подошву фундамента вне расчетной (критической) площади;

$A_{crt} = \pi \cdot 1,5 \cdot d^2 + 6 \cdot h_{пк} \cdot d + h_{пк}^2$  – критическая площадь;

$h_{пк}$  – размер поперечного сечения подколонника (рис. 5.4).

$$v_{Rd,ct} = 0,15 \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho \cdot f_{ck} \cdot d_{\perp}}$$

но не менее

$$\underline{v_{Rd,ct,min} = 0,5 \cdot f_{ctd} \cdot d}$$

погонное усилие, которое может воспринять сечение при продавливании.

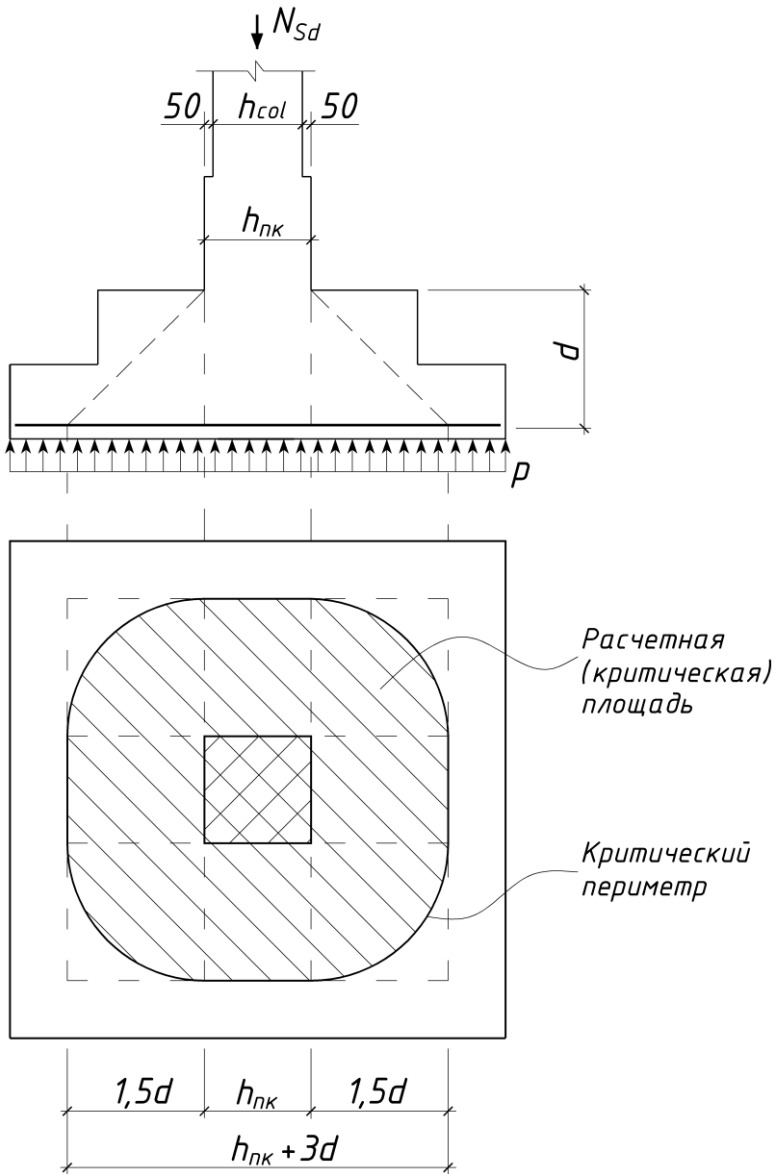


Рис. 5.4. Расчетная схема фундамента при проверке на продавливание

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$$

где  $d$  – коэффициент, учитывающий влияние масштабного фактора, мм.

Площадь продольной арматуры, расположенной в  $x$ -направлении в пределах ширины (полосы) фундамента, равной  $b_x = h_{\text{ПК}} + 3d$ :

$$A_{sx} = \frac{A_{sx1} \cdot b_x}{s}$$

Коэффициент продольного армирования в  $x$ -направлении

$$\rho_{ix} = \frac{A_{sx}}{b_w \cdot d_{1,x}}$$

Площадь продольной арматуры, расположенной в  $y$ -направлении в пределах ширины (полосы) фундамента, равной  $b_y = h_{\text{ПК}} + 3d$ :

$$A_{sy} = \frac{A_{sy1} \cdot b_y}{s}$$

где  $A_{s1}$  – площадь сечения одного стержня;

$s$  – шаг стержней в сетке фундамента;

Коэффициент продольного армирования в  $y$ -направлении

$$\rho_{iy} = \frac{A_{sy}}{b_w \cdot d_{1,y}}$$

$d$  – рабочая высота сечения фундамента, принимаемая  $d_{1,x} = d_{1,y} = d_1 + \frac{\varnothing}{2}$ ;

$\varnothing$  – диаметр рабочих стержней сетки подошвы фундамента;

$f_{ck}$  – нормативное сопротивление бетона.

$\rho_{ix}, \rho_{iy}$  – коэффициенты продольного армирования в x- и y-направлении соответственно, рассчитанные для ширины плиты  $h_{\text{тк}} + 3d$ ;

$\rho_l = \sqrt{\rho_{ix} \cdot \rho_{iy}} \leq 0,02$  – расчетный коэффициент армирования.

Проверяется выполнение условия

$$v_{Sd} = \frac{\bar{\beta} \cdot V_{Sd}}{U} \leq v_{Rd,ct} = \max \left( 0,15 \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \cdot d}; 0,5 \cdot f_{ctk} \cdot d \right)$$

Если условие не выполняется, то следует увеличить высоту плитной части фундамента или повысить класс бетона фундамента.

### Пример

Запроектировать фундамент под центрально нагруженную колонну при следующих данных: сечение колонны  $500 \times 500$  мм, продольная арматура колонны  $4\varnothing 22$  класса S500, расчетное усилие, передаваемое колонной,  $N_{Sd} = 3632$  кН.

Бетон класса  $C^{20}_{/25}$ :

$$f_{ck} = 20 \text{ МПа};$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{20}{1,5} = 13,3 \text{ МПа (Н/мм}^2\text{)};$$

$$f_{ctk} = 1,5 \text{ МПа};$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{1,5}{1,5} = 1,0 \text{ МПа};$$

$$f_{ctm} = 2,2 \text{ МПа.}$$

Рабочая арматура класса S500:

$$f_{yk} = 500 \text{ МПа};$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} \approx 435 \text{ МПа.}$$

Сопротивление грунта основания  $R = 310 \text{ кПа}$ .

Средний вес тела фундамента и грунта на его ступенях  $\rho_m = 20 \text{ кН/м}^3$ .

Глубина сезонного промерзания грунта принята равной  $1,25 \text{ м}$ .

### 1. Определение размеров подошвы фундамента

При определении размеров подошвы фундамента расчетное усилие принимается при  $\gamma_F = 1,0$

$$N'_{Sd} = \frac{N_{Sd}}{\gamma_{Fm}} = \frac{3632}{1,4} = 2594,3 \text{ кН,}$$

где  $\gamma_{Fm} = 1,4$  – усредненный коэффициент безопасности по нагрузке.

Площадь подошвы фундамента

$$A = \frac{N'_{Sd}}{R - \rho_m \cdot H_f} = \frac{2594,3}{310 - 20 \cdot 1,3} = 9,13 \text{ м}^2,$$

где  $H_f = 1,3 \text{ м}$  – глубина заложения фундамента.

Центрально нагруженные фундамента принимаются квадратными в плане:

$$a = b = \sqrt{A} = \sqrt{9,13} = 3,02 \text{ м.}$$

Принимаем квадратный в плане фундамент со сторонами  $a_f = b_f = 3,3 \text{ м}$ . Площадь подошвы фундамента

$$A_f = a_f \cdot b_f = 3,3 \cdot 3,3 = 10,89 \text{ м}^2.$$

Расчетное давление грунта на подошву фундамента

$$\rho = \frac{N_{Sd}}{A_f} = \frac{3632}{10,89} = 334 \text{ кН/м}^2 = 0,334 \text{ МН/м}^2.$$

Вылет консоли фундамента

$$l_1 = \frac{a_f - h_{пк}}{2} = \frac{3,3 - 0,6}{2} = 1,35 \text{ м} = 1350 \text{ мм}.$$

Рабочая высота плитной части фундамента

$$d = 1,2 \cdot \frac{h_1}{1,5 + 0,5 \cdot \frac{f_{ctd}}{\rho}} = 1,2 \cdot \frac{1350}{1,5 + 0,5 \cdot \frac{1,0}{0,334}} = 540 \text{ мм}.$$

Высота плитной части фундамента

$$h_{pl} = d + c_{nom} + \emptyset = 540 + 80 + 20 = 640 \text{ мм}.$$

Принимаем общую высоту плитной части  $h_{pl} = 0,75 \text{ м}$ .  
Проектируем плитную часть, состоящую из двух ступеней высотой 0,3 и 0,45 м.

## 2. Расчет рабочей арматуры подошвы фундамента

Рабочая высота плиты фундамента

$$d_1 = 750 - 100 = 650 \text{ мм}.$$

Рабочая высота нижней ступени фундамента

$$d_2 = 300 - 100 = 200 \text{ мм}.$$

Принимаем: размер верхней ступени фундамента  $b_w = 2,4 \text{ м}$ ; вылет верхней ступени  $l_1 = 1,35 \text{ м}$ ; вылет нижней ступени  $l_2 = 0,45 \text{ м}$

$$M_1 = \frac{\rho \cdot a_f \cdot l_1^2}{2} = \frac{334 \cdot 3,3 \cdot 1,35^2}{2} = 1004,4 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_2 = \frac{\rho \cdot a_f \cdot l_2^2}{2} = \frac{334 \cdot 3,3 \cdot 0,45^2}{2} = 111,6 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Площадь сечения арматуры

$$A_{s1} = \frac{M_1}{f_{yd} \cdot d_1 \cdot 0,9} = \frac{1004,4 \cdot 10^6}{435 \cdot 650 \cdot 0,9} = 3947 \text{ мм}^2;$$

$$A_{s2} = \frac{M_2}{f_{yd} \cdot d_2 \cdot 0,9} = \frac{111,6 \cdot 10^6}{435 \cdot 200 \cdot 0,9} = 1425 \text{ мм}^2.$$

Коэффициент армирования

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d_1} = \frac{3947}{2400} = 0,00253 > \begin{cases} \rho_{\min} = 26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = \frac{26 \cdot 2,2}{500} = 0,114 \% \\ \rho_{\min} = 0,0013; \end{cases}$$

$$\rho_2 = \frac{A_{s2}}{b_f \cdot d_2} = \frac{1425}{3300 \cdot 200} = 0,0022 > \rho_{\min} = 0,0013.$$

В пределах средней части ширины фундамента, равной  $0,3a_f = 0,99$  м, должно выполняться условие

$$\rho \geq \rho_{0,3} = \frac{\eta \cdot N_{Sd}}{0,9 \cdot f_{yd} \cdot d_1^2} = \frac{0,125 \cdot 3632 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 435 \cdot 650^2} = 0,00274.$$

Из сопоставления полученных коэффициентов армирования можно сделать вывод, что определяющим является расчет по проч-



ности верхней ступени фундамента. Площадь сечения арматуры определяется с учетом наибольшего коэффициента армирования:

$$A_s = \rho_{0,3} \cdot b_w \cdot d_1 = 0,00274 \cdot 2400 \cdot 650 = 4274,4 \text{ мм}^2.$$

Принимаем сетку из стержней  $\varnothing 18$  класса S500 с шагом 200 мм ( $A_s = 4324,8 \text{ мм}^2$ ) (рис. 5.5).

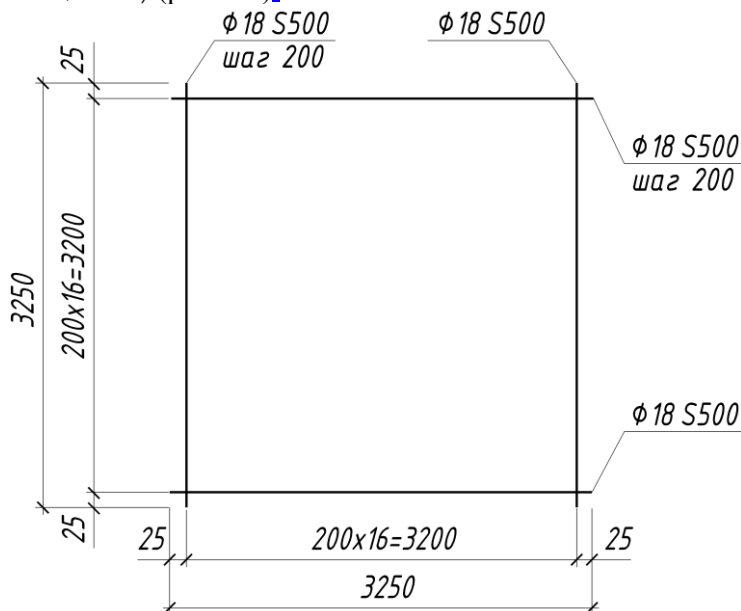


Рис. 5.5. Сетка для армирования плиты фундамента

Рабочая высота  $d_x$  сетки в  $x$ -направлении (нижнее направление) равна

$$d_x = 750 - 100 + \frac{18}{2} = 659 \text{ мм},$$

а рабочая высота  $d_y$  сетки в  $y$ -направлении (верхнее направление) равна

$$d_y = 750 - 100 - \frac{18}{2} = 641 \text{ мм.}$$

### 3. Проверка высоты плитной части фундамента на продавливание

Условие прочности на продавливание

$$v_{Sd} = \frac{\bar{\beta} \cdot V_{Sd}}{u} \leq v_{Rd,ct} = 0,15 \cdot k \cdot 100 \cdot \rho \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot d,$$

где  $\bar{\beta} = 1,0$  при центральном нагружении фундамента.

Длина критического периметра

$$u = 4 \cdot h_{\text{ПК}} + 2 \cdot \pi \cdot d \cdot 1,5 = 4 \cdot 600 + 2 \cdot 1,5 \cdot \pi \cdot 650 = 8526 \text{ мм} = 8,526 \text{ м.}$$

Критическая площадь

$$\begin{aligned} A_{\text{crt}} &= \pi \cdot 1,5 \cdot d^2 + 6 \cdot h_{\text{ПК}} \cdot d + h_{\text{ПК}}^2 = \\ &= \pi \cdot 1,5 \cdot 650^2 + 6 \cdot 600 \cdot 650 + 600^2 = 5,686 \cdot 10^6 \text{ мм}^2. \end{aligned}$$

Продавливающая сила

$$V_{Sd} = a_f^2 - A_{\text{crt}} \cdot p = 3,3^2 - 5,686 \cdot 334 = 1738 \text{ кН.}$$

Погонная поперечная сила

$$v_{Sd} = \frac{\bar{\beta} \cdot V_{Sd}}{u} = \frac{1 \cdot 1738}{8,526} = 203,9 \text{ Н/мм;}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{650}} = 1,555 \leq 2.$$

Площадь продольной арматуры, расположенной в x-направлении в пределах ширины (полосы) фундамента, равной

$$\underline{h_{\text{тк}} + 3d = 600 + 3 \cdot 650 = 2550 \text{ мм},}$$

составляет

$$\underline{A_{sx} = \frac{254 \cdot 2550}{200} = 3239 \text{ мм}^2.}$$

Коэффициент продольного армирования в x-направлении

$$\underline{\rho_{ix} = \frac{A_{sx}}{b_w \cdot d_{1,x}} = \frac{3239}{2400 \cdot 659} = 0,00205,}$$

где  $d_{1,x} = d_{1,y} = d_1 \pm \frac{\varnothing}{2}$ .

Площадь продольной арматуры, расположенной в y-направлении в пределах ширины (полосы) фундамента, равной

$$\underline{h_{\text{тк}} + 3d = 600 + 3 \cdot 650 = 2550 \text{ мм},}$$

равна

$$\underline{A_{sy} = \frac{254 \cdot 2550}{200} = 3239 \text{ мм}^2.}$$

Коэффициент продольного армирования в y-направлении

$$\underline{\rho_{iy} = \frac{A_{sy}}{b_w \cdot d_{1,y}} = \frac{3239}{2400 \cdot 641} = 0,00211.}$$

Расчетный коэффициент армирования

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ix} \cdot \rho_{iy}} = \sqrt{0,00205 \cdot 0,00211} = 0,00208 \geq \rho_{\text{min}} = 0,002.$$

Погонная поперечная сила, которую может воспринять плита фундамента:

$$\underline{v_{Rd,ct,min} = 0,5 \cdot f_{ctd} \cdot d = 0,5 \cdot 1 \cdot 650 = 325 \text{ Н/мм};}$$

$$v_{Rd,ct} = 0,15 \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \cdot d} =$$

$$= 0,15 \cdot 1,555 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,00208 \cdot 20 \cdot 650} = 243,84 \text{ Н/мм}.$$

Поскольку  $v_{Rd,ct} < v_{Rd,ct,min}$ , принимаем  $\underline{v_{Rd,ct} = 325 \text{ Н/мм}}$ .

В связи с тем что

$$\underline{v_{Rd,ct} = 325 \text{ Н/мм} > v_{Sd} = 203,9 \text{ Н/мм}},$$

прочность плитной части на продавливание обеспечена.

Аналогичным образом выполняется проверка прочности на продавливание нижней ступени фундамента.

Длина критического периметра

$$u = 4 \cdot h_{\text{пк}} + 2 \cdot l_1' + 2 \cdot \pi \cdot d_2 \cdot 1,5 =$$

$$= 4 \cdot 600 + 2 \cdot 900 + 2 \cdot 1,5 \cdot \pi \cdot 200 = 11485 \text{ мм} = 11,485 \text{ м}.$$

Критическая площадь

$$A_{crit} = \pi \cdot 1,5 \cdot d_2^2 + 6 \cdot h_{\text{пк}} + 2 \cdot l_1' \cdot d_2 + h_{\text{пк}} + 2 \cdot l_1'^2 =$$

$$= \pi \cdot 1,5 \cdot 200^2 + 6 \cdot 600 + 2 \cdot 900 \cdot 200 +$$

$$+ 600 + 2 \cdot 900^2 = 8,923 \cdot 10^6 \text{ мм}^2$$

Продавливающая сила

$$V_{Sd} = \bar{\sigma}_f^2 - A_{crt} \cdot \rho = 3,3^2 - 8,923 \cdot 334 = 657 \text{ кН.}$$

### Погонная поперечная сила

$$v_{Sd} = \frac{\bar{\beta} \cdot V_{Sd}}{u} = \frac{1 \cdot 657}{11,485} = 57,21 \text{ Н/мм.}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_2}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{200}} = 2 \leq 2.$$

Рабочая высота  $d_x$  сетки в  $x$ -направлении (нижнее направление) равна 209 мм ( $d_x = 300 - 100 + 18/2 = 209$  мм), а рабочая высота  $d_y$  сетки в  $y$ -направлении (верхнее направление) равна 191 мм ( $d_y = 300 - 100 - 18/2 = 191$  мм).

Площадь продольной арматуры, расположенной в  $x$ -направлении в пределах ширины фундамента, равной

$$b_w = h_{\text{пк}} + 2 \cdot l_1' + 3d_2 = 600 + 2 \cdot 900 + 3 \cdot 200 = 3000 \text{ мм,}$$

составит

$$A_{sx} = \frac{254 \cdot 3000}{200} = 3810 \text{ мм}^2.$$

Тогда коэффициент продольного армирования в  $x$ -направлении

$$\rho_{ix} = \frac{A_{sx}}{b_w \cdot d_x} = \frac{3810}{3000 \cdot 209} = 0,00608.$$

Площадь продольной арматуры, расположенной в  $y$ -направлении в пределах ширины фундамента, равной

$$\underline{b_w = h_{\text{нк}} + 2 \cdot l_1' + 3d_2 = 600 + 2 \cdot 900 + 3 \cdot 200 = 3000 \text{ мм},}$$

составит

$$\underline{A_{sy} = \frac{254 \cdot 3000}{200} = 3810 \text{ мм}^2.}$$

Коэффициент продольного армирования в y-направлении

$$\underline{\rho_{iy} = \frac{A_{sy}}{b_w \cdot d_y} = \frac{3810}{3000 \cdot 191} = 0,00665.}$$

Расчетный коэффициент армирования

$$\underline{\rho_l = \sqrt{\rho_{ix} \cdot \rho_{iy}} = \sqrt{0,00608 \cdot 0,00665} = 0,00636 \geq \rho_{\text{min}} = 0,002 .}$$

Погонная поперечная сила, которую может воспринять плита фундамента:

$$\underline{v_{Rd,ct,min} = 0,5 \cdot f_{ctd} \cdot d_2 = 0,5 \cdot 1 \cdot 200 = 100 \text{ Н/мм}:}$$

$$v_{Rd,ct} = 0,15 \cdot k \cdot 100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot d_2 =$$

$$= 0,15 \cdot 2,0 \cdot 100 \cdot 0,00636 \cdot 20^{1/3} \cdot 200 = 140,06 \text{ Н/мм}.$$

Поскольку  $v_{Rd,ct} > v_{Rd,ct,min}$ , принимаем  $v_{Rd,ct} = 140,06 \text{ Н/мм}$ .

В связи с тем что

$$\underline{v_{Rd,ct} = 140,06 \text{ Н/мм} > v_{Sd} = 57,21 \text{ Н/мм} ,}$$

прочность нижней ступени плиты на продавливание обеспечена.

Длина анкеровки рабочих стержней подколонника в плитной части фундамента вычисляется так же, как и длина арматурных выпусков из подколонника (см. п. 4.4). При этом требуемая площадь арматуры  $A_{s,req}$  получается незначительной и  $l_{bd} < l_{b,min}$ .

Предельное напряжение сцепления по контакту арматуры с бетоном

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} = 0,7 \cdot 1 \cdot 2,25 \cdot 1 = 1,575 \text{ МПа.}$$

Базовая длина анкеровки

$$l_b = \frac{\sigma}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{22}{4} \cdot \frac{435}{1,575} = 1519 \text{ мм.}$$

Для сжатых стержней [1, 2 . 11.2.32]) минимальная длина анкеровки

$$l_{b,min} = \max \begin{cases} 0,3 \cdot l_b = 0,3 \cdot 1519 = 456 \text{ мм;} \\ 100 \text{ мм;} \\ 15\sigma = 15 \cdot 22 = 330 \text{ мм.} \end{cases}$$

Принимаем  $l_{bd} = 460 \text{ мм.}$

## ЛИТЕРАТУРА

1. Бетонные и железобетонные конструкции : СНБ 5.03.01–2002 / М-во строительства и архитектуры Респ. Беларусь. – Минск, 2003. – 140.
2. Изменения № 1 – СНБ 5.03.01–2002 / М-во строительства и архитектуры Респ. Беларусь. – Минск, 2004. – 26 с.
3. Нагрузки и воздействия : СНиП 2.01.07–85 / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 36 с. (с изменением № 1 Респ. Беларусь).
4. Нагрузки и воздействия (Дополнения. Разд. 10. Прогибы и перемещения) : СНиП 2.01.07–85 / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 8 с.
5. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01–84)/ЦНИИ Промзданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 192 с.
6. Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций / НИИЖБ Госстроя СССР. – М. : Стройиздат, 1975. – 193 с.
7. Проектирование железобетонных конструкций : справочное пособие / А. Б. Гольшев [и др.]. – 2-е изд., перераб. и доп. – Киев : Будівельник, 1990. – 544 с.
8. Основания и фундаменты зданий и сооружений : СНБ 5.01.01–99 / М-во строительства и архитектуры Респ. Беларусь. – Минск, 1999. – 36 с.
9. Железобетонные конструкции. Основы теории расчета и конструирования : учебное пособие для студентов строительных специальностей / под ред. проф. Т. М. Пецоляда и проф. В. В. Тура. – Брест : БГТУ, 2003. – 380 с., ил.
10. Пастушков, Г.П. Методические указания по разделу «Расчет и конструирование монолитного железобетонного перекрытия многоэтажного промышленного здания» по курсу «Железобетонные и каменные конструкции» для студентов специальности 1202 «Промышленное и гражданское строительство» : в 2 ч. 1 / сост. : Г. П. Пастушков, А. Т. Лобанов, Т. М. Пецольд. – Минск : БПИ, 1985. Ч. 1. : Расчет и конструирование монолитного железобетонного перекрытия – 66 с.: ил.



11. Малиновский, В. Н. Расчет и конструирование монолитного железобетонного перекрытия : методические указания к выполнению I курсового проекта по курсу «Железобетонные и каменные конструкции» специальности 1-70 02 01 дневной и заочной форм обучения. / сост. : В. Н. Малиновский, Н. Н. Шалобьта. – Брест ; БГТУ, 2004. – 62 с.: ил.

12. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету : ГОСТ 27751–88 (СТ СЭВ 384–87). – М. : Гостандарт, 1999.

## ПРИЛОЖЕНИЕ



Таблица П1

Прочностные и деформационные характеристики тяжелых и мелкозернистых бетонов ([1, 2, табл. 6.1])

Характеристики, единицы измерения	Класс бетона по прочности на сжатие														
	C <sup>8</sup> /10	C <sup>12</sup> /15	C <sup>16</sup> /20	C <sup>20</sup> /25	C <sup>25</sup> /30	C <sup>30</sup> /37	C <sup>35</sup> /45	C <sup>40</sup> /50	C <sup>45</sup> /55	C <sup>50</sup> /60	C <sup>55</sup> /67	C <sup>60</sup> /75	C <sup>70</sup> /85	C <sup>80</sup> /95	C <sup>90</sup> /105
$f_{ck}$ , МПа	8	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_c^G$ , <sub>cube</sub> МПа	10	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
$f_{cm}$ , МПа	16	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
$f_{ctm}$ , МПа	1,2	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0
$f_{ctk0,05}$ , МПа	0,85	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5
$f_{ctk0,95}$ , МПа	1,55	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,8
$\epsilon_{c1}$ , ‰	-1,7	-1,8	-1,9	-2,0	-2,1	-2,2	-2,25	-2,3	-2,4	-2,45	-2,5	-2,6	-2,7	-2,8	-2,8
$\epsilon_{c11}$ , ‰	-3,5										-3,2	-3,0	-2,8	-2,8	-2,8
$\epsilon_{c2}$ , ‰	-2,0										-2,2	-2,3	-2,4	-2,5	-2,6
$\epsilon_{c112}$ , ‰	-3,5										-3,1	-2,9	-2,7	-2,6	-2,6
$n$	2,0										1,75	1,60	1,45	1,40	1,40
$\epsilon_{c3}$ , ‰	-1,75										-1,8	-1,9	-2,0	-2,2	-2,3
$\epsilon_{c13}$ , ‰	-3,5										-3,1	-2,9	-2,7	-2,6	-2,6

Примечание. Для мелкозернистых бетонов, приготовленных с применением песков, имеющих модуль крупности  $M_k = 2,0$  и менее (группа Б), значения прочностных характеристик  $f_{ctm}$ ,  $f_{ctk0,05}$ ,  $f_{ctk0,95}$  следует умножать на поправочный коэффициент

$$k_f = 0,65 + 6 \cdot 10^{-3} \cdot f_c^G \text{,cube}$$



Таблица П1а

Модуль упругости тяжелых и мелкозернистых бетонов (кроме модифицированных самоуплотняющихся бетонов) ([1, 2, табл. 6.2])

Марка бетонной смеси по удобоукладываемости	Модуль упругости бетона $E_{cm}$ , ГПа, для классов по прочности на сжатие														
	C <sup>8/10</sup>	C <sup>12/15</sup>	C <sup>16/20</sup>	C <sup>20/25</sup>	C <sup>25/30</sup>	C <sup>30/37</sup>	C <sup>35/45</sup>	C <sup>40/50</sup>	C <sup>45/55</sup>	C <sup>50/60</sup>	C <sup>55/67</sup>	C <sup>60/75</sup>	C <sup>70/85</sup>	C <sup>80/95</sup>	C <sup>90/105</sup>
Ж3, Ж4 СЖ1—СЖ3	–	–	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	49	50	52
Ж1, Ж2	–	31	35	37	38	40	41	42	43	44	45	46	47	49	51
П1, П2	24	27	31	32	35	37	38	39	40	41	42	43	45	46	48
П3—П5	21	24	28	29	32	33	35	37	38	39	–	–	–	–	–
РК1—РК6	19	22	25	26	28	29	32	35	–	–	–	–	–	–	–

## Примечания.

1. При назначении модуля упругости бетона марка бетонной смеси по удобоукладываемости принимается в соответствии с рекомендациями СНиП 3.01.2009 с учетом СТБ 1035 и ИСО 1920-2.2.
2. Значения модуля упругости приведены для бетонов естественного твердения. Для бетонов, подвергнутых тепловой обработке, приведенные значения следует умножать на коэффициент 0,9.
3. Приведенные значения модуля упругости действительны для бетонов, приготовленных с применением гравия и гранитного щебня с крупностью зерен до 40 мм. Для мелкозернистых бетонов приведенные значения модуля упругости следует умножать на коэффициент 0,85.
4. Для бетонов, подвергающихся попеременному замораживанию и оттаиванию, значения  $E_{cm}$  указанные в табл. 6.2 [1, 2], следует умножать на поправочный коэффициент, принимаемый равным при эксплуатации конструкции в водонасыщенном состоянии при температуре:
  - ниже минус 20 до минус 40 °С включ. –0,85;
  - ниже минус 5 до минус 20 °С включ. –0,90;
  - минус 5 °С и выше –0,95.

При повышении марки бетона по морозостойкости по сравнению с требуемой согласно табл. 6.2 [1, 2] приведенные выше коэффициенты могут быть увеличены на 0,05 соответственно каждой ступени превышения, однако не могут быть больше единицы.

Таблица П2

## Характеристики ненапрягаемой арматуры

Класс арматуры	Номинальный диаметр, мм	Вид поверхности	$k = \frac{f_{tk}}{f_{yk}}$	Нормативное сопротивление $f_{yk} (f_{0,2k})$ , Н/мм <sup>2</sup>	Расчетное сопротивление $f_{yd} (f_{0,2d})$ , Н/мм <sup>2</sup>	Расчетное сопротивление поперечной арматуры $f_{ywd}$ , Н/мм <sup>2</sup>	
S240	5,5–40	Гладкая	1,08	240	218	174	157*
S400	6–40	Периодич. профиля	1,05	400	367	290	263*
S500	4–5	Гладкая и периодич. профиля	1,05	500	417	333	300*
	6–22	Периодич. профиля	1,05	500	435	348	313*
	25–40	Периодич. профиля	1,05	500	417	333	—

\*В сварных каркасах при диаметре поперечной арматуры 4–5 мм или менее 1/3 диаметра продольных стержней.

Таблица П3

## Сортамент горячекатаных арматурных стержней и проволоки

Номин. диаметр, мм	Площадь поперечного сечения, мм <sup>2</sup> при числе стержней									Масса 1 м, кг	Выпускаемые Диаметры для стальной классов			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		S240	S400	S500	S800
3	7,1	14	21	28	35	42	49	57	64	0,052				
4	12,6	25	38	50	63	76	88	101	113	0,090			+	
5	19,6	39	59	79	98	118	137	157	177	0,139:			+	
5,5	23,8	47,6	71,4	95,2	119	142,8	166,6	190,4	214,2	0,187			+	
6	28,3	57	85	113	142	170	198	226	255	0,222	+	+	+	
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	0,395	+	+	+	
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,617	+	+	+	+

Окончание табл. П3

Номин. диаметр, мм	Площадь поперечного сечения, мм <sup>2</sup> при числе стержней									Масса 1 м, кг	Выпускаемые диаметры для сталей классов			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		S240	S400	S500	S800
	12	113,1	226	339	452	565	679	792	905		1018	0,888	+	+
14	154	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208	+	+	+	+
16	201	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578	+	+	+	+
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	1,998	+	+	+	
20	314	628	941	1256	1571	1885	2199	2514	2828	2,466	+	+	+	+
22	380,1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	2,984	+	+	+	
25	491	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,853	+	+	+	+
28	616	1232	1847	2463	3079	3695	4310	4926	5542	4,834	+	+	+	
32	804	1608	2413	3217	4021	4825	5630	6434	7238	6,313	+	+	+	+
36	1018	2036	3054	4072	5090	6107	7125	8143	9161	7,990				
40	1256	2513	3770	5026	6283	7540	8796	10053	11309	9,864	+	+	+	+

**Примечание:** Стержни арматурной горячекатаной стали диаметром менее 10 мм поставляются в мотках, диаметром 10 мм и более – в прутках длиной 6...12 м или мерной длины, оговариваемой в заказах.



Коэффициенты  $\xi$ ,  $\eta$ ,  $\alpha_m$  для расчета изгибаемых элементов  
прямоугольного профиля

$\xi$	$\eta$	$\alpha_m$	$\xi$	$\eta$	$\alpha_m$
0,01	0,995	0,010	0,38	0,810	0,308
0,02	0,990	0,020	0,39	0,805	0,314
0,03	0,985	0,030	0,40	0,800	0,320
0,04	0,980	0,039	0,41	0,795	0,326
0,05	0,975	0,049	0,42	0,790	0,332
0,06	0,970	0,058	0,43	0,785	0,338
0,07	0,965	0,068	0,44	0,780	0,343
0,08	0,960	0,077	0,45	0,775	0,349
0,09	0,955	0,086	0,46	0,770	0,354
0,10	0,950	0,095	0,47	0,765	0,360
0,11	0,945	0,104	0,48	0,760	0,365
0,12	0,940	0,113	0,49	0,755	0,370
0,13	0,935	0,122	0,50	0,750	0,375
0,14	0,930	0,130	0,51	0,745	0,380
0,15	0,925	0,139	0,52	0,740	0,385
0,16	0,920	0,147	0,53	0,735	0,390
0,17	0,915	0,156	0,54	0,730	0,394
0,18	0,910	0,164	0,55	0,725	0,399
0,19	0,905	0,172	0,56	0,720	0,403
0,20	0,900	0,180	0,57	0,715	0,407
0,21	0,895	0,188	0,58	0,710	0,412
0,22	0,890	0,196	0,59	0,705	0,416
0,23	0,885	0,204	0,60	0,700	0,420
0,24	0,880	0,211	0,62	0,690	0,428
0,25	0,875	0,219	0,64	0,680	0,435
0,26	0,870	0,226	0,66	0,670	0,442
0,27	0,865	0,234	0,68	0,660	0,449
0,28	0,860	0,241	0,70	0,650	0,455
0,29	0,855	0,243	0,72	0,640	0,461
0,30	0,850	0,255	0,74	0,630	0,466
0,31	0,845	0,262	0,76	0,620	0,471
0,32	0,840	0,269	0,78	0,610	0,476
0,33	0,835	0,276	0,80	0,600	0,480
0,34	0,830	0,282	0,85	0,575	0,489
0,35	0,825	0,289	0,90	0,550	0,495
0,36	0,820	0,295	0,95	0,525	0,499
0,37	0,815	0,302	1,00	0,500	0,500



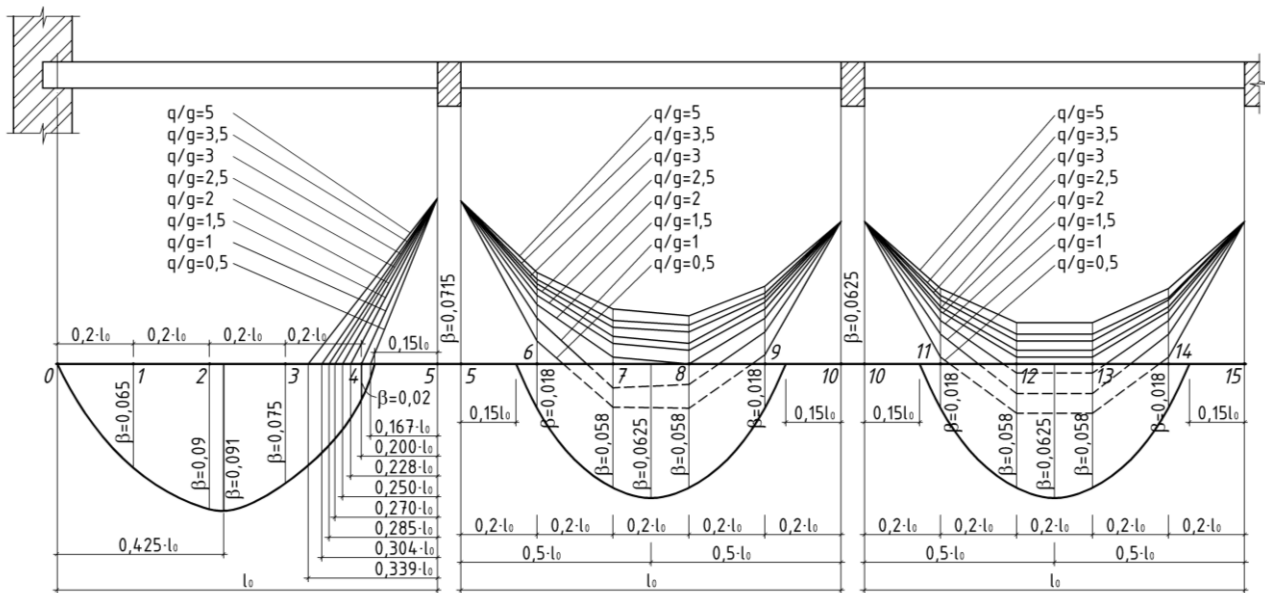


Рис. П1. Эпюры расчетных моментов для равнопролетных неразрезных балок



Значения коэффициента  $\beta$  для определения ординат минимальных моментов

$\frac{q_{sb}}{g_{sb}}$	Номера точек										
	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0,5	-0,0715	-0,01	+0,022	+0,024	-0,004	-0,0625	-0,003	+0,028	+0,028	-0,003	-0,0625
1,0	-0,0715	-0,02	+0,016	+0,009	-0,014	-0,0625	-0,013	+0,013	+0,013	-0,013	-0,0625
1,5	-0,0715	-0,026	-0,003	0	-0,02	-0,0625	-0,019	+0,004	+0,004	-0,019	-0,0625
2,0	-0,0715	-0,03	-0,009	-0,006	-0,024	-0,0625	-0,023	-0,003	-0,003	-0,023	-0,0625
2,5	-0,0715	-0,033	-0,012	-0,009	-0,027	-0,0625	-0,025	-0,006	-0,006	-0,025	-0,0625
3,0	-0,0715	-0,035	-0,016	-0,014	-0,029	-0,0625	-0,028	-0,01	-0,01	-0,028	-0,0625
3,5	-0,0715	-0,037	-0,019	-0,017	-0,031	-0,0625	-0,029	-0,013	-0,013	-0,029	-0,0625
4,0	-0,0715	-0,038	-0,021	-0,018	-0,032	-0,0625	-0,03	-0,015	-0,015	-0,03	-0,0625
4,5	-0,0715	-0,039	-0,022	-0,02	-0,033	-0,0625	-0,032	-0,016	-0,016	-0,032	-0,0625
5,0	-0,0715	-0,04	-0,024	-0,021	-0,034	-0,0625	-0,033	-0,018	-0,018	-0,033	-0,0625

Таблица П6

Значения коэффициента  $\varphi$ 

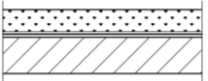
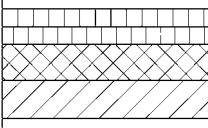
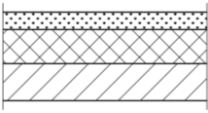
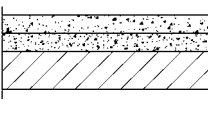
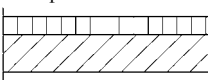
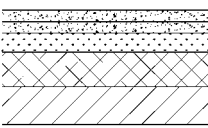

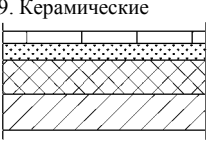
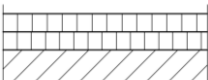
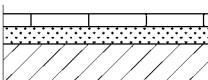
$\lambda_{h} = l_{eff} / h$	$e_0 / h$						
	0,03	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30
0	0,94	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40
8	0,92	0,88	0,78	0,67	0,56	0,46	0,36
10	0,92	0,87	0,76	0,65	0,55	0,45	0,35
12	0,91	0,86	0,74	0,63	0,53	0,43	0,33
14	0,90	0,85	0,72	0,61	0,51	0,40	0,31
16	0,89	0,84	0,70	0,59	0,48	0,38	0,29
18	0,87	0,82	0,68	0,56	0,46	0,36	0,27
20	0,85	0,79	0,65	0,54	0,43	0,33	0,24
22	0,82	0,76	0,63	0,51	0,40	0,30	0,22
24	0,80	0,74	0,60	0,48	0,37	0,28	0,20

Таблица П7

## Ненапрягаемая арматура ([14, табл. В.1])

Класс арматуры по СНБ 5.03.2001	Обозначение согласно изменению № 4 СНиП 2.03.2001	Обозначение согласно СНиП 2.03.2001	Документ, регламентирующий качество арматуры, по СНБ 5.03.2001	Документ, регламентирующий качество арматуры согласно настоящему изменению	Вид и профиль арматуры
S240	A240	A-I	ГОСТ 5781	СТБ 1704	Стержневая гладкая
S400	A400	A-III	ГОСТ 5781	ГОСТ 5781	Стержневая периодического кольцевого профиля
		–	ГОСТ 10884 ТУ РБ 04778771.001 ТУ РБ 190266671.001	СТБ 1704	Стержневая периодического серповидного профиля
S500	A500	–	ГОСТ 10884 ТУ РБ 04778771.001 ТУ РБ 190266671.001	СТБ 1704	Стержневая периодического серповидного профиля
		–	ТУ РБ 400074854.025 ТУ ВУ 400074854.026	–	Стержневая периодического кольцевого профиля
		–	ТУ РБ 400074854.047	–	Стержневая гладкая
	Vp-I	Vp-I	ГОСТ 6727	СТБ 1704	Проволочная с вмятинами
	B500	–	СТБ 1341	СТБ 1341	Проволочная гладкая

Таблица П8

Наименование и конструкция пола	Описание	Наименование и конструкция пола	Описание
1. Цементные 	1. Цем. раствор, состав 1 : 2, 1 : 3, $\delta = 20-30$ мм 2. Гидроизоляция	6. Асфальтовые 	1. Литой асфальт (2 слоя по 15-25 мм) 2. Теплоизоляция
2. Цементные 	1. Цем. Раствор, состав 1 : 2, 1 : 3, $\delta = 40-60$ мм 2. Теплоизоляция	7. Ксилолитовые 	1. Ксилолит – верхний слой 8-10 мм; – нижний слой 10-12 мм
3. Асфальтовые 	Литой асфальт, $\delta = 15-30$ мм	8. Ксилолитовые 	1. Ксилолит (2 слоя по 8-10 мм) 2. Цем. Раствор, состав 1 : 3, $\delta = 40$ мм 3. Теплоизоляция
4. Асфальтовые 	1. Литой асфальт, $\delta = 20-30$ мм 2. Теплоизоляция	9. Керамические 	1. Керамическая плитка, $\delta = 10-20$ мм 2. Цем. раствор, $\delta = 10-15$ мм 3. Теплоизоляция
5. Асфальтовые 	Литой асфальт, (2 слоя по 15-25 мм)	10. Керамические 	1. Керамическая плитка, $\delta = 10-20$ мм 2. Цем. раствор, $\delta = 10-15$ мм

Материал	Объемная масса, кН/м <sup>3</sup>	Материал	Объемная масса, кН/м <sup>3</sup>
Аглопоритобетон	18	Кирпич	18
Керамзитобетон	10	Ксилолит верхний слой	18
Железобетон	25		
Пенобетон	0,89	нижний слой	10
Шлакобетон	1,75	Мастика	10
Асфальт	18	Песок	16
Керамическая плитка	22	Цементный раствор	22

Нормативное значение нагрузки от  
веса снегового покрова,  $s_0$ , кПа:

– район I Б – 0,8;

– район II Б – 1,2



Граница районов с различным весом снегового покрова.

Рис. П2. Районирование территории Республики Беларусь по весу снегового покрова



## Содержание

ВВЕДЕНИЕ.....	3
1. КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ ПЕРЕКРЫТИЯ.....	4
2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ.....	12
2.1. <i>Определение нагрузок</i> .....	13
2.2. <i>Определение расчетных усилий</i> .....	16
2.3. <i>Определение высоты сечения плиты</i> .....	20
2.4. <i>Подбор сечения арматуры</i> .....	24
2.5. <i>Конструирование плиты</i> .....	30
3. РАСЧЕТ ВТОРОСТЕПЕННОЙ БАЛКИ.....	36
3.1. <i>Определение нагрузок</i> .....	36
3.2. <i>Определение расчетных усилий</i> .....	36
3.3. <i>Определение размеров сечения второстепенной балки</i> .....	40
3.4. <i>Подбор сечения арматуры</i> .....	43
3.5. <i>Назначение количества и диаметров продольной рабочей арматуры</i> .....	58
3.6. <i>Построение эпюры материалов</i> .....	60
3.7. <i>Определение длины анкеровки обрываемых стержней</i> .....	64
4. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ МОНОЛИТНОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ КОЛОННЫ.....	71
4.1. <i>Конструктивные особенности сжатых элементов</i> .....	71
4.2. <i>Определение действующих нагрузок и усилий</i> ....	73
4.3. <i>Расчет армирования колонны первого этажа</i> ....	76
4.4. <i>Определение длины анкеровки рабочих стержней</i> . 78	
5. РАСЧЕТ ЦЕНТРАЛЬНОГО НАГРУЖЕННОГО МОНОЛИТНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ФУНДАМЕНТА..	89
5.1. <i>Конструктивные особенности столбчатых фундаментов</i> .....	89
5.2. <i>Определение размеров подошвы фундамента</i> ....	92

<i>5.3. Определение высоты плиточной части монолитного фундамента.....</i>	93
<i>5.4. Подбор рабочей арматуры подошвы фундамента.....</i>	94
<i>5.5. Проверка прочности фундамента на продавливание.....</i>	97
ЛИТЕРАТУРА.....	111
ПРИЛОЖЕНИЕ.....	113

Учебное издание

**ПЕЦОЛЬД** Тимофей Максимович  
**РАК** Николай Александрович  
**СМЕХ** Иван Васильевич  
**СМЕХ** Владимир Иванович

**РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ МОНОЛИТНЫХ  
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ  
МНОГОЭТАЖНОГО ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ**

Учебно-методическое пособие  
по выполнению курсового проекта по дисциплине  
«Железобетонные и каменные конструкции»  
для студентов специальности 1-70 02 01  
«Промышленное и гражданское строительство»

Редактор *Т. Н. Микулик*  
Компьютерная верстка *А. Г. Занкевич*

Подписано в печать 12.09.2012. Формат 60×84 <sup>1</sup>/<sub>16</sub>. Бумага офсетная. Ризография.  
Усл. печ. л. 7,32. Уч.-изд. л. 5,73 Тираж 300. Заказ 454.

Издатель и полиграфическое исполнение: Белорусский национальный технический университет. ЛИ № 02330/0494349 от 16.03.2009. Пр. Независимости, 65. 220013, г. Минск