



**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ
РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ**

**Белорусский национальный
технический университет**

Кафедра «Железобетонные и каменные конструкции»

ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ

**Учебно-методическое пособие
для выполнения курсового проекта**

**Минск
БНТУ
2017**

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
Белорусский национальный технический университет

Кафедра «Железобетонные и каменные конструкции»

ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОНОЛИТНЫХ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ
МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ

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

*Рекомендовано учебно-методическим объединением
по образованию в области строительства и архитектуры*

Минск
БНТУ
2017

УДК 624.012.45:378.147.091.313 (075.8)

ББК 38.53я7

П79

А в т о р ы :

Т. М. Пецольд, Н. А. Рак, И. В. Даниленко, В. И. Смех

Р е ц е н з е н т ы :

д-р техн. наук, профессор, директор ООО «Мобильная диагностика
в строительстве» *В. Г. Казачек*;

д-р техн. наук, профессор, зав. кафедрой «Технология бетона
и строительные материалы» *В. В. Тур*

Проектирование монолитных железобетонных конструкций
П79 многоэтажного здания : учебно-методическое пособие для выпол-
нения курсового проекта по дисциплине «Железобетонные и камен-
ные конструкции» для студентов специальности 1-70 02 01 «Про-
мышленное и гражданское строительство» / Т. М. Пецольд [и др.]. –
Минск : БНТУ, 2017 – 150 с.

ISBN 978-985-550-892-3.

Учебно-методическое пособие содержит примеры проектирования монолитных железобетонных конструкций в соответствии с программой дисциплины 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 ТКП EN 1992-1-1–2009*.

Пособие предназначено для студентов специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» всех форм обучения, а также может быть использовано при курсовом проектировании студентами других специальностей строительного профиля.

УДК 624.012.45:378.147.091.313 (075.8)

ББК 38.53я7

ISBN 978-985-550-892-3

© Белорусский национальный
технический университет, 2017

ВВЕДЕНИЕ

При проектировании монолитных ребристых железобетонных перекрытий следует использовать материалы, приведенные в учебниках, пособиях, справочной и нормативной литературе [1–8].

Особое внимание при выполнении курсового проекта необходимо уделить изучению основных положений проектирования железобетонных конструкций, изложенных в действующих нормах ТКП EN 1992-1-1–2009* «Проектирование железобетонных конструкций». Для удобства пользования отдельные пункты ТКП внесены в ту часть пособия, 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 [4]. Рекомендуется применять единицы физических величин:

– при расчете сечений – Н, мм, Н/мм, Н/мм², Н/м² (Па);

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

Необходимо помнить, что 1 МПа = 1 Н/мм² и 1 кН/м = 1 Н/мм.

Типовой учебной программой специальности «Промышленное и гражданское строительство» предусматривается выполнение расчетов плиты и второстепенной балки монолитного железобетонного перекрытия, колонны и фундамента.

Содержание задания. Исходным документом, на основании которого выполняется курсовой проект, является задание, которое выдается руководителем проекта и утверждается заведующим кафедрой. В нем устанавливается 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 каркас отличается от полного 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 принимаются 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.

Методическое пособие по курсовому проекту №1 состоит из трех частей:

1. Расчет и конструирование монолитного железобетонного перекрытия многоэтажного производственного здания (плиты и второстепенной 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. 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 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 $l_1/l_2 \geq 2$, а плиты, опертые по контуру – $l_1/l_2 < 2$. 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 (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 выбор схемы 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 кратно 10 мм при толщине до 100 мм включительно и далее кратно 20 мм.

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

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

Таблица 1.1

Рекомендуемые минимальные толщины балочных плит
междуэтажных перекрытий, мм

$L, \text{ м}$ $q_n, \text{ кПа}$	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								

Таким образом, выполнение проекта следует начинать с выбора сетки колонн, привязки наружных стен к крайним разбивочным осям и компоновки конструктивных схем междуэтажного перекрытия. Рекомендуемые пролеты элементов перекрытия и размеры их поперечных сечений приведены в табл. 1.2.

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

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	$l_{ВБ} = 5...7$	$h_{ВБ} = \left(\frac{1}{12} \dots \frac{1}{20}\right) l_{ВБ}$	$b_{ВБ} = (0,3...0,5) h_{ВБ}$
Главная балка	$l_{ГБ} = 6...9$	$h_{ГБ} = \left(\frac{1}{8} \dots \frac{1}{15}\right) l_{ГБ}$	$b_{ГБ} = (0,3...0,5) h_{ГБ}$

Пример 1.1. 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).

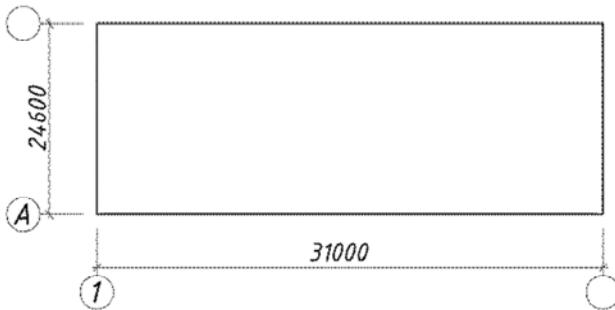


Рис. 1.1. Размеры здания в плане

Вариант 1 (рис. 1.2). 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.

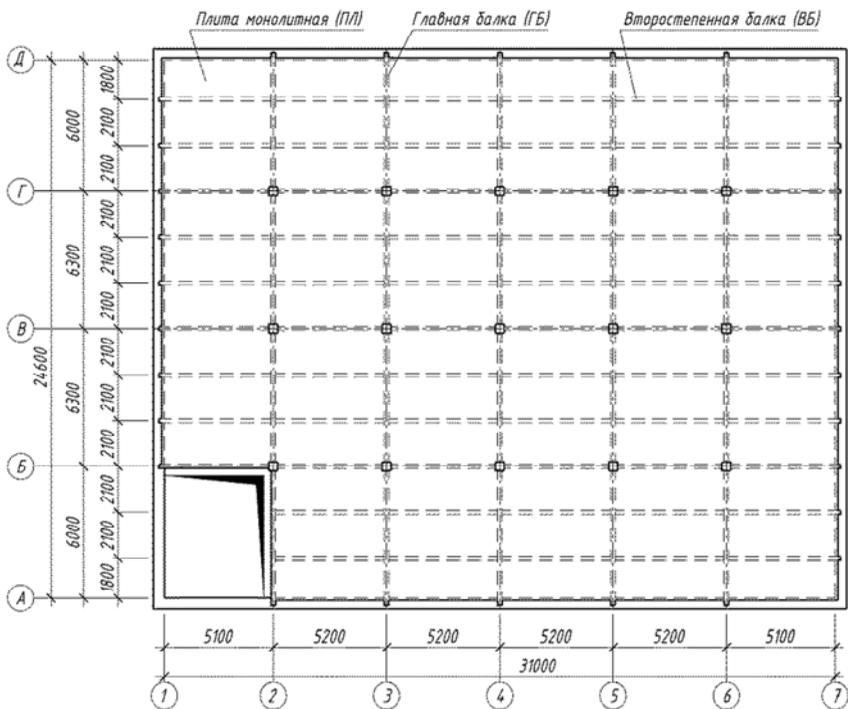


Рис. 1.2. Конструктивная схема перекрытия – вариант 1

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

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

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

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

$$\frac{L_{ВБ}}{l_1} = \frac{5200}{2100} = 2,48 > 2 \text{ – балочная плита.}$$

Принимаем следующие размеры несущих конструкций:

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

Вариант 2 (рис. 1.3). 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.

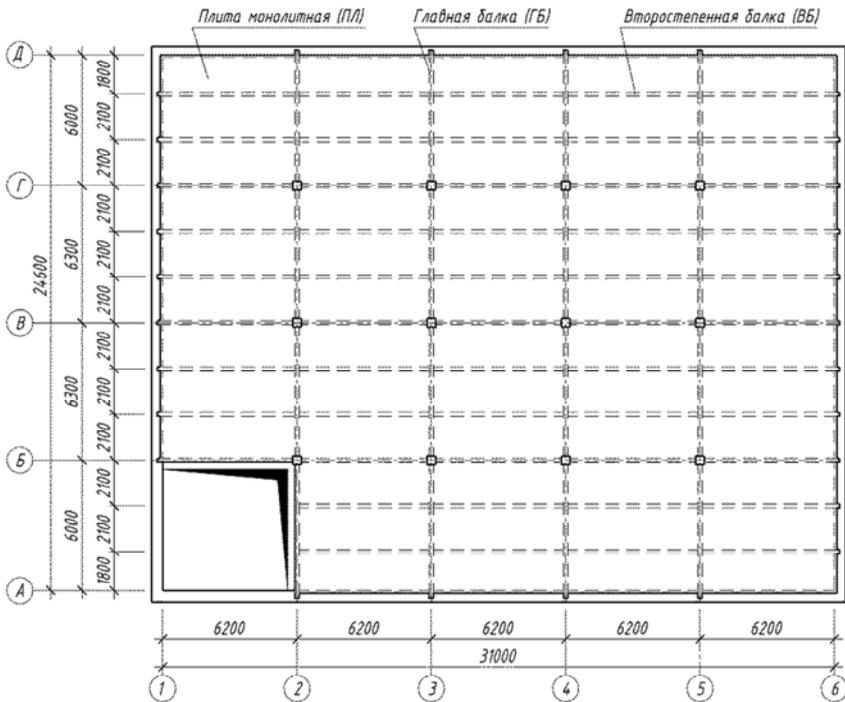


Рис. 1.3. Конструктивная схема перекрытия – вариант 2

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

$$L_{\text{ВБ}} = (5 \dots 7 \text{ м}) = 6,2 \text{ м}; \quad \Delta L_{\text{ВБ}} = 0 \% < 10 \%;$$

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

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

$$\frac{L_{\text{ВБ}}}{l_1} = \frac{6200}{2100} = 2,95 > 2 \text{ – балочная плита.}$$

Принимаем следующие размеры сечения несущих конструкций:

– толщина плиты при нормативной нагрузке 10 кПа – $h_{\text{Пл}} = 80 \text{ мм}$;

– ширина и высота главной балки $b_{\text{ГБ}} \times h_{\text{ГБ}} = 0,3 \times 0,6 \text{ м}$;

– ширина и высота второстепенной балки $b_{\text{ВБ}} \times h_{\text{ВБ}} = 0,2 \times 0,4 \text{ м}$
(ширина второстепенной балки принята равной 200 мм из условия удобства размещения продольной арматуры);

– поперечное сечение колонны $400 \times 400 \text{ мм}$.

При заданной полезной нагрузке $q_n = 10 \text{ кПа}$ и пролете плиты $l_{\text{Пл}} = 2100 \text{ мм}$ 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 ³
Вариант 1		
Плита	$h = 80 \text{ мм}$	61,01
Второстепенные балки	$h = 350 \text{ мм}, b = 80 \text{ мм}, n = 11$	16,57
Главные балки	$h = 600 \text{ мм}, b = 300 \text{ мм}, n = 5$	19,19
		<i>Итого</i> 96,77

Наименование элемента	Сечение элементов	Расход бетона, м ³
Вариант 2		
Плита	$h = 80 \text{ мм}$	61,01
Второстепенные балки	$h = 400 \text{ мм}, b = 200 \text{ мм}, n = 11$	21,82
Главные балки	$h = 600 \text{ мм}, b = 300 \text{ мм}, n = 4$	15,35
<i>Итого 98,18</i>		

$$V_{\text{ребра ГБ}} = (h_{\text{ГБ}} - h_{\text{ПЛ}}) b_{\text{ГБ}} L_{\text{ГБ}} n_{\text{ГБ}};$$

$$V_{\text{ребра ВБ}} = (h_{\text{ВБ}} - h_{\text{ПЛ}}) b_{\text{ВБ}} L_{\text{ВБ}} n_{\text{ВБ}};;$$

$$V_{\text{плиты}} = h_{\text{ПЛ}} LB.$$

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

2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ

Долговечная конструкция должна удовлетворять требованиям по эксплуатационной пригодности, прочности и устойчивости в течение всего проектного срока службы без существенной утраты эксплуатационных свойств.

Защита арматуры от коррозии зависит от плотности, качества и толщины защитного слоя и наличия трещин. Плотность и качество защитного слоя достигаются ограничением водоцементного отношения, требованием к минимальному содержанию цемента и могут обеспечиваться при минимальном классе прочности бетона.

Защитный слой бетона

Под защитным слоем понимают расстояние между поверхностью арматуры (включая хомуты, поперечные стержни, а также поверхностную арматуру) и ближайшей поверхностью бетона.

Номинальная толщина защитного слоя должна быть указана в рабочих чертежах. Она определяется как сумма минимальной толщины c_{\min} и принятого допустимого при проектировании отклонения Δc_{dev} :

$$c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev}.$$

Минимальная толщина защитного слоя c_{\min} должна обеспечивать:

- надежное сцепление арматуры и окружающего бетона;
- защиту стали от коррозии (долговечность);
- соответствующую огнестойкость.

Минимальную толщину защитного слоя c_{\min} следует назначать как большее значение из условия обеспечения сцепления и защиты от воздействия окружающей среды:

$$c_{\min} = \max \begin{cases} c_{\min,b}, \\ c_{\min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}, \\ 10 \text{ мм}, \end{cases}$$

где $c_{\min,b}$ – минимальная толщина из условия сцепления;

$c_{\min,dur}$ – минимальная толщина из условий защиты от влияния окружающей среды;

$\Delta c_{dur,\gamma} = 0$ – дополнительный элемент надежности [4, п. 4.4.1.2];

$\Delta c_{dur,st} = 0$ – уменьшение минимальной толщины при использовании нержавеющей стали;

$\Delta c_{dur,add} = 0$ – уменьшение минимальной толщины при использовании дополнительной защиты.

Для обеспечения надежной передачи сил сцепления и качественного уплотнения бетонной смеси минимальная толщина слоя должна быть не менее $c_{\min,b}$ (табл. 2.1).

Таблица 2.1

Минимальная толщина слоя $c_{\min,b}$
и требования к обеспечению сцепления бетона с арматурой

Условия сцепления	
Размещение стержней	Минимальная толщина слоя $c_{\min,b}$ ¹⁾
Отдельный стержень	Диаметр стержня \varnothing
Соединенные вместе стержни ²⁾	Эквивалентный диаметр $\varnothing_n = \varnothing \cdot \sqrt{n} \leq 55 \text{ мм}$

¹⁾ Если номинальный максимальный диаметр крупного заполнителя более 32 мм, $c_{\min,b}$ необходимо увеличить на 5 мм.

²⁾ n – количество стержней

Элементы железобетонного монолитного ребристого перекрытия (плиту, второстепенную и главную балку) рассчитывают отдельно. Расчет элементов производится в соответствии с указаниями ТКП EN 1992-1-1-2009* [4].

Рекомендуемый класс бетона по прочности на сжатие при проектировании монолитных ребристых перекрытий принимается по табл. 2.2 в зависимости от класса условий эксплуатации конструкции [4, табл. 4.1, 4.3N, 4.4N].

Таблица 2.2

Классы условий эксплуатации конструкций,
индикативные (рекомендуемые) классы бетона
и минимальная толщина защитного слоя бетона

Класс	Описание окружающей среды. Справочные примеры для определения классов условий эксплуатации	Индика- тивный класс бетона по проч- ности на сжатие	Миним. толщина защитного слоя из условия обеспече- ния долго- вечности $C_{min,dur}$, ММ
Отсутствие риска коррозии и химического воздействия			
X0	Для бетона без арматуры или заделанного метал- ла: все условия за исключением заморажи- вания-оттаивания, износа (истирания) или хи- мического воздействия. Для бетона с арматурой или заделанным металлом: очень сухо. (Бетон внутри зданий с очень низкой влаж- ностью воздуха)	$C^{12}/_{15}$	10
Коррозия, вызванная карбонизацией			
XC1	Сухо или постоянно влажно. (Бетон внутри зданий с низкой влажностью. Бетон, постоянно погруженный в воду)	$C^{20}/_{25}$	15
XC2	Влажно, редко сухо. (Поверхности бетона, длительное время смо- ченные водой. Большинство фундаментов)	$C^{25}/_{30}$	25
XC3	Средняя влажность. (Бетон в помещениях с обильной или высокой влажностью воздуха. Бетон, защищенный от дождя на открытом воздухе)	$C^{30}/_{37}$	25
XC4	Попеременно влажно и сухое. (Поверхности бетона, смоченные водой, которые не вошли в класс XC2)	$C^{30}/_{37}$	30

Минимальный защитный слой для арматурной стали в нормаль-
ном бетоне, исходя из классов условий эксплуатации и классов кон-

струкций, определяется значением $C_{\min, dur}$, которое приведено в табл. 2.2 в зависимости от класса условий эксплуатации. В таблице приведены индикативные (рекомендуемые) классы прочности бетона и значения $C_{\min, dur}$ для класса конструкций S4, соответствующего сроку эксплуатации здания 50 лет (таблица составлена на основании таблиц 4.1, 4.3N, 4.4N [4]).

ΔC_{dev} – допустимое отклонение при проектировании. Национальным приложением рекомендуется $\Delta C_{dev} = 10$ мм.

Монолитные плиты и балки проектируют из бетона одного класса. Класс арматуры принимают преимущественно 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 м^2 плиты перекрытия складываются из постоянной нагрузки (от собственного веса плиты и заданной конструкции пола) и переменной (функциональной), принимаемой по заданию. Для определения расчетных нагрузок частные коэффициенты по нагрузке определяются по ТКП EN 1990–2011* Еврокод «Основы проектирования несущих конструкций» [1] и EN 1991 Еврокод 1 «Воздействия на конструкции» [2, 3]:

– от веса железобетонных конструкций и веса выравнивающих и отделочных слоев (плиты, засыпки, стяжки и др.), выполняемых на строительной площадке $\gamma_F = 1,35$;

– для равномерно распределенных переменных (функциональных) нагрузок на перекрытия и лестницы и снеговой нагрузки $\gamma_F = 1,5$.

При расчете конструкций по предельным состояниям несущей способности при постоянных и переходных (временных) расчетных ситуациях следует принимать наиболее неблагоприятное из следующих сочетаний нагрузок [1, п. 6.4.3 и прил. A1]:

– 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

$$\sum_j (\xi \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}) + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i});$$

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

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

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

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

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

$\Psi_{0,i}$ – коэффициент сочетаний переменных нагрузок (кабинеты, лаборатории) [1, табл. А1.1];

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

Пример 2.1. Определение нагрузок на 1 м² перекрытия приведено в табл. 2.3. Состав перекрытия показан на рис. 2.1.

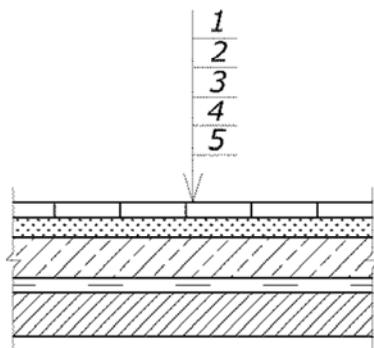


Рис. 2.1. Состав перекрытия

Таблица 2.3

Характеристические и расчетные нагрузки на перекрытие

№	Наименование нагрузки	Характеристическое значение, кН/м ²	γ_F	Расчетное значение, кН/м ²
<i>Постоянная нагрузка</i>				
1	Керамическая плитка $\delta = 12$ мм ($\gamma = 20$ кН/м ³)	0,24	1,35	0,324
2	Цементно-песчаная стяжка М100 $\delta = 35$ мм ($\gamma = 21$ кН/м ³)	0,74	1,35	0,999
3	Керамзитобетон $\delta = 55$ мм ($\gamma = 12$ кН/м ³)	0,66	1,35	0,891
4	Один слой оклеечной пароизоляции на битумной мастике $\delta = 3$ мм ($m = 0,05$ кН/м ²)	0,05	1,35	0,068
5	Монолитная железобетонная плита перекрытия $\delta = 80$ мм, ($\gamma = 25$ кН/м ³)	2,00	1,35	2,70
<i>Итого: g = 4,982</i>				
<i>Переменная нагрузка</i>				
Функциональная нагрузка		10,5	1,5	15,75
<i>Итого: q = 15,75</i>				

Принимая $\sum_j (\gamma_{Gj} \cdot G_{k,j}) = g = 4,982$ кН/м² (постоянная нагрузка)

и $\sum_{i=1} (\gamma_{Qi} \cdot Q_{k,i}) = q = 15,75$ кН/м² (переменная нагрузка), составляем основные сочетания нагрузок на плиту:

– первое основное сочетание

$$p_1 = 4,982 + 0,7 \cdot 15,75 = 16,01 \text{ кН/м}^2;$$

– второе основное сочетание

$$p_2 = 0,85 \cdot 4,982 + 15,75 = 19,99 \text{ кН/м}^2.$$

Наиболее неблагоприятным для плиты будет *второе* сочетание нагрузок при $p = p_2 = 19,99 \text{ кН/м}^2$.

Для выполнения расчета принимаем полосу плиты шириной 1 м. Нагрузка на один погонный метр полосы будет равна нагрузке p_2 , приходящейся на 1 м^2 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).

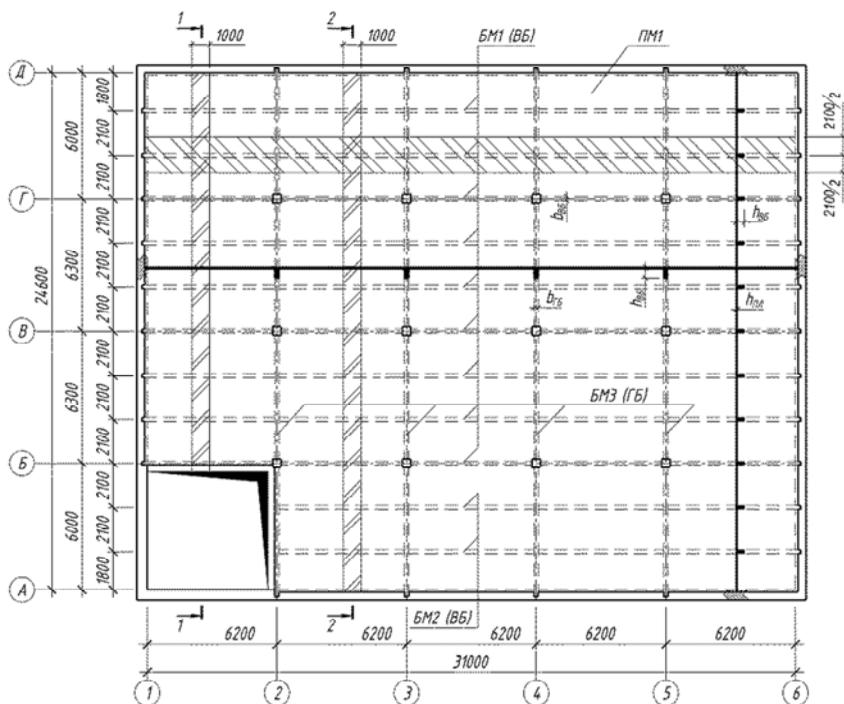


Рис. 2.2. План монолитного перекрытия

Эффективный расчетный пролет плиты l_{eff} определяется по формуле [4, п. 5.3.2.2]:

$$l_{eff} = l_n + a_1 + a_2,$$

где l_n – расстояние в свету между краями опор.

Значения a_1 и a_2 для обоих концов пролета определяются в соответствии с рис. 2.3, где t – ширина опоры, h – толщина плиты.

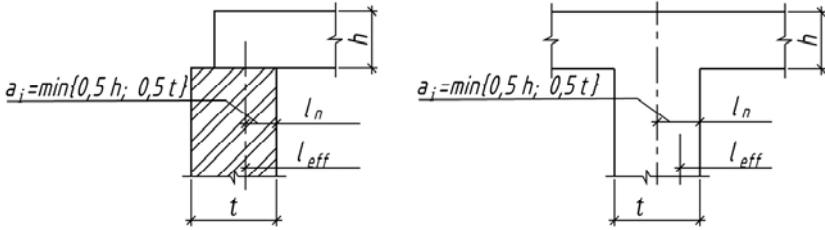


Рис. 2.3. Эффективный пролет l_{eff} для различных условий опирания

Длина участка опирания плиты на кирпичную наружную стену принимается равной 120 мм (рис. 2.4).

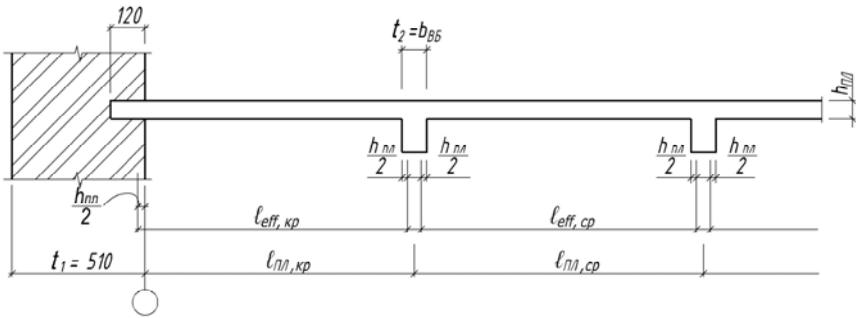


Рис. 2.4. Расчетные пролеты плиты перекрытия

Значения расчетных изгибающих моментов определяют по формулам:

1) в первом пролете:

$$M_{Ed,кр} = \frac{p \cdot l_{eff,кр}^2}{11};$$

2) в средних пролетах и на средних опорах:

$$M_{Ed,сп} = -M_{Ed,C,D} = \frac{p \cdot l_{eff,сп}^2}{16};$$

- 3) на первой промежуточной опоре:
 – при непрерывном армировании рулонными сетками

$$M_{Ed,B} = -\frac{p \cdot l_{eff}^2}{11};$$

- при раздельном армировании

$$M_{Ed,B} = -\frac{p \cdot l_{eff}^2}{14},$$

здесь l_{eff} – равен большему из пролетов $l_{eff,кр}$ и $l_{eff,ср}$;

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

$$M_{Ed,2} = -M_{Ed,C} = \frac{0,8p \cdot l_{eff,ср}^2}{16}.$$

Наибольшая поперечная сила возникает на первой промежуточной опоре слева:

$$V_{Ed,B}^{лев} = 0,6p_2 \cdot l_{eff,кр}.$$

Пример 2.2. Определить расчетные усилия в плите перекрытия, приведенного на рис. 2.2 по данным примера 2.1.

Расчетные пролеты плиты равны:

- средний:

$$l_{eff,ср} = l_{ПЛ,ср} - 2 \cdot \frac{b_{ББ}}{2} + \frac{1}{2}h + \frac{1}{2}h = 2100 - 2 \cdot \frac{200}{2} + \frac{80}{2} + \frac{80}{2} = 1980 \text{ мм};$$

- крайний:

$$l_{eff,кр} = l_{ПЛ,кр} + \frac{h}{2} - \frac{b_{ББ}}{2} + \frac{h}{2} = 1800 + \frac{80}{2} - \frac{200}{2} + \frac{80}{2} = 1780 \text{ мм}.$$

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

- полоса I – между осями 1–2 у торцевых стен (участки плиты защемлены по трем сторонам);
- полоса II – между осями 2–3 (участки плиты защемлены по четырем сторонам).

Расчетная схема плиты и эпюры изгибающих моментов (для полос I и II) и поперечных сил приведены на рис. 2.5.

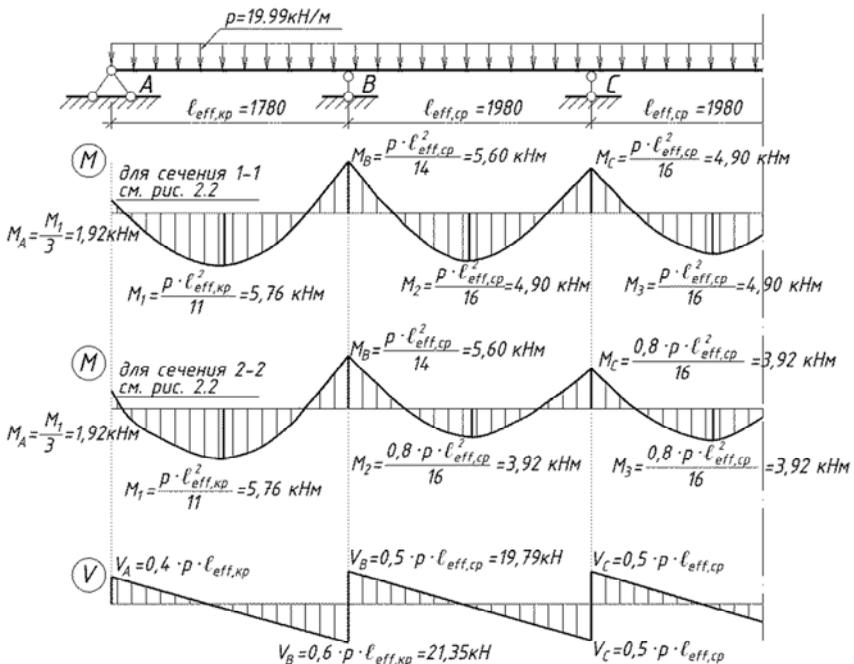


Рис. 2.5. Эпюры изгибающих моментов и поперечных сил

2.3. Определение высоты сечения плиты

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

Основные расчетные формулы:

$$\begin{cases} M_{Ed} \leq f_{cd} \cdot b \cdot x_{eff} (d - 0,5x_{eff}) = f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_m; \\ f_{yd} \cdot A_{s1} = f_{cd} \cdot b \cdot x_{eff}; \\ \xi \leq \xi_{lim}, \end{cases}$$

где M_{Ed} – изгибающий момент, действующий в рассматриваемом сечении;

α_m – относительный момент сжатой зоны:

$$\alpha_m = \xi(1 - 0,5\xi);$$

ξ – относительная высота сжатой зоны сечения:

$$\xi = x_{eff} / d;$$

f_{cd} – расчетное значение предела прочности бетона при осевом сжатии:

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_C,$$

где f_{ck} – характеристическая прочность бетона на осевое сжатие;

γ_C – частный коэффициент безопасности для бетона. Принимают равным 1,5;

f_{yd} – расчетное значение предела текучести арматуры:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S,$$

где f_{yk} – характеристическое значение предела текучести арматуры;

γ_S – частный коэффициент безопасности для арматуры. Принимают равным 1,15.

d – полезная (эффективная) высота сечения:

$$d = h - c = h - (c_{nom} + 0,5 \cdot \emptyset),$$

где c_{nom} – защитный слой бетона, принимаемый по табл. 2.2 [4, табл. 4.1, 4.4N, 4.5N] в зависимости от класса условий эксплуатации.

Расчетное значение предела прочности бетона при осевом растяжении

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_C},$$

где $f_{ctk,0,05}$ – характеристическая прочность бетона на растяжение.

Класс бетона $C \frac{f_{ck}}{f_{ck,cube}}$ принимается по табл. 2.2 [4, табл. 4.1, 4.4N, 4.5N] в зависимости от класса среды по условиям эксплуатации.

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

$$\xi_{opt} = \frac{x_{eff}}{d} = 0,1...0,2.$$

Определение толщины плиты производим в соответствии со структурой 1 (рис. 2.6).

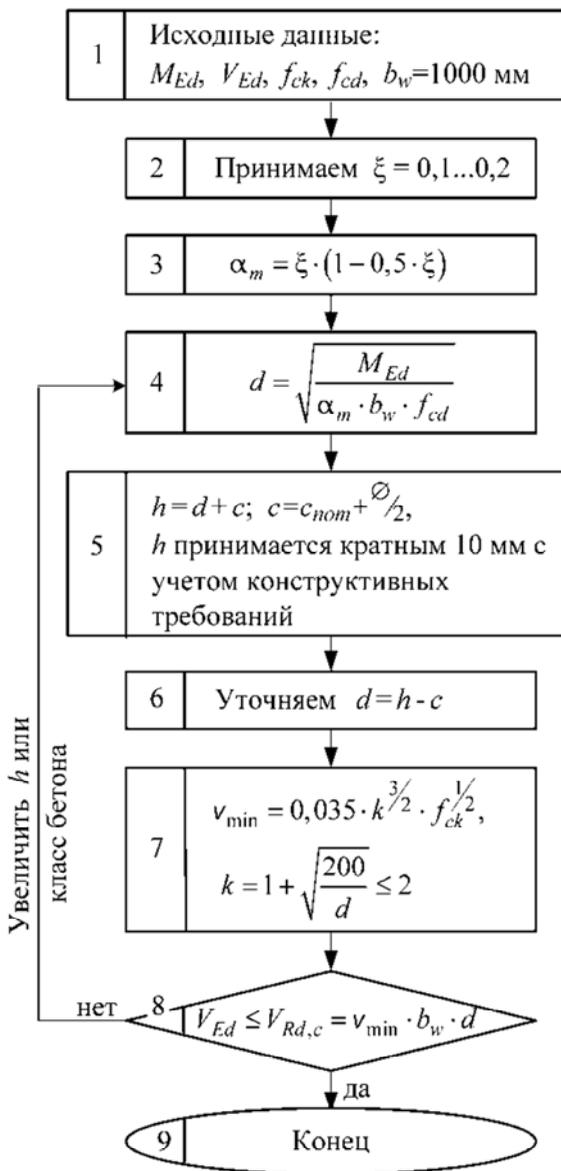


Рис. 2.6. Структура 1. Определение высоты сечения плиты

Пример 2.3. Определение высоты сечения плиты.

1. Исходные данные (по данным примера 2.2):

– класс условий эксплуатации ХС1;

– $M_{Ed} = 5,76$ кНм; $V_{Ed} = 21,35$ кН;

– $b_w = 1000$ мм;

Принимаем бетон класса $C^{20}/_{25}$:

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

2. Принимаем $\xi_{opt} = 0,2$.

3. Относительный момент сжатой зоны сечения

$$\alpha_{m,opt} = \xi(1 - 0,5\xi) = 0,2(1 - 0,5 \cdot 0,2) = 0,180.$$

4. Полезная высота сечения плиты

$$d = \sqrt{\frac{M_{Ed}}{\xi(1 - 0,5\xi)b_w \cdot f_{cd}}} = \sqrt{\frac{5,76 \cdot 10^6}{0,180 \cdot 1000 \cdot 13,33}} = 49 \text{ мм.}$$

5. Полная высота плиты

$$h = d + c_{nom} + \frac{\varnothing}{2} = 49 + 25 + \frac{10}{2} = 79 \text{ мм,}$$

где c_{nom} – защитный слой:

$$c_{nom} = c_{\min,dur} + \Delta c_{dev} = 15 + 10 = 25 \text{ мм;}$$

$\varnothing = 10$ мм – предполагаемый диаметр рабочей арматуры.

Принимаем толщину плиты 80 мм.

6. Уточняем:

$$d = 80 - 30 = 50 \text{ мм.}$$

7. Проверяем условие сопротивления плиты действию поперечной силы

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} = v_{\min} \cdot b_w \cdot d;$$

$$v_{\min} = 0,035k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2},$$

где $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{50}} = 3 > 2$, принимаем $k = 2$.

Тогда

$$v_{\min} = 0,035k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 2^{3/2} \cdot 20^{1/2} = 0,443 \text{ МПа};$$

$$V_{Rd,c} = v_{\min} \cdot b_w \cdot d = 0,443 \cdot 1000 \cdot 50 = 22136 \text{ Н.}$$

Так как $V_{Rd,c} = 22,14 \text{ кН} > V_{Ed} = 21,35 \text{ кН}$, сопротивление сечения плиты действию поперечной силы обеспечено и постановка поперечной арматуры 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. 2.7).

Допускается в запас расчета применять данный алгоритм в случае соответствия значений α_m области деформирования 1а и 1б.

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): бетон класса $C^{20}/_{25}$: $f_{cd} = 13,33 \text{ МПа}$, $f_{ctm} = 2,2 \text{ МПа}$ (таблица прил. П.1).

Арматура класса S500: $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ МПа}$.

По таблице прил. П.1 для бетона $C^{20}/_{25}$ находим предельные относительные деформации бетона при сжатии $\varepsilon_{cu2} = 3,5 \text{ ‰}$, по табл. П.3 приложения – коэффициент полноты эпюры напряжений $\omega_c = 17/21$.

Принимаем коэффициент $k_2 = 99/238$.

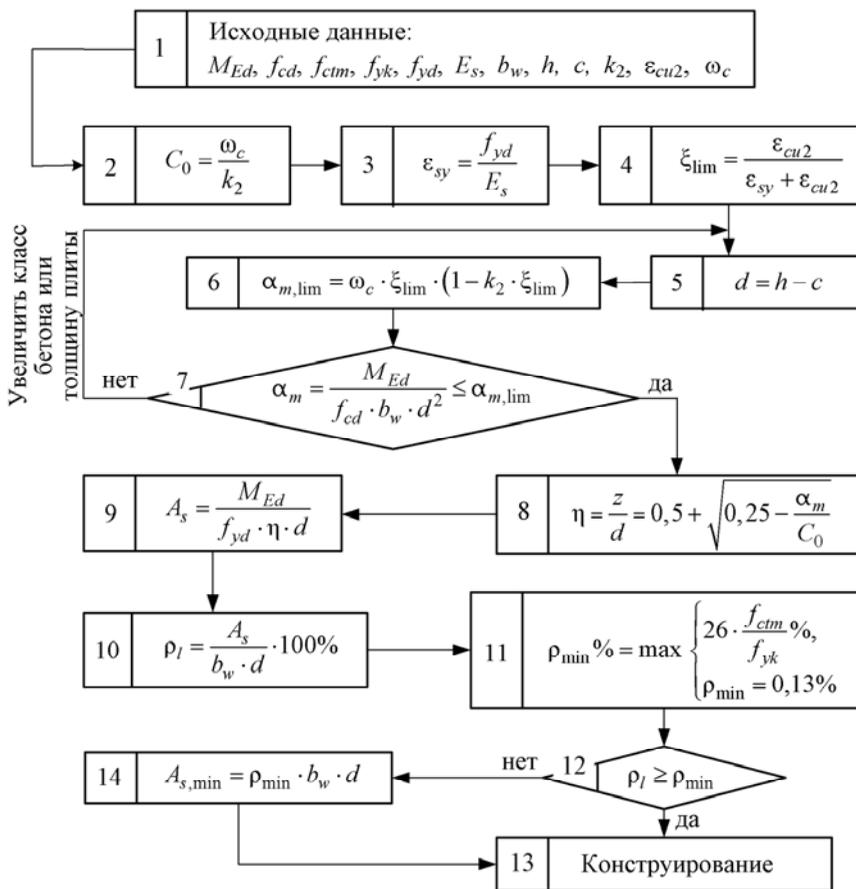


Рис. 2.7. Структура 2. Подбор площади сечения арматуры для изгибаемого элемента прямоугольного сечения с одиночным армированием

Первый пролет: $M_{Ed} = 5,76$ кНм.

Относительный момент сжатой части сечения

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} b d^2} = \frac{5,76 \cdot 10^6}{13,33 \cdot 1000 \cdot 50^2} = 0,173.$$

Полученное значение α_m соответствует области деформирования 1б.

Для арматуры класса S500 при $E_s = 200 \cdot 10^3$ МПа относительная деформация при достижении напряжениями в ней расчетного сопротивления составит:

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{200 \cdot 10^3} = 2,175 \text{ ‰}.$$

Тогда граничные значения относительной высоты и относительного момента сжатой зоны бетона

$$\xi_{\text{lim}} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu2}} = \frac{3,5}{2,175 + 3,5} = 0,617,$$

$$\alpha_{m,\text{lim}} = \omega_c \cdot \xi_{\text{lim}} (1 - k_2 \cdot \xi_{\text{lim}}) = \frac{17}{21} \cdot 0,617 \left(1 - \frac{99}{238} \cdot 0,617 \right) = 0,371.$$

Поскольку выполняется условие $\alpha_m = 0,164 < \alpha_{m,\text{lim}} = 0,371$, растянутая арматура достигла предельных деформаций.

Тогда при

$$C_0 = \frac{\omega_c}{k_2} = \frac{17}{21} \cdot \frac{238}{99} = \frac{17}{7 \cdot 3} \cdot \frac{7 \cdot 34}{99} = \frac{578}{297}$$

относительное плечо внутренней пары сил составит:

$$\eta = \frac{z}{d} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{\alpha_m}{C_0}} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,173 \cdot 297}{578}} = 0,901.$$

Значение требуемой площади растянутой продольной арматуры:

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot \eta \cdot d} = \frac{5,76 \cdot 10^6}{435 \cdot 0,901 \cdot 50} = 293,4 \text{ мм}^2.$$

Коэффициент армирования продольной арматурой

$$\rho_l = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{293,4}{1000 \cdot 50} \cdot 100 \% = 0,587 \%$$

Минимальный процент армирования

$$\rho_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 26 \cdot \frac{2,2}{500} = 0,114 \% \\ 0,13 \% \end{array} \right.$$

Второй пролет и вторая промежуточная опора: $M_{Ed} = 4,9$ кН·м.

Относительный момент сжатой части сечения

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{4,9 \cdot 10^6}{13,33 \cdot 1000 \cdot 50^2} = 0,147 < \alpha_{m, \lim} = 0,371.$$

Полученное значение α_m соответствует области деформирования 1б.

Относительное плечо внутренней пары сил

$$\eta = \frac{z}{d} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{\alpha_m}{C_0}} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,147 \cdot 297}{578}} = 0,918.$$

Значение требуемой площади растянутой продольной арматуры

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot \eta \cdot d} = \frac{4,9 \cdot 10^6}{435 \cdot 0,918 \cdot 50} = 245,4 \text{ мм}^2.$$

Коэффициент армирования продольной арматурой

$$\rho_l = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{245,4}{1000 \cdot 50} \cdot 100 \% = 0,491 \% > \rho_{\min} \% = 0,13 \%$$

Первая промежуточная опора: $M_{Ed} = 5,6$ кНм.

Относительный момент сжатой части сечения

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{5,6 \cdot 10^6}{13,33 \cdot 1000 \cdot 50^2} = 0,168 < \alpha_{m,lim} = 0,371.$$

Полученное значение α_m соответствует области деформирования 1б.

Относительное плечо внутренней пары сил

$$\eta = \frac{z}{d} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{\alpha_m}{C_0}} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,168 \cdot 297}{578}} = 0,905.$$

Значение требуемой площади растянутой продольной арматуры:

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot \eta \cdot d} = \frac{5,62 \cdot 10^6}{435 \cdot 0,905 \cdot 50} = 284,5 \text{ мм}^2.$$

Коэффициент армирования продольной арматурой

$$\rho_l = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{284,5}{1000 \cdot 50} \cdot 100 \% = 0,569 \% > \rho_{min} \% = 0,13 \%.$$

Второй пролет и опоры полосы 2: $M_{Ed} = 3,92$ кНм.

Относительный момент сжатой части сечения

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{3,92 \cdot 10^6}{13,33 \cdot 1000 \cdot 50^2} = 0,118 < \alpha_{m,lim} = 0,371.$$

Полученное значение α_m соответствует области деформирования 1б.

Относительное плечо внутренней пары сил

$$\eta = \frac{z}{d} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{\alpha_m}{C_0}} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,118 \cdot 297}{578}} = 0,935.$$

Значение требуемой площади растянутой продольной арматуры:

$$A_{s1} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot \eta \cdot d} = \frac{3,92 \cdot 10^6}{435 \cdot 0,935 \cdot 50} = 192,8 \text{ мм}^2.$$

Коэффициент армирования продольной арматурой

$$\rho_l = \frac{A_s}{bd} = \frac{192,8}{1000 \cdot 50} \cdot 100 \% = 0,386 \% > \rho_{\min}, \% = 0,13 \%.$$

Крайняя опора: $M_{Ed} = 1,92 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Относительный момент сжатой части сечения

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1,92 \cdot 10^6}{13,33 \cdot 1000 \cdot 50^2} = 0,058 < \alpha_{m,\text{lim}} = 0,371.$$

Полученное значение α_m соответствует области деформирования 1б.

Относительное плечо внутренней пары сил

$$\eta = \frac{z}{d} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{\alpha_m}{C_0}} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,058 \cdot 297}{578}} = 0,969.$$

Значение требуемой площади растянутой продольной арматуры:

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot \eta \cdot d} = \frac{1,92 \cdot 10^6}{435 \cdot 0,969 \cdot 50} = 91,1 \text{ мм}^2.$$

Коэффициент армирования продольной арматурой

$$\rho_l = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{91,1}{1000 \cdot 50} \cdot 100 \% = 0,182 \% > \rho_{\min}, \% = 0,13 \%.$$

Окончательно площадь сечения арматуры, принятая по расчету для расчетных полос I и II плиты, приведена на рис. 2.8.

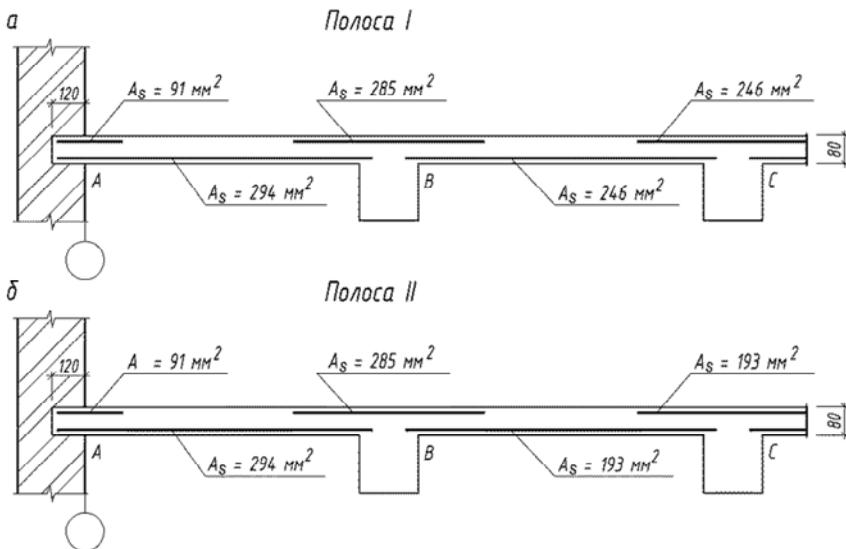


Рис. 2.8. Площадь арматуры плиты, требуемая по расчету

2.5. Конструирование плиты

По рассчитанной площади арматуры A_s подбирают рабочую и распределительную арматуру исходя из следующих конструктивных требований [4, п. 9.3.1.1]:

1. В зоне действия максимальных моментов расстояния не должны превышать:

– между рабочими стержнями:

$$s_{\max, slabs} \leq \begin{cases} 2h; \\ 250 \text{ мм}; \end{cases}$$

– между распределительными:

$$s_{\max, slabs} \leq \begin{cases} 3h; \\ 400 \text{ мм}. \end{cases}$$

Не менее 50 % площади сечения арматуры в пролете, определенной расчетом по наибольшему максимальному моменту, заводятся на опоры на длину анкеровки $l_{bd} \geq 10\varnothing$.

2. Расстояния между стержнями, заводимыми на опору, должны быть не более:

– для рабочей арматуры:

$$s_{\max,slabs} \leq \begin{cases} 3h; \\ 400 \text{ мм}; \end{cases}$$

– для распределительной арматуры:

$$s_{\max,slabs} \leq \begin{cases} 3,5h; \\ 400 \text{ мм}, \end{cases}$$

где h – толщина плиты, мм.

Выбранное расстояние $s_{\max,slabs}$ округляется в меньшую сторону до числа кратности 50 мм.

Распределительная арматура должна составлять не менее 20 % площади сечения рабочей арматуры.

Пример 2.5. По данным примера 2.4 подобрать плоские сварные сетки из арматуры класса S500 для монолитной плиты толщиной $h = 80$ мм. Для расчета условно была принята полоса шириной $b = 1000$ мм.

По конструктивным требованиям расстояние между рабочими стержнями не должно превышать $2h = 160$ и 250 мм.

Первый пролет. Площадь сечения арматуры $A_s = 294 \text{ мм}^2$.

Принимаем шаг рабочих стержней $s_{\max,slabs} = 150$ мм.

Требуемое количество стержней на участке $b = 1000$ мм:

$$n = \frac{1000}{150} = 6,67.$$

Площадь сечения одного стержня

$$A_{s1} = \frac{A_s}{n} = \frac{294}{6,67} = 44,07 \text{ мм}^2.$$

По таблице Приложения П.4 принимаем стержни $\varnothing 8$ класса S500 ($A_s = 335 \text{ мм}^2$).

Принимаем шаг рабочих стержней $s = 100 \text{ мм}$.

Требуемое количество стержней на участке $b = 1000 \text{ мм}$:

$$n = \frac{1000}{100} = 10.$$

Площадь сечения одного стержня:

$$A_{s1} = \frac{A_s}{n} = \frac{294}{10} = 29,4 \text{ мм}^2.$$

Принимаем стержни $\varnothing 8$ ($A_s = 503 \text{ мм}^2$).

Окончательно принимаем $\varnothing 8$ класса S500 с шагом $s = 150 \text{ мм}$.

Площадь распределительной арматуры составляет:

$$0,2 \cdot 294 = 58,8 \text{ мм}^2.$$

По конструктивными требованиями расстояние между распределительными стержнями не должно превышать $3h = 240$ и 400 мм .

Принимаем шаг стержней $s_{\text{max,slabs}} = 200 \text{ мм}$.

Требуемое количество стержней на участке $b = 1000 \text{ мм}$:

$$n = \frac{1000}{200} = 5.$$

Площадь сечения одного стержня

$$A_{s1,p} = \frac{58,8}{5} = 11,76 \text{ мм}^2.$$

Принимаем распределительную арматуру в виде $\varnothing 4$ класса S500 с шагом 200 мм.

Второй пролет. Площадь сечения арматуры – $A_s = 246 \text{ мм}^2$.

Площадь сечения одного стержня при шаге $s = 150 \text{ мм}$:

$$A_{s1} = \frac{A_s}{n} = \frac{246}{6,67} = 36,88 \text{ мм}^2.$$

По таблице принимаем стержни $\varnothing 8$ ($A_s = 335 \text{ мм}^2$).

Площадь сечения одного стержня при шаге $s = 100 \text{ мм}$:

$$A_{s1} = \frac{A_s}{n} = \frac{246}{10} = 24,6 \text{ мм}^2.$$

По таблице принимаем стержни $\varnothing 6$ ($A_s = 283 \text{ мм}^2$).

Окончательно принимаем $\varnothing 6$ класса S500 с шагом $s = 100 \text{ мм}$.

Площадь распределительной арматуры составляет:

$$0,2 \cdot 246 = 49,2 \text{ мм}^2.$$

Площадь сечения одного стержня

$$A_{s1,p} = \frac{49,2}{5} = 9,84 \text{ мм}^2.$$

Принимаем распределительную арматуру в виде $\varnothing 4$ с шагом 200 мм.

Первая промежуточная опора. Площадь сечения арматуры – $A_s = 285 \text{ мм}^2$.

Площадь сечения одного стержня при шаге $s = 150 \text{ мм}$:

$$A_{s1} = \frac{A_s}{n} = \frac{285}{6,67} = 42,73 \text{ мм}^2.$$

Принимаем стержни $\varnothing 8$ ($A_s = 335 \text{ мм}^2$).

Площадь сечения одного стержня при шаге $s = 100$ мм:

$$A_{s1} = \frac{A_s}{n} = \frac{285}{10} = 28,5 \text{ мм}^2.$$

По таблице принимаем стержни $\varnothing 8$ ($A_s = 503 \text{ мм}^2$).

Окончательно принимаем $\varnothing 8$ класса S500 с шагом $s = 150$ мм.

Площадь распределительной арматуры составляет:

$$0,2 \cdot 285 = 57,0 \text{ мм}^2.$$

Площадь сечения одного стержня

$$A_{s1,p} = \frac{57,0}{5} = 11,4 \text{ мм}^2.$$

Принимаем распределительную арматуру в виде $\varnothing 4$ с шагом 200 мм.

Второй пролет полосы II. Площадь сечения арматуры – $A_s = 193 \text{ мм}^2$.

Площадь сечения одного стержня при шаге $s = 150$ мм:

$$A_{s1} = \frac{A_s}{n} = \frac{193}{6,67} = 28,9 \text{ мм}^2.$$

Принимаем стержни $\varnothing 8$ ($A_s = 335 \text{ мм}^2$).

Площадь сечения одного стержня при шаге $s = 100$ мм:

$$A_{s1} = \frac{A_s}{n} = \frac{193}{10} = 19,3 \text{ мм}^2.$$

Принимаем стержни $\varnothing 6$ ($A_s = 283 \text{ мм}^2$).

Окончательно принимаем $\varnothing 6$ класса S500 с шагом $s = 100$ мм.

Площадь распределительной арматуры составляет:

$$0,2 \cdot 193 = 38,6 \text{ мм}^2.$$

Площадь сечения одного стержня

$$A_{s1,p} = \frac{38,6}{5} = 7,72 \text{ мм}^2.$$

Принимаем распределительную арматуру в виде $\varnothing 4$ с шагом 200 мм.

Крайняя опора. Площадь сечения арматуры – $A_s = 91 \text{ мм}^2$.

Площадь сечения одного стержня при шаге $s = 150$ мм:

$$A_{s1} = \frac{A_s}{n} = \frac{91}{6,67} = 13,6 \text{ мм}^2.$$

Принимаем стержни $\varnothing 5$ класса S500 ($A_s = 131 \text{ мм}^2$).

Площадь сечения одного стержня при шаге $s = 100$ мм:

$$A_{s1} = \frac{A_s}{n} = \frac{91}{10} = 9,1 \text{ мм}^2.$$

Принимаем стержни $\varnothing 4$ ($A_s = 126 \text{ мм}^2$).

Окончательно принимаем $\varnothing 5$ класса S500 с шагом $s = 150$ мм.

Площадь распределительной арматуры составляет:

$$0,2 \cdot 91 = 18,2 \text{ мм}^2.$$

Площадь сечения одного стержня

$$A_{s1,p} = \frac{18}{5} = 3,64 \text{ мм}^2.$$

Принимаем распределительную арматуру в виде $\varnothing 4$ с шагом 200 мм.

Пример 2.6. По данным примеров 2.2 и 2.5 проверить сопротивление наклонного сечения плиты перекрытия. Толщина плиты $h = 80$ мм. Класс бетона плиты – $C^{20}/_{25}$. Поперечная сила от внеш-

ней нагрузки $V_{Ed} = 21,35$ кН. Плита армирована плоскими сварными сетками из арматуры $\varnothing 8$ класса S500 с шагом 150 мм. Расчет выполняется для условной полосы шириной $b = 1000$ мм.

Расчетное значение сопротивления поперечной силе определяется по формуле [4, п. 6.2.2]:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b_w d,$$

где $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c = 0,18/1,5 = 0,12$;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{50}} = 3 > 2, \text{ принимаем } k = 2;$$

ρ_l – коэффициент армирования продольной арматурой:

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d},$$

где A_{sl} – площадь сечения растянутой арматуры;

b_w – наименьшая ширина поперечного сечения в пределах растянутой зоны;

d – полезная высота сечения.

Тогда

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{335}{1000 \cdot 50} = 0,0067 \leq 0,02;$$

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b_w d = \\ &= 0,12 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,0067 \cdot 20)^{1/3} \cdot 1000 \cdot 50 = 28502 \text{ Н.} \end{aligned}$$

Так как $V_{Rd,c} = 28,502$ кН $>$ $V_{Ed} = 21,35$ кН, сопротивление наклонного сечения обеспечено.

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 (рис. 2.9).

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 сетку.

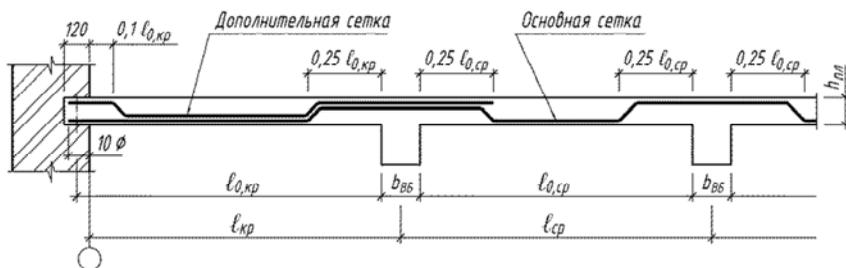


Рис. 2.9. Схема армирования плиты сварными рулонными сетками

Армирование плиты сварными сетками с поперечным расположением рабочих стержней

Для армирования плиты используют сварные сетки, рабочие стержни в которых принимают из арматуры класса 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 может быть установлено 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 25 % площади сечения пролетной арматуры. Рабочие стержни принимаются $\varnothing 5$ 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 (см. рис. 2.9).

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 23279–2012 «Сетки арматурные сварные для железобетонных конструкций и изделий» [9].

Условное обозначение марки сетки

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

где x – обозначение типа сетки (4 – легкая сетка);

$С$ – 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 в сантиметрах;

a_1, a_2 – значения выпусков продольных стержней в миллиметрах;

a – значения выпусков поперечных стержней в миллиметрах.

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 не должна быть более 3800 мм;
- длина плоских сеток не должна быть более 9000 мм;
- диаметр продольных стержней для плоских сеток должен быть не менее 4 мм и не более 10 мм;
- диаметр поперечных стержней не менее 4 мм и не более 10 мм;
- шаг продольных стержней должен быть кратным 100 мм и может быть 100, 200, 300, 400, 500 мм, а в месте реза сеток – 50 мм;
- шаг поперечных стержней должен быть кратным 50 мм и может быть 100, 150, 200, 250, 300, 400 мм и не менее 50 мм;
- допускается применение доборного шага продольных стержней у края сетки с размерами от 50 мм до размера основного шага, кратного 10 мм;
- доборный шаг поперечных стержней принимают от 50 до 250 мм, кратным 10 мм;
- длины выпусков продольных стержней допускается принимать от 25 до 200 мм, кратными 5 мм;
- длину выпусков поперечных стержней допускается принимать равной 15, 20 и 30 мм, а также от 25 до 100 мм, кратной 25 мм.

Пример 2.7. Требуется произвести армирование сварными сетками плиты перекрытия (см. рис. 2.2) в соответствии с требуемыми по расчету площадями сечения арматуры (примеры 2.4 и 2.5) в соответствии со схемой, указанной на рис. 2.10.

В местах заделки плиты в стену устанавливаются верхние сетки (С9, С11). Они предназначены для восприятия опорного изгибающего момента и предотвращения образования в стадии эксплуатации трещин, параллельных стенам на верхней поверхности плиты. Площадь сечения рабочих стержней этих сеток должна составлять не менее 1/3 площади рабочей арматуры крайнего пролета (сетки С1). Над главными балками укладываются сетки с таким же количеством рабочих стержней (сетка С10), но длину рабочих стержней в каждую сторону от балки принимают равной 1/4 пролета плиты (шага второстепенных балок).

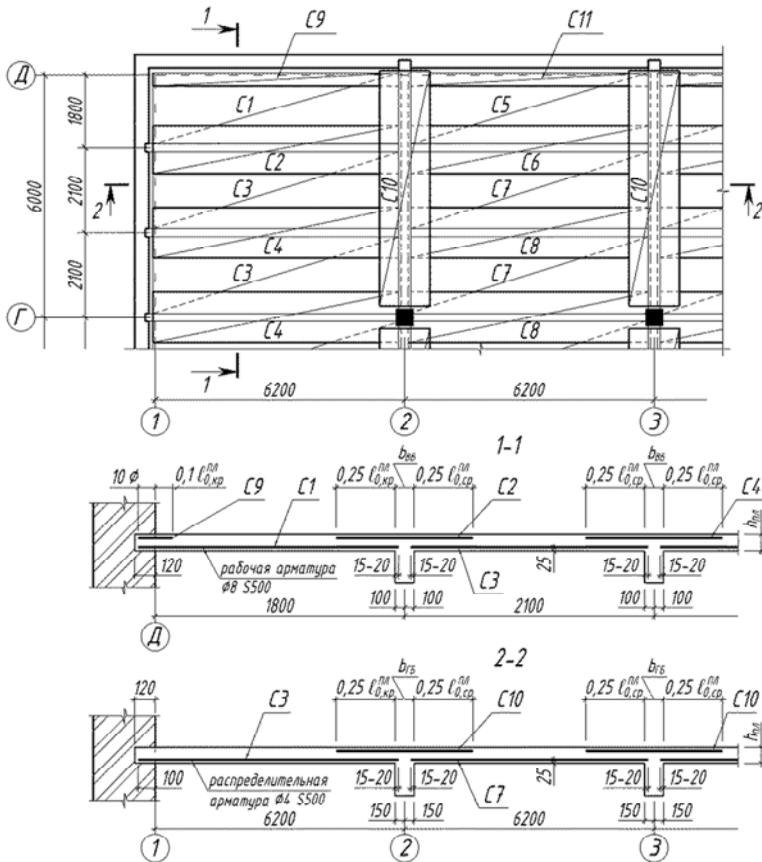


Рис. 2.10. Схема принятой арматуры для плиты

Определение габаритных размеров сеток (см. рис. 2.10):

– длина сеток C1, C2, C3, C4, C9:

$$l_{c1} = 6200 - \frac{b_{ГБ}}{2} + 100 + 20 = 6200 - \frac{300}{2} + 100 + 20 = 6170 \text{ мм};$$

– длина сеток C5, C6, C7, C8, C11:

$$l_{c5} = 6200 - 2 \cdot \frac{b_{ГБ}}{2} + 2 \cdot 20 = 6200 - 2 \cdot \frac{300}{2} + 2 \cdot 20 = 5940 \text{ мм};$$

– длина сетки С10:

$$l_{c10} = 6000 - \frac{h_{col}}{2} + 100 = 6100 - \frac{400}{2} + 100 = 5900 \text{ мм};$$

– ширина сеток С1 и С5:

$$b_{c1} = 1800 + 100 - \frac{b_{ВБ}}{2} + 20 = 1800 + 100 - \frac{200}{2} + 20 = 1820 \text{ мм};$$

– ширина сеток С2, С6 и С10:

$$b_{c2} = b_{ВБ} + \frac{l_{кр}^{ПЛ}}{4} + \frac{l_{ср}^{ПЛ}}{4} = 200 + \frac{1800}{4} + \frac{2100}{4} = 1175 \approx 1180 \text{ мм};$$

– ширина сеток С3 и С7:

$$b_{c3} = 2100 - 2 \frac{b_{ВБ}}{2} + 2 \cdot 20 = 2100 - 2 \cdot \frac{200}{2} + 2 \cdot 20 = 1940 \text{ мм};$$

– ширина сеток С4 и С8:

$$b_{c4} = b_{ВБ} + 2 \frac{l_{ср}^{ПЛ}}{4} = 200 + 2 \cdot \frac{2100}{4} = 1250 \text{ мм};$$

– ширина сеток С9 и С11:

$$b_{c9} = 10\varnothing + 0,1l_{кр}^{ПЛ} = 10 \cdot 5 + 0,1 \cdot 1800 = 230 \text{ мм};$$

Параметры и условное обозначение сеток согласно [9] приведены на рис. 2.11.

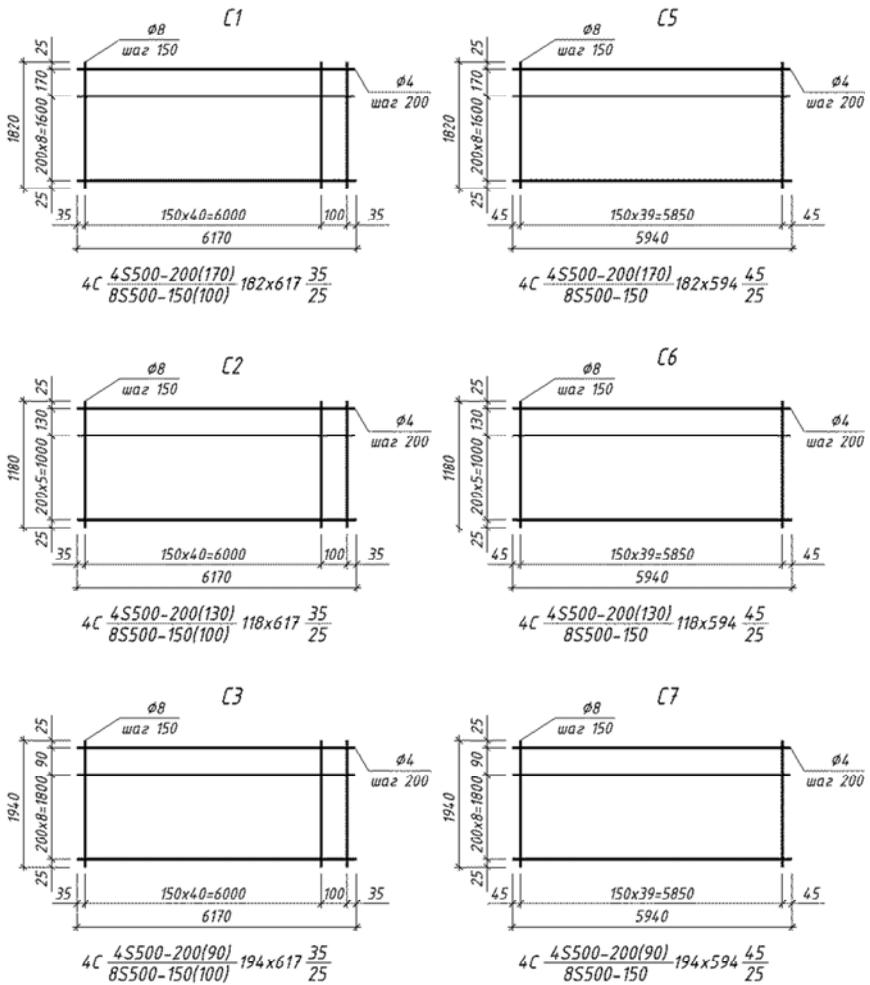


Рис. 2.11. Сетки для армирования перекрытия

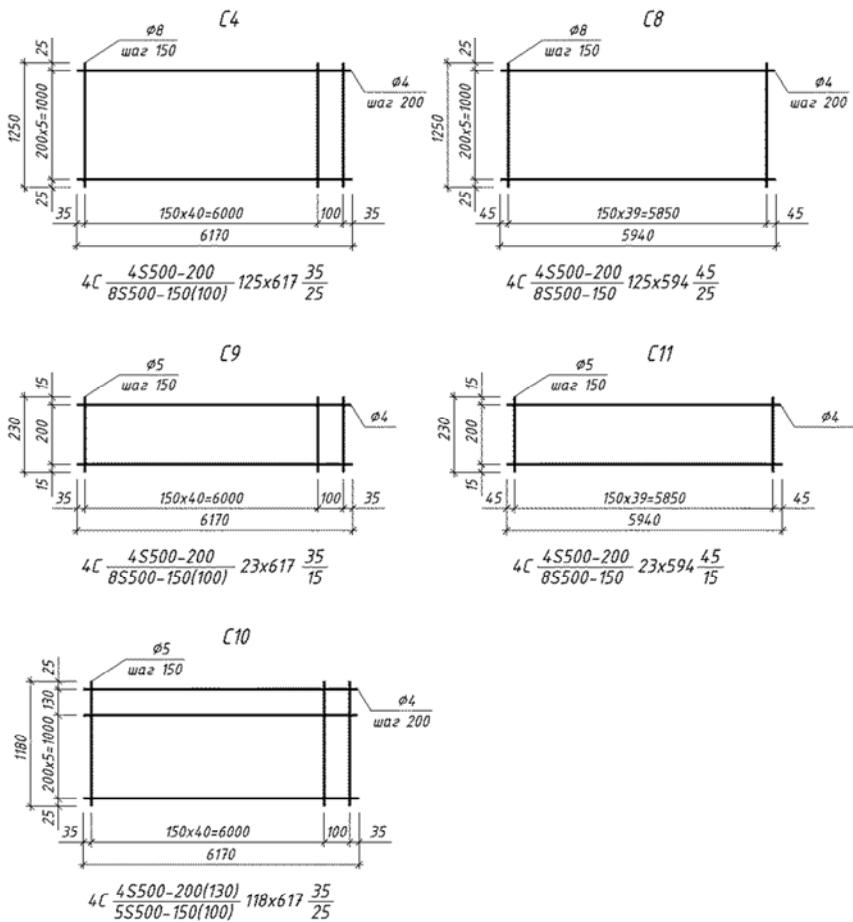


Рис. 2.12. Сетки для армирования перекрытия (окончание)

3. РАСЧЕТ ВТОРОСТЕПЕННОЙ БАЛКИ

3.1. Определение нагрузок

Второстепенная балка перекрытия рассматривается как многопролетная статически неопределимая балка, свободно лежащая на опорах. Нагрузки, передаваемые на второстепенную балку, прикладываются с полосы шириной, равной расстоянию между осями второстепенных балок (см. рис. 2.2).

Расчетные пролеты l_{eff} второстепенной балки определяются по формулам [4, п. 5.3.2.2] (рис. 3.1):

– для крайних пролетов:

$$l_{eff,кр} = l_n + a_1 + a_2;$$

– для средних:

$$l_{eff,сп} = l_n + 2a_1,$$

где l_n – расстояние в свету между краями опор.

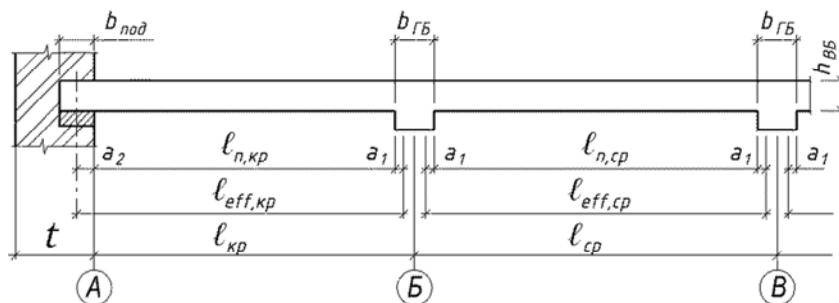


Рис. 3.1. К определению расчетных пролетов второстепенной балки

Значения a_1 и a_2 для обоих концов пролета определяются в соответствии с рис. 2.3, где t – ширина опоры, h – высота балки:

$$a_2 = \min \begin{cases} 0,5b_{\text{под}}, \\ 0,5h_{\text{ВБ}}, \end{cases}$$

где $b_{\text{под}}$ – ширина железобетонной опорной подушки, через которую опирается на стену второстепенная балка;

$$a_1 = \min \begin{cases} 0,5h_{\text{ВБ}}, \\ 0,5b_{\text{ГБ}}, \end{cases}$$

где $h_{\text{ВБ}}$ – высота второстепенной балки;

$b_{\text{ГБ}}$ – ширина главной балки.

Для средних пролетов (рис. 3.2)

$$l_{\text{eff,ср}} = 6200 - 2 \cdot \frac{b_{\text{ГБ}}}{2} + 2 \cdot \frac{b_{\text{ГБ}}}{2} = 6200 - 2 \cdot \frac{300}{2} + 2 \cdot \frac{300}{2} = 6200 \text{ мм.}$$

Для крайних пролетов

$$l_{\text{eff,кр}} = 6200 - \frac{b_{\text{ГБ}}}{2} + \frac{b_{\text{ГБ}}}{2} + \frac{b_{\text{под}}}{2} = 6200 - \frac{300}{2} + \frac{300}{2} + \frac{250}{2} = 6325 \text{ мм.}$$

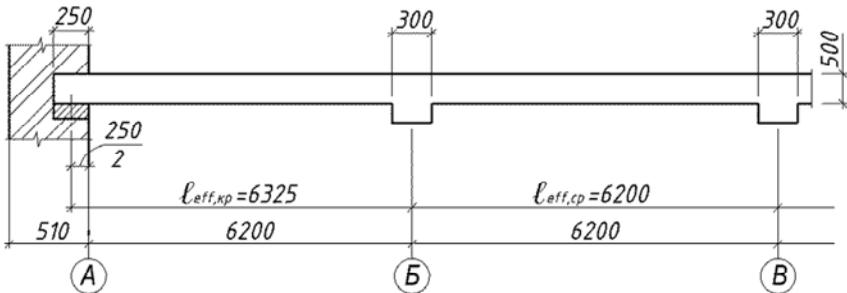


Рис. 3.2. Расчетные пролеты второстепенной балки

Пример определения постоянной $G_k \cdot \gamma_G$ и временной $Q_k \cdot \gamma_Q$ нагрузок приведены в табл. 3.1, состав перекрытия – на рис. 2.1.

Таблица 3.1

Характеристические и расчетные значения нагрузок на 1 м. п.
второстепенной балки
(при шаге второстепенных балок 2,1 м)

№	Наименование нагрузки	Характеристическое значение, кН/м ²	γ_F	Расчетное значение, кН/м ²
<i>Постоянная нагрузка</i>				
1	Керамическая плитка $\delta = 12$ мм ($\gamma = 20$ кН/м ³)	0,50	1,35	0,68
2	Цементно-песчаная стяжка М100 $\delta = 35$ мм ($\gamma = 21$ кН/м ³)	1,54	1,35	2,08
3	Керамзитобетон $\delta = 55$ мм ($\gamma = 12$ кН/м ³)	1,39	1,35	1,87
4	Один слой оклеечной пароизоляции на битумной мастике $\delta = 3$ мм ($m = 0,05$ кН/м ²)	0,11	1,35	0,14
5	Монолитная железобетонная плита перекрытия $\delta = 80$ мм ($\gamma = 25$ кН/м ³)	4,20	1,35	5,67
6	Собственная масса ребра балки $b \times h = 200 \times (500 - 80)$; ($\gamma = 25$ кН/м ³)	2,10	1,35	2,84
<i>Итого $\gamma_G G_k = 13,28$</i>				
<i>Переменная нагрузка</i>				
Функциональная нагрузка $10,5 \times 2,1$		22,05	1,5	33,08
<i>Итого: $\gamma_Q \cdot Q_k = 33,08$</i>				

Первое основное сочетание:

$$p_{1,Б} = \gamma_G \cdot G_k + \psi_0 \cdot \gamma_Q \cdot Q_k = 13,28 + 0,7 \cdot 33,08 = 36,44 \text{ кН/м.}$$

Второе основное сочетание:

$$p_{2,Б} = \xi \cdot \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k = 0,85 \cdot 13,28 + 33,08 = 44,37 \text{ кН/м.}$$

Для дальнейших расчетов балки принимаем второе сочетание как наиболее неблагоприятное при $p = p_{2,Б} = 44,37 \text{ кН/м.}$

3.2. Определение расчетных усилий

Согласно ТКП EN 1992-1-1–2009* [4] многопролетные статически неопределимые балки, к которым относятся и второстепенные балки, рассчитываются линейно-упругим методом с ограниченным перераспределением моментов.

Величины поперечных сил у опоры определяются по формулам:

– у опоры *A*:

$$V_{Ed,A} = 0,4 p_{2,Б} \cdot l_{eff,кр} = 0,4 \cdot 44,37 \cdot 6,325 = 112,256 \text{ кН;}$$

– у опоры *B* слева:

$$V_{Ed,B}^{лев} = 0,6 p_{2,Б} \cdot l_{eff,кр} = 0,6 \cdot 44,37 \cdot 6,325 = 168,384 \text{ кН;}$$

– у опоры *B* справа и у остальных опор:

$$V_{Ed,B}^{прав} = V_{Ed,C} = 0,5 p_{2,Б} \cdot l_{eff,сп} = 0,5 \cdot 44,37 \cdot 6,2 = 137,547 \text{ кН.}$$

Величины изгибающих моментов приведены в табл. 3.2. Окончательные огибающие эпюр моментов и поперечных сил приведены на рис. 3.3.

Таблица 3.2

Ординаты огибающей эпюры моментов

№ пр-та	№ точки	Доля пролета	β		$P_{2,Б}l_{eff}^2$, кН·м	M , кН·м	
			+	-		+	-
I	0	0			1775,05		
	1	$0,2l_{eff,кр}$	0,065			115,38	
	2	$0,4l_{eff,кр}$	0,090			159,75	
	2'	$0,425l_{eff,кр}$	0,091			161,53	
	3	$0,6l_{eff,кр}$	0,075			133,13	
	4	$0,8l_{eff,кр}$	0,020			35,50	
	5	$l_{eff,кр}$		0,0715			126,92
II	5	0		0,0715	1705,58		121,95
	6	$0,2l_{eff,сп}$	0,018	0,033		30,70	56,28
	7	$0,4l_{eff,сп}$	0,058	0,012		98,92	20,47
	7'	$0,5l_{eff,сп}$	0,0625			106,6	
	8	$0,6l_{eff,сп}$	0,058	0,009		98,92	15,35
	9	$0,8l_{eff,сп}$	0,018	0,027		30,70	46,05
	10	$l_{eff,сп}$		0,0625			106,60
III	10	0		0,0625	1705,58		106,60
	11	$0,2l_{eff,сп}$	0,018	0,025		30,70	42,64
	12	$0,4l_{eff,сп}$	0,058	0,006		98,92	10,23
	12'	$0,5l_{eff,сп}$	0,0625			106,6	
	13	$0,6l_{eff,сп}$	0,058	0,006		98,92	10,23
	14	$0,8l_{eff,сп}$	0,018	0,025		30,70	42,64
	15	$l_{eff,сп}$		0,0625			106,60

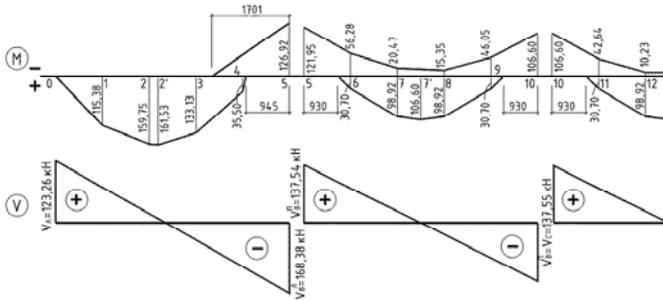


Рис. 3.3. Огибающая эпюра поперечных сил

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_{Ed} .

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.

В связи с этим при подборе сечений, в которых намечено образование пластических шарниров, следует принимать значение $\xi = 0,25$. Согласно «Руководству по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций» [5] 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. Рекомендуется применять для армирования конструкций стали, допускающие достаточно большие деформации в пластических шарнирах. Высота балки определяется по структуре 3 (рис. 3.4).

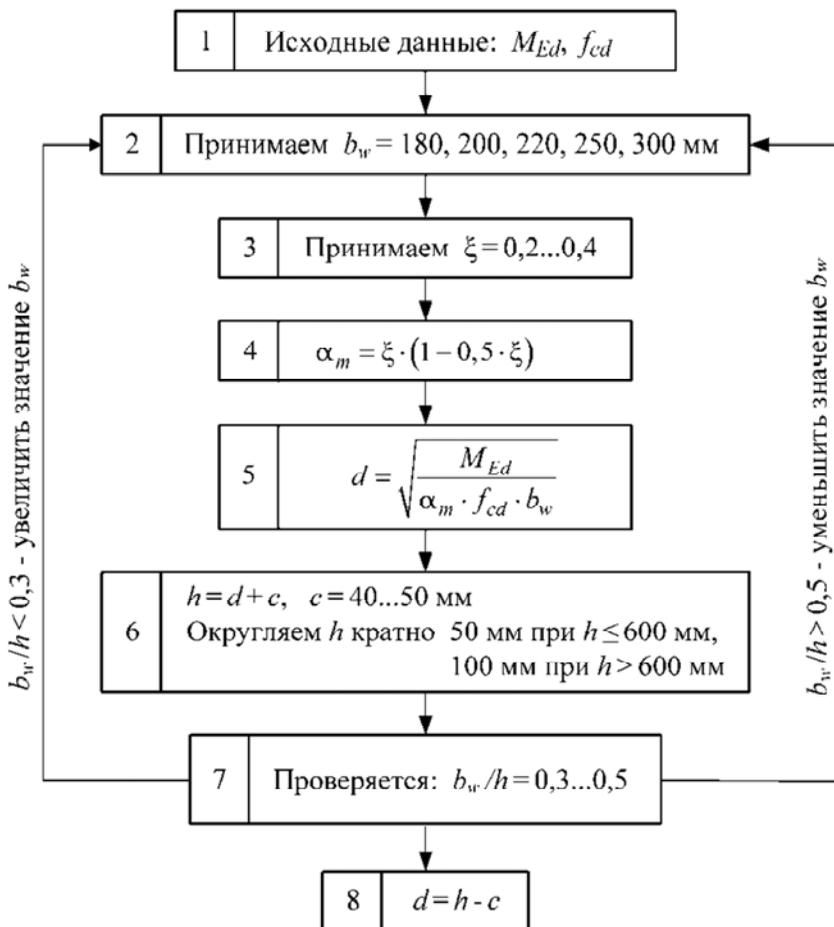


Рис. 3.4. Структура 3. Определение размеров сечения балки

Пример 3.1. Определить высоту второстепенной балки по данным табл. 3.2. Класс условий эксплуатации – ХС1.

Принимаем бетон класса $C^{20}/_{25}$.

Предполагаемый диаметр рабочей арматуры – 20 мм.

Принимаем $c_{\min,b} = 20$ мм; $c_{\min,dur} = 25$ мм:

$$c_{\min} \geq \begin{cases} c_{\min,b} = 20, \\ c_{\min,dur} = 25 \text{ мм}, \\ 10 \text{ мм}; \end{cases}$$

$$c_{nom} = c_{\min} + \Delta c_{dev},$$

Национальное приложение рекомендует принимать $\Delta c = 10$ мм.

Следовательно, $c_{nom} = 25 + 10 = 35$ мм.

В качестве расчетного принимается изгибающий момент на на первой промежуточной опоре $M_{Ed,max} = 126,92$ кН·м.

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

По оптимальному значению $\xi_{opt} = 0,2 \dots 0,4$ определяется α_m .

Принимаем $\xi_{opt} = 0,25$, тогда относительный момент сжатой зоны сечения составит:

$$\alpha_m = \xi_{opt} (1 - 0,5\xi_{opt}) = 0,25 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,25) = 0,219.$$

Расчетное значение предела прочности бетона при осевом сжатии составит:

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

Полезная высота сечения балки

$$d = \sqrt{\frac{M_{Ed,max}}{f_{cd} \cdot b_w \cdot \alpha_m}} = \sqrt{\frac{126,92 \cdot 10^6}{13,33 \cdot 200 \cdot 0,302}} = 397 \text{ мм.}$$

Полная высота балки

$$h = d + c_{nom} = 397 + 45 = 442 \text{ мм,}$$

где $c_{nom} = 45$ мм – расстояние от верхней грани балки до центра тяжести рабочей арматуры на опоре (на опорах балки продольная арматура может располагаться в два ряда).

Принимаем $h = 450$ мм, так как высота балки должна быть кратна 50 мм. Тогда размеры сечения второстепенной балки:

$$b \times h = 200 \times 450 \text{ мм.}$$

$b/h = 200/450 = 0,44 < 0,5$ – условие выполняется. Окончательно принимаем размеры сечения второстепенной балки $b \times h = 200 \times 450$ мм.

Тогда новое значение полезной высоты второстепенной балки в пролете составит:

$$d = h - c_{nom} - \frac{\varnothing}{2} = 450 - 30 - \frac{20}{2} = 410 \text{ мм.}$$

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_{eff} .

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_{eff} 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. 5.3.2.1 ТКП EN 1992-1-1–2009* [4] значение b_{eff} (эффективной ширины плиты), вводимое в расчеты, определяется на основании расстояния l_0 между точками нулевых моментов (рис. 3.5).

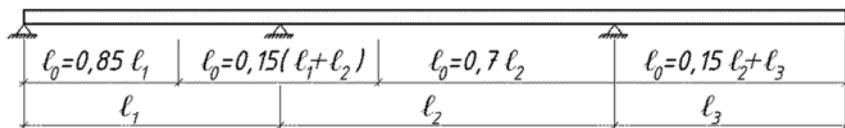


Рис. 3.5. Определение l_0 для расчета эффективной ширины полки

Эффективная ширина полки b_{eff} для тавровых балок определяется из уравнения (рис. 3.6):

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b.$$

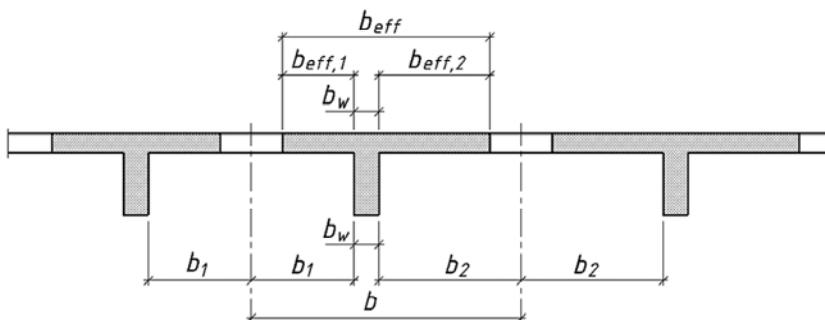


Рис. 3.6. Параметры эффективной ширины полки

При этом эффективная ширина свесов полки в каждую сторону должна удовлетворять условию:

$$b_{eff,i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 0,2l_0; \\ b_i, \end{array} \right.$$

где b_i – величина свесов полки (половина расстояния между балками в свету).

В первом (крайнем) пролете второстепенной балки:

- расчетный пролет $l_1 = 6,325$ м;
- шаг второстепенных балок в осях $2,1$ м;
- ширина ребра второстепенной балки $b_w = 0,2$ м.

Расстояние между точками нулевых моментов (см. рис. 3.5):

$$l_0 = 0,85l_{eff,кр} = 0,85 \cdot 6,325 = 5,376 \text{ м.}$$

При равномерном расположении второстепенных балок

$$b_1 = b_2 = b_{1,2} = \frac{2,1 - 0,2}{2} = 0,95 \text{ м.}$$

Эффективная ширина свесов полки

$$b_{eff,1} = b_{eff,2} = b_{eff,1,2} = 0,2b_{1,2} + 0,1l_0 = 0,2 \cdot 0,95 + 0,1 \cdot 5,376 = 0,728 \text{ м.}$$

$$\begin{cases} 0,2l_0 = 0,2 \cdot 5,376 = 1,075 \text{ м,} \\ b_1 = b_2 = 0,5b = 0,95 \text{ м.} \end{cases}$$

Так как выполняется условие $b_{eff,1,2} = 0,728 \text{ м} \leq b_{1,2} = 0,95 \text{ м}$, принимаем $b_{eff,1,2} = 0,728 \text{ м}$.

Тогда эффективная ширина полки плиты составит

$$b_{eff} = 2b_{eff,i} + b_w = 2 \cdot 0,728 + 0,2 = 1,656 \text{ м} \leq b = 2,1 - 2 \frac{0,2}{2} = 1,9 \text{ м.}$$

В *средних* пролетах (втором, третьем):

- расчетный пролет $l_2 = 6,2 \text{ м}$;
- шаг второстепенных балок в осях – $2,1 \text{ м}$;
- ширина ребра второстепенной балки $b_w = 0,2 \text{ м}$.

Расстояние между точками нулевых моментов (см. рис. 3.4):

$$l_0 = 0,7l_{eff,ср} = 0,7 \cdot 6,2 = 4,34 \text{ м.}$$

Эффективная ширина свесов полки

$$b_{eff,1} = b_{eff,2} = b_{eff,1,2} = 0,2b_{1,2} + 0,1l_0 = 0,2 \cdot 0,95 + 0,1 \cdot 4,34 = 0,624 \text{ м.}$$

$$\begin{cases} 0,2l_0 = 0,2 \cdot 4,434 = 0,887 \text{ м,} \\ b_1 = b_2 = 0,5b = 0,95 \text{ м.} \end{cases}$$

Так как выполняется условие $b_{eff,1,2} = 0,624 \text{ м} \leq 0,2l_0 = 0,887 \text{ м}$, принимаем $b_{eff,i} = 0,624 \text{ м}$.

Тогда эффективная ширина полки плиты составит

$$b_{eff} = 2b_{eff,i} + b_w = 2 \cdot 0,624 + 0,2 = 1,448 \text{ м} \leq b = 1,9 \text{ м.}$$

Таким образом, в расчетах балок крайних пролетов принимаем $b_{eff} = 1,656$ м, а в средних – $b_{eff} = 1,448$ м.

В качестве рабочей арматуры монолитных железобетонных конструкций следует применять арматуру преимущественно класса S500 ($\min \varnothing \geq 12$ мм).

Определение площади сечения рабочей арматуры во второстепенной балке производится согласно структуре 4 (рис. 3.7). При расчете железобетонных конструкций, выполненных из бетона класса не выше C⁵⁰/₆₀, по прочности сечений, нормальных к продольной оси, имеющих простую симметричную форму (прямоугольную, тавровую, двутавровую), с арматурой, сосредоточенной у наиболее растянутой и наиболее сжатой грани и усилиями, действующими в плоскости симметрии сечения элемента, следует использовать уравнения равновесия всех продольных сил, действующих в рассматриваемом сечении конструкции, и уравнения равновесия моментов относительно выбранных осей при расчетных значениях прочности материалов.

Предельное усилие в бетоне сжатой зоны определяется при напряжениях, равных расчетной прочности бетона на сжатие ηf_{cd} , где η принимается согласно указаниям ТКП EN 1992-1-1* [4, п. 3.1.7 (3)].

Сжимающие напряжения считают равномерно распределенными по высоте $x_{eff} = \lambda x$ условной сжатой зоны (прямоугольная эпюра напряжений в сжатой зоне бетона) сечения, высота которой должна быть не более граничной ($x_{eff} = \xi_{lim} d$), где ξ_{lim} определяется по формуле

$$\xi_{lim} = \frac{\lambda \varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu3}}.$$

Значение коэффициента λ , применяемого для определения эффективной высоты сжатой зоны сечения, и значение коэффициента η для определения эффективной прочности принимают:

– для $f_{ck} < 50$ МПа – $\lambda = 0,8$; для $f_{ck} < 50$ МПа – $\eta = 1,0$;

– для $50 < f_{ck} < 90$ МПа – $\lambda = 0,8 - \frac{f_{ck} - 50}{400}$; для $50 < f_{ck} < 90$ МПа –

$$\eta = 1,0 - \frac{f_{ck} - 50}{200}.$$

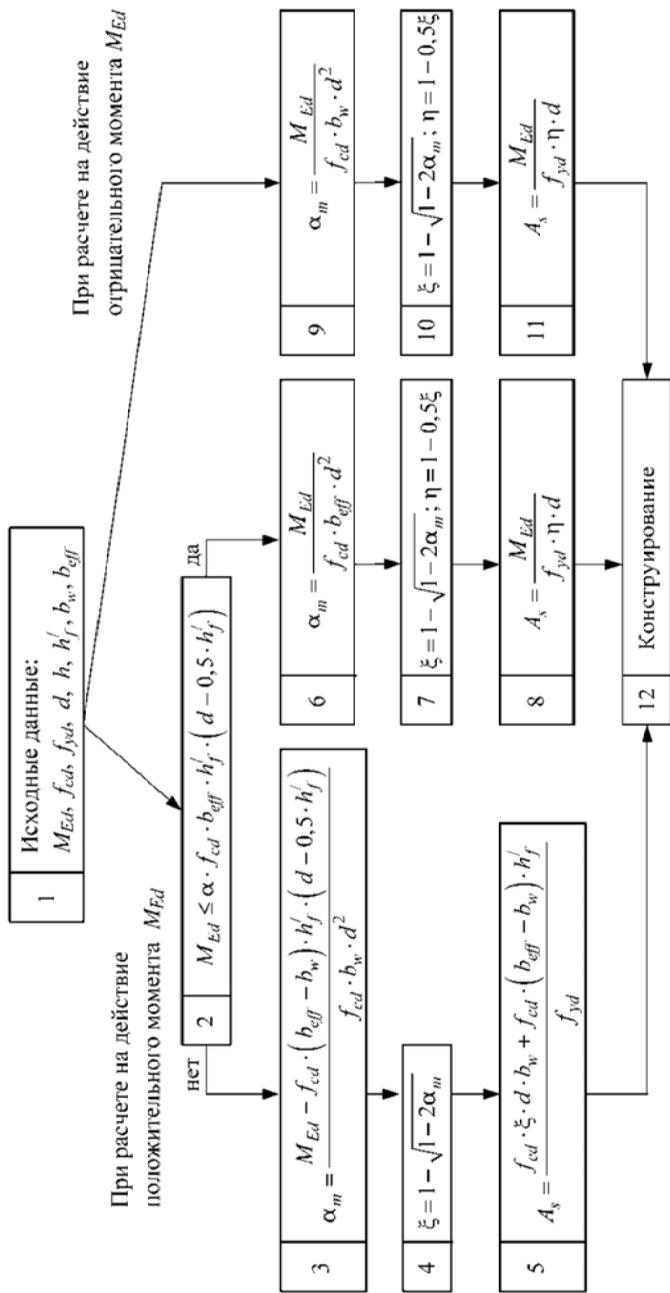


Рис. 3.7. Структура 4. Определение площади арматуры в изгибаемых элементах таврового профиля

Пример 3.2. Определение площади сечения продольной арматуры второстепенной балки по данным примера 3.1 и табл. 3.2.

Исходные данные (рис. 3.8):

$$M_{Ed} = M_{Ed1, \max} = 161,53 \text{ кНм}; \quad b_w = 200 \text{ мм}; \quad h'_f = 80 \text{ мм};$$

$$b_{eff} = 1656 \text{ мм}; \quad d = h - c_{nom} = 450 - 40 = 410 \text{ мм}.$$

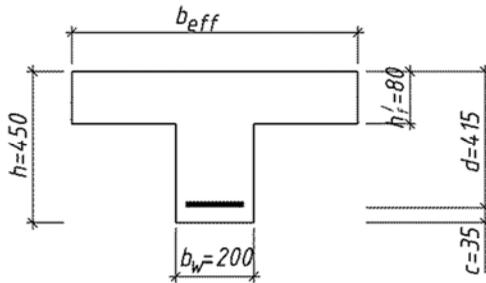


Рис. 3.8. Сечение второстепенной балки

Класс условий эксплуатации – ХС1. Принимаем бетон класса $C^{20}/_{25}$.

Расчетное значение предела прочности бетона при осевом сжатии составит:

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

Принимаем арматурные стержни класса S500 с расчетным значением предела текучести:

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

Для арматуры класса S500 при $E_s = 200 \cdot 10^3$ МПа относительная деформация при достижении напряжениями в ней расчетного сопротивления составит:

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{200 \cdot 10^3} = 2,175 \text{ ‰}.$$

При использовании расчетной модели, основанной на применении прямоугольного блока напряжений граничные значения относительной высоты и относительного момента сжатой зоны:

$$\xi_{\text{lim}} = \frac{\lambda \varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu3}} = \frac{0,8 \cdot 1,75}{2,175 + 1,75} = 0,357;$$

$$\alpha_{m,\text{lim}} = \xi_{\text{lim}} (1 - 0,5 \xi_{\text{lim}}) = 0,357 (1 - 0,5 \cdot 0,357) = 0,293.$$

Определим, где проходит граница сжатой зоны в нашем случае:

$$\begin{aligned} M_{Rd,f} &= f_{cd} \cdot b_{\text{eff}} \cdot h'_f \cdot \left(d - \frac{h'_f}{2} \right) = \\ &= 13,33 \cdot 1656 \cdot 80 \cdot \left(410 - \frac{80}{2} \right) = 653,4 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}. \end{aligned}$$

Так как $M_{Rd,f} = 653,4 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{Ed} = 161,53 \text{ кН} \cdot \text{м}$, то нейтральная ось проходит в пределах полки.

Сечение рассчитывается как прямоугольное с шириной b_{eff} .

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

Относительный момент сжатой зоны

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b_{\text{eff}} \cdot d^2} = \frac{161,53 \cdot 10^6}{13,33 \cdot 1656 \cdot 410^2} = 0,044 < \alpha_{m,\text{lim}} = 0,293.$$

Относительная высота сжатой зоны

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,044} = 0,046.$$

Относительное плечо внутренней пары силы

$$\eta = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,046 = 0,978.$$

Требуемая площадь продольной арматуры

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot d \cdot \eta} = \frac{161,53 \cdot 10^6}{435 \cdot 410 \cdot 0,978} = 926,1 \text{ мм}^2.$$

Подбор площади сечения продольной арматуры во *втором* пролете по положительному моменту:

$$M_{Ed} = M_{Ed2, \max} = 106,6 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad b_w = 200 \text{ мм}; \quad h'_f = 80 \text{ мм}; \\ b_{eff} = 1,448 \text{ мм}; \quad d = 410 \text{ мм}.$$

Относительный момент сжатой зоны

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2} = \frac{106,6 \cdot 10^6}{13,33 \cdot 1448 \cdot 410^2} = 0,033 < \alpha_{m, \lim} = 0,293.$$

Относительная высота сжатой зоны

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,033} = 0,033.$$

Относительное плечо внутренней пары силы

$$\eta = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,033 = 0,983.$$

Требуемая площадь продольной арматуры

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot d \cdot \eta} = \frac{106,6 \cdot 10^6}{435 \cdot 410 \cdot 0,983} = 608 \text{ мм}^2.$$

Подбор площади сечения продольной арматуры на *опоре B*:

$M_{Ed} = -126,92 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $b_w = 200 \text{ мм}$, так как сжатая зона находится в ребре в нижней части балки; $d = h - c_{\text{опорн}} = 450 - 50 = 400 \text{ мм}$, так как арматура может быть установлена в два ряда.

Относительный момент сжатой зоны

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2} = \frac{126,92 \cdot 10^6}{13,33 \cdot 200 \cdot 400^2} = 0,298 < \alpha_{m,\text{lim}} = 0,293.$$

Относительная высота сжатой зоны

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,298} = 0,364.$$

Относительное плечо внутренней пары силы

$$\eta = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,364 = 0,818.$$

Требуемая площадь продольной арматуры

$$A_s = \frac{M_{Ed,B}}{f_{yd} \cdot d \cdot \eta} = \frac{126,92 \cdot 10^6}{435 \cdot 400 \cdot 0,818} = 891,7 \text{ мм}^2.$$

Подбор площади сечения продольной арматуры на *опоре C*:

$$M_{Ed} = -106,6 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad b_w = 200 \text{ мм}; \quad d = 400 \text{ мм}.$$

Относительный момент сжатой зоны

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2} = \frac{106,6 \cdot 10^6}{13,33 \cdot 200 \cdot 400^2} = 0,25 < \alpha_{m,\text{lim}} = 0,293.$$

Относительная высота сжатой зоны

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,25} = 0,292.$$

Относительное плечо внутренней пары силы

$$\eta = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,292 = 0,854.$$

Требуемая площадь продольной арматуры

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot d \cdot \eta} = \frac{106,6 \cdot 10^6}{435 \cdot 400 \cdot 0,854} = 717,4 \text{ мм}^2.$$

Подбор площади сечения продольной арматуры во *втором* пролете по *отрицательному* моменту:

$$M_{Ed} = M_{Ed2, \min} = -20,47 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad b_w = 200 \text{ мм}; \quad d = 410 \text{ мм}.$$

Относительный момент сжатой зоны

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} b_w d^2} = \frac{20,47 \cdot 10^6}{13,33 \cdot 200 \cdot 410^2} = 0,046 < \alpha_{m, \lim} = 0,293.$$

Относительная высота сжатой зоны

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,046} = 0,047.$$

Относительное плечо внутренней пары силы

$$\eta = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,046 = 0,977.$$

Требуемая площадь продольной арматуры

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot d \cdot \eta} = \frac{20,47 \cdot 10^6}{435 \cdot 410 \cdot 0,977} = 117,5 \text{ мм}^2.$$

Требуемая по расчету площадь сечения продольной рабочей арматуры приведена на рис. 3.9.

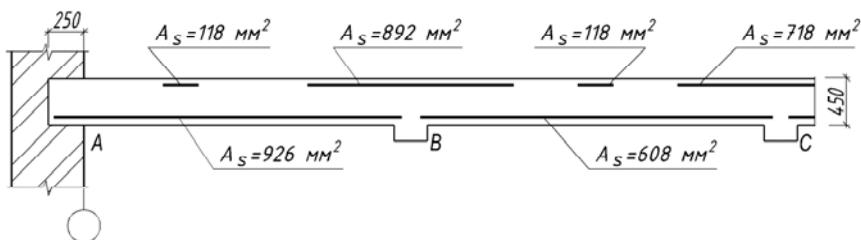


Рис. 3.9. Площадь сечения арматуры балки, требуемая по расчету

3.5. Назначение количества и диаметров продольной рабочей арматуры

Определив необходимое сечение рабочей арматуры в пролетах и на опорах балки, 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. Вся отогнутую арматуру следует получить посредством отгиба нижних продольных стержней. 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° , а при $h > 800$ мм – 60° .

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 ($\geq 0,5A_s$) должны быть заведены на опору балки (при $b \geq 150$ мм).

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

7. Расстояние между стержнями должно обеспечивать качественную укладку и уплотнение бетона и обеспечивать достаточное сцепление. Расстояние в свету между стержнями одного ряда и по вертикали между рядами параллельных стержней должно быть не менее большего диаметра стержня, не менее $d_g + 5$ (d_g – диаметр зерна крупного заполнителя) и не менее 20 мм [4, п. 8.2]. Толщина защитного слоя у нижней и верхней граней принимается не менее величины, указанной в табл. 2.2 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 (рис. 3.10). По технологическим соображениям расстояние между осями стержней по вертикали принимается равным 50 мм.

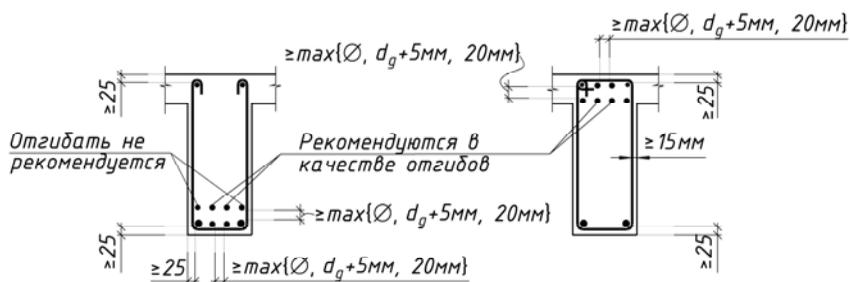


Рис. 3.10. Расположение продольной арматуры в поперечном сечении балки

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.

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

10. Соединение монтажных стержней выполняется внахлестку. Расчетная длина нахлеста определяется по формуле (8.10) ТКП EN 1992-1-1–2009* [4, п. 8.7.3] и должна быть не менее чем $15\varnothing$ или 200 мм.

Пример 3.3. По результатам расчета балки (пример 3.2) подобрать сечение продольной арматуры (количество и диаметр стержней).

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 912 мм^2 . Это сечение можно получить приняв армирование $2\varnothing 20 + 2\varnothing 16$, что обеспечивает площадь $A_s = 628 + 308 = 1030 \text{ мм}^2$. Во втором пролете по расчету требуется арматура с площадью $A_s = 600 \text{ мм}^2$, что достигается постановкой $2\varnothing 16 + 2\varnothing 12$ с площадью сечения $A_s = 402 + 226 = 628 \text{ мм}^2$ или $4\varnothing 14$ с площадью $A_s = 616 \text{ мм}^2$ или $3\varnothing 16$ с площадью $A_s = 603 \text{ мм}^2$.

В верхней зоне балки устанавливаются монтажные стержни $2\varnothing 12$, 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 $A_s = 892 \text{ мм}^2$, которую обеспечивают два монтажных стержня ($2\varnothing 12$) с $A_s = 226 \text{ мм}^2$, два отгибаемых стержня первого пролета ($2\varnothing 16$) с площадью $A_s = 402 \text{ мм}^2$ и два стержня $\varnothing 14$ с площадью $A_s = 308 \text{ мм}^2$, отгибаемых из второго пролета.

Таким образом, в первом пролете устанавливается $2\varnothing 20$ класса S500 и $2\varnothing 16$ класса S500 с общей площадью $A_s = 1030 \text{ мм}^2$, во

втором пролете – 4Ø14 класса S500 с площадью $A_s = 616 \text{ мм}^2$. В курсовом проекте допускается принимать в пролете балки армирование из стержней с разницей диаметров 2 мм. Аналогично подбирается количество и диаметр стержней в третьем и других средних пролетах и на опорах (табл. 3.4).

3.6. Расчет наклонных сечений

В соответствии с требованиями ТКП EN 1992-1-1–2009* [4, п. 6.2.2], расчет требуемой площади поперечного армирования производится в зависимости от величины поперечной силы V_{Ed} , действующей в рассматриваемом сечении.

Расчетное значение сопротивления бетона поперечной силе без учета поперечной арматуры при отсутствии продольного усилия:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k (100\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d,$$

но не менее

$$V_{Rd,c,\min} = v_{\min} b_w d.$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_C} = 0,12;$$

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

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02,$$

где f_{ck} – принимается в МПа;

b_w – наименьшая ширина поперечного сечения в пределах растянутой зоны, мм;

d – в мм;

A_{sl} – площадь сечения растянутой арматуры, которая заведена не менее чем на $(l_{bd} + d)$ за рассматриваемое сечение;

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}.$$

Если $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$, то поперечное армирование не требуется и его назначают по конструктивным требованиям.

Если $V_{Ed} \geq V_{Rd,c}$, то необходимо устанавливать расчетное количество поперечной арматуры.

При расчете поперечной арматуры балка представляет раскосую ферму с параллельными поясами. Предполагается, что восходящие раскосы совпадают с направлениями главных сжимающих напряжений, образующих усилия, действующие между наклонными трещинами. Нисходящие раскосы совпадают с направлением главных растягивающих напряжений, которые должны восприниматься поперечными стержнями и отгибами.

Поперечная арматура устанавливается под углом $\alpha = 90^\circ$.

Для элементов с вертикальной поперечной арматурой сопротивление срезу V_{Rd} принимается как меньшее из значений $V_{Rd,s}$ и $V_{Rd,max}$ [4, п. 6.2.3].

Предельная поперечная сила, которая может быть воспринята поперечной арматурой

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta,$$

где A_{sw} – площадь сечения поперечной арматуры;

s – расстояние между хомутами;

$f_{ywd} \leq 0,8f_{yk}$ – расчетное значение предела текучести поперечной арматуры.

Расчетное значение поперечной силы, которая может быть воспринята полосой бетона между наклонными трещинами

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta},$$

где α_{cw} – коэффициент, учитывающий уровень напряжения в сжатом поясе. Для конструкций без предварительного напряжения $\alpha_{cw} = 1$.

Коэффициент понижения прочности бетона v_1 , учитывающий влияние наклонных трещин:

$$v_1 = v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right).$$

Наибольшее расстояние между поперечными стержнями определяется по формуле [4, п. 9.2.2]

$$s_{l,\max} = 0,75d(1 - \cot \alpha).$$

Пример 3.4. Определить методом ферменной аналогии площадь и шаг поперечной арматуры монолитной второстепенной балки при следующих данных: класс бетона C²⁰/₂₅, класс поперечной арматуры – S500, продольная арматура – 2Ø20 класса S500, ширина ребра сечения балки $b_w = 200$ мм, полезная высота сечения $d = 415$ мм, максимальная поперечная сила $V_{Ed,\max} = 168,38$ кН.

Поперечная сила, которую может воспринять бетон конструкции без учета поперечной арматуры, вычисляется по формуле:

$$V_{Rd,c} = 0,12k(100\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} b_w \cdot d;$$

но не менее

$$V_{Rd,c,\min} = v_{\min} b_w d, \text{ кН,}$$

где ρ_l – коэффициент армирования продольной арматурой:

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{628}{200 \cdot 410} = 0,0077 \leq 0,02;$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{415}} = 1,694 \leq 2, \text{ принимаем } k = 1,698;$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,698^{3/2} \cdot 20^{1/2} = 0,346 \text{ МПа.}$$

Тогда

$$V_{Rd,c} = 0,12 \cdot 1,698 \cdot (100 \cdot 0,0077 \cdot 20)^{1/3} \cdot 200 \cdot 410 = 41569 \text{ Н};$$

$$V_{Rd,c,\min} = v_{\min} \cdot b_w \cdot d = 0,346 \cdot 200 \cdot 410 = 28399 \text{ Н}.$$

Так как $V_{Rd,c} = 41,569 \text{ кН} \leq V_{Ed} = 168,38 \text{ кН}$, необходим расчет поперечной арматуры.

Длина участка, на котором поперечное армирование необходимо устанавливать по расчету, определяется по эпюре поперечных сил (рис. 3.11).

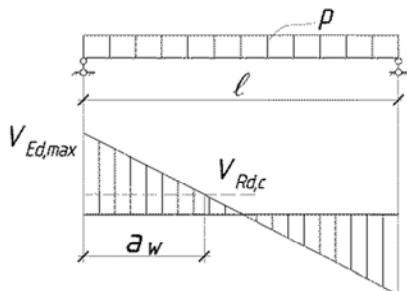


Рис. 3.11. К расчету наклонных сечений

Таким образом, расчетным является участок

$$a_w = \frac{V_{Ed,max} - V_{Rd,c}}{p} = \frac{168,38 - 41,569}{44,37} = 2,858 \text{ м}.$$

Согласно ТКП EN 1992-1-1–2009* [4, п. 6.2.3(5)] при равномерно распределенной нагрузке, приложенной по верхней грани элемента, площадь поперечной арматуры на любом отрезке длиной $l = z \cot \theta$ может быть рассчитана по наименьшему значению V_{Ed} на этом отрезке.

Первое расчетное сечение назначаем на расстоянии от опоры

$$z_1 = d = 410 \text{ мм}.$$

Поперечное усилие в данном сечении

$$V_{Ed} = V_{Ed, \max} - pz = 168,38 - 44,37 \cdot 0,410 = 150,188 \text{ кН.}$$

Задаемся углом наклона трещин к горизонтали $\theta = 40^\circ$.

В пределах длины расчетного участка поперечное армирование рассчитывают из условий:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s}, V_{Ed, \max} \leq V_{Rd, \max},$$

где $V_{Rd,s}$ – расчетная поперечная сила, воспринимаемая сечением с поперечным армированием:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta, \text{ кН.}$$

Задав шаг поперечной арматуры определяем площадь ее сечения по последней формуле, учитывая то, что в данном методе количество поперечной арматуры рассчитывают, приняв условие, что напряжения в ней достигают предела текучести, т. е.

$$f_{ywd} = 0,8 f_{yd} = 0,8 \cdot 435 = 348 \text{ МПа.}$$

Плечо внутренней пары сил

$$z = 0,9d = 0,9 \cdot 410 = 369 \text{ мм.}$$

Максимальный шаг поперечной арматуры [4, п. 9.2.1.5(6)]

$$s_{l, \max} = 0,75d(1 - \cot \alpha) = 0,75 \cdot 410 \cdot (1 - \cot 90^\circ) = 307,5 \text{ мм.}$$

Принимаем шаг поперечной арматуры $s = 100$ мм.

Площадь поперечной арматуры

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed}s}{z f_{ywd} \cot \theta} = \frac{149,966 \cdot 10^3 \cdot 100}{369 \cdot 348 \cdot \cot 40^\circ} = 98 \text{ мм}^2.$$

Принимаем по таблице П.4 приложения 2Ø8 ($A_{sw} = 101 \text{ мм}^2$).

Проверяем условие ограничения максимальной площади эффективной поперечной арматуры [4, п. 6.2.3]:

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot s} \leq \frac{1}{2} v_1 \cdot f_{cd},$$

где v_1 – коэффициент, учитывающий снижение прочности бетона при сжатии в условиях растяжения и равный для тяжелого бетона

$$v_1 = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \left(1 - \frac{20}{250} \right) = 0,552.$$

Тогда

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot s} = \frac{101 \cdot 348}{200 \cdot 100} = 1,757 \text{ МПа},$$

$$0,5v_1 \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 0,552 \cdot 13,33 = 3,679 \text{ МПа}.$$

Так как $1,757 < 3,679$ – условие выполняется.

Поперечная сила, которая может быть воспринята полосой бетона между наклонными трещинами

$$V_{Rd,max} = \frac{v_1 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z}{\cot \theta + \tan \theta} = \frac{0,552 \cdot 13,33 \cdot 200 \cdot 369}{\cot 40^\circ + \tan 40^\circ} = 267,38 \text{ кН}.$$

Так как $V_{Ed,max} = 168,38 \text{ кН} < V_{Rd,max} = 267,38 \text{ кН}$ – условие выполняется.

Расстояние от опоры до *второго* расчетного сечения

$$z_2 = d + z \cot \theta = 410 + 374 \cot 40^\circ = 849,8 \approx 850 \text{ мм}.$$

Действующее значение поперечной силы

$$V_{Ed} = V_{Ed,max} - p \cdot z_2 = 168,38 - 44,37 \cdot 0,85 = 130,67 \text{ кН}.$$

Требуемый шаг поперечной арматуры

$$s = \frac{z \cdot f_{ywd} \cdot A_{sw} \cdot \cot \theta}{V_{Ed}} = \frac{369 \cdot 348 \cdot 101 \cdot \cot 40^\circ}{130,67 \cdot 10^3} = 118,3 \text{ мм.}$$

Расстояние от опоры до *третьего* расчетного сечения

$$z_3 = d + 2z \cot \theta = 410 + 2 \cdot 374 \cdot \cot 40^\circ = 1289,5 \approx 1290 \text{ мм.}$$

Действующее значение поперечной силы

$$V_{Ed} = V_{Ed, \max} - p \cdot z = 168,38 - 44,37 \cdot 1,29 = 111,143 \text{ кН.}$$

Требуемый шаг поперечной арматуры

$$s = \frac{z \cdot f_{ywd} \cdot A_{sw} \cdot \cot \theta}{V_{Ed}} = \frac{369 \cdot 348 \cdot 101 \cdot \cot 40^\circ}{111,143 \cdot 10^3} = 139,1 \text{ мм.}$$

Коэффициент поперечного армирования [4, п. 9.2.2(5)]

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw,i}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} = \frac{101}{100 \cdot 200 \cdot \sin 90^\circ} = 0,0051.$$

Минимальный коэффициент поперечного армирования

$$\rho_{sw, \min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,08 \frac{\sqrt{20}}{500} = 0,0007.$$

Так как $\rho_{sw} = 0,005 > \rho_{sw, \min} = 0,0007$, окончательно принимаем поперечное армирование второстепенной балки в виде $2\varnothing 8$ класса S500 ($A_{sw} = 101 \text{ мм}^2$).

Аналогично определяется шаг поперечных стержней по всей длине расчетного участка a_w . Результаты расчетов сведены в табл. 3.3.

Таблица 3.3

Результаты расчета поперечной арматуры

Расстояние от опоры до расчетного сечения		Наименьшее значение поперечной силы в сечении V_{Ed} , кН	Шаг поперечных стержней по расчету, мм	Допустимый шаг, мм
z_i	мм			
d	410	150,188	100	100
$d + z \cdot \cot \theta$	850	130,670	118,3	
$d + 2z \cdot \cot \theta$	1290	111,143	139,1	
$d + 3z \cdot \cot \theta$	1729	91,660	168,6	150
$d + 4z \cdot \cot \theta$	2169	72,141	214,3	200
$d + 5z \cdot \cot \theta$	2609	52,619	293,7	250
$d + 6z \cdot \cot \theta$	3049	33,096	467	300

3.7. Построение эпюры материалов

Несущая способность 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. При помощи построения эпюры материалов определяются места обрывов и уточняются места начала отгибов стержней.

Эпора материалов представляет собой графическое изображение значений моментов, которые могут быть восприняты балкой в любом сечении. Сопоставляя эпюру материалов с огибающей эпюрой моментов, можно проверить сопротивление сечения балки в любой точки 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 должна везде перекрывать эпюру моментов. Чем ближе на всем протяжении балки

эпюра материалов подходит к огибающей эпюры 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 5 (рис. 3.12) определяют момент M_{Rd} , воспринимаемый арматурой A_s .

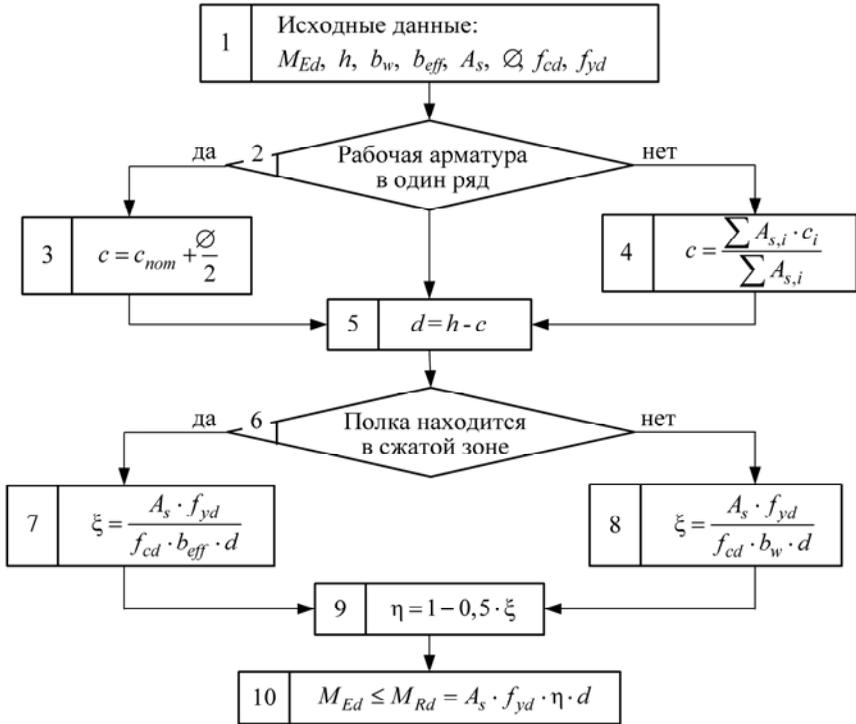


Рис. 3.12. Структура 5. Расчет ординат эпюры материалов

В масштабе, принятом для построения эпюры изгибающих моментов (рис. 3.13, 3.14), проводят горизонтальную линию, соответствующую M_{Rd} .

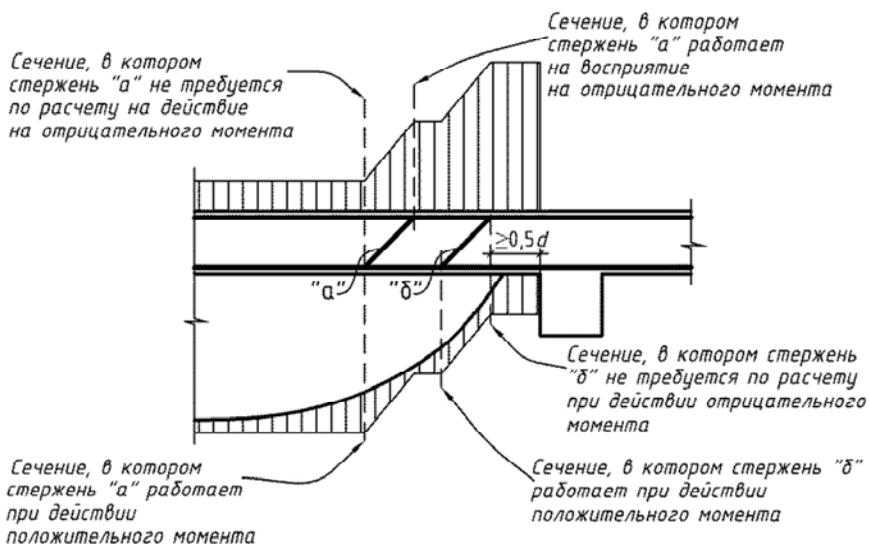


Рис. 3.13. Схема расположения отгибов

Эта горизонтальная линия должна быть расположена несколько дальше эпюры изгибающих моментов от нулевой линии, что показывает, насколько фактическая площадь арматуры $A_{s,prov}$ близка к расчетной $A_{s,req}$. Если горизонтальная линия пересекает эпюру изгибающих моментов, то это говорит о недостаточном количестве арматуры A_s или об ошибке в вычислениях.

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 стержней арматуры.

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.

С целью восприятия изгибающего момента от возможного частичного защемления балки на опоре в стене, в первом пролете арматуру не обрывают, 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 сопротивления действию отрицательных изгибающих моментов рассматриваются как прямоугольные с шириной, равной ширине ребра, а при расчете на действие положительных моментов – как тавровые с шириной полки b_{eff} (для монолитных ребристых перекрытий тавровые сечения имеют развитую полку, нейтральная ось, как правило, проходит в полке, т. е. $x_{eff} < h'_f$, и тавровое сечение рассчитывается как прямоугольное с шириной равной b_{eff}).

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

Для обеспечения сопротивления наклонных сечений действию 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 анкеровки l_{bd} , тем самым определяется место фактического обрыва стержней.

Пример 3.5. По данным табл. 3.2 и результатам расчета балки (пример 3.3) построить эпюру материалов.

Построение эпюры материалов начинается с вычисления ординат эпюры и выполняется согласно структуре 5 (см. рис. 3.12).

В первом пролете вычисляется величина $M_{Rd,20}$ – момент, который может воспринять сечение балки, армированное $2\varnothing 20$ класса S500, и откладывается в виде горизонтальной линии на эпюре моментов. Затем вычисляется $M_{Rd,20+16}$ – момент, воспринимаемый балкой, армированной $2\varnothing 20 + 2\varnothing 16$ класса S500, и также откладывается на огибающей эпюре моментов (табл. 3.4).

Вычисляется отрицательный изгибающий момент $M_{Rd,12}$, воспринимаемый балкой, армированной двумя монтажными стержнями $2\varnothing 12$ класса S500, 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 $\varnothing 14$, 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.

Для первого пролета вычисляется ордината эпюры M_{Rd} для $2\varnothing 12 + 2\varnothing 14$, для второго пролета – M_{Rd} для $2\varnothing 12 + 2\varnothing 16$ и на эпюре над первой промежуточной опорой проводятся две прямые.

На расстоянии, большем чем $0,5d$ от грани опоры (главной балки), начинаются отгибы стержней $2\varnothing 16$ для крайнего пролета и $2\varnothing 14$ для второго пролета. Аналогично строится эпюра материалов и для других пролетов (см. рис. 3.14).

Фактические точки обрыва отогнутых стержней вычисляются согласно п. 3.8.

3.8. Определение длины анкеровки обрывааемых 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. 3.15).

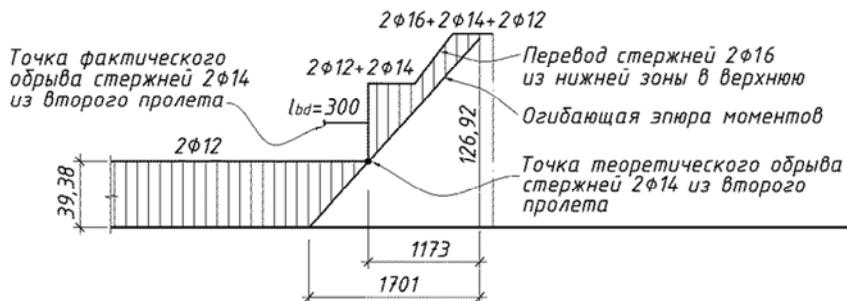


Рис. 3.15. Фрагмент эпюры материалов (выделено из рис. 3.14)

В соответствии с требованиями ТКП EN 1992-1-1–2009* [4, п. 8.4.4] обрываемые в пролете стержни следует заводить за точку теоретического обрыва на расстояние не менее

$$l_{bd} \geq l_{b,\min} = \max \left\{ 0,3l_{b,rqd}; 10\varnothing; 100 \text{ мм} \right\},$$

где \varnothing – диаметр обрываемого стержня;

$l_{b,rqd}$ – базовая длина анкеровки [4, п. 8.4.3]:

$$l_{b,rqd} = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{\sigma_{yd}}{f_{bd}},$$

где σ_{yd} – расчетное напряжение стержня в месте, от которого измеряется анкеровка; принимается равным расчетному значению предела текучести арматуры f_{yd} .

Предельное напряжение сцепления по контакту арматуры с бетоном

$$f_{bd} = 2,25\eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd},$$

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

η_2 – коэффициент, учитывающий диаметр стержня. При $\varnothing \leq 32$ мм $\eta_2 = 1,0$;

f_{ctd} – расчетное значение предела прочности бетона при растяжении:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0,05}}{1,5}.$$

Для обеспечения анкеровки стержней продольной арматуры, заводимых за внутреннюю грань свободной опоры (кирпичной стены), минимальная длина анкеровки для элементов, где поперечная арматура устанавливается по расчету, должна быть не менее 100 мм и не менее $10\varnothing$ (п. 8.4.4(1) [4]). На крайнюю опору заводится не менее 25% площади сечения арматуры, определенной по наибольшему изгибающему моменту в пролете [4, п. 9.2.1.4].

Длина анкеровки нижней арматуры на промежуточных опорах для прямых стержней должна быть не менее $10\varnothing$ и не менее 100 мм [4, п. 9.2.1.5].

Пример 3.6. По результатам расчета балки (пример 3.5) рассчитать длину анкеровки отгибаемых стержней.

Расчетная длина анкеровки

$$l_{bd} \geq l_{b,\min} = \max \{ 0,3l_{b,rqd}; 10\varnothing; 100 \text{ мм} \},$$

где \varnothing – диаметр обрываемого стержня;

$$l_{b,rqd} = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} - \text{базовая длина анкеровки;}$$

f_{yd} – расчетное значение предела текучести арматуры.

Расчетное значение предела прочности бетона при растяжении

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

Предельное напряжение сцепления по контакту арматуры с бетоном

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

Базовая длина анкеровки для стержней $\varnothing 16$ мм

$$l_{b,rqd} = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{16}{4} \cdot \frac{435}{1,575} = 1104,8 \approx 1105 \text{ мм.}$$

Минимальная длина анкеровки для стержней $\varnothing 16$ мм

$$l_{b,\min} = \max \begin{cases} 0,3l_{b,rqd} = 0,3 \cdot 1105 = 331,4 \text{ мм;} \\ 10\varnothing = 10 \cdot 16 = 160 \text{ мм;} \\ 100 \text{ мм.} \end{cases}$$

Принимаем для отгибаемых стержней $\varnothing 16$ мм расчетную длину анкеровки $l_{bd} = 340$ мм.

Базовая длина анкеровки для стержней $\varnothing 14$ мм

$$l_{b,rqd} = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{14}{4} \cdot \frac{435}{1,575} = 966,7 \approx 967 \text{ мм.}$$

Минимальная длина анкеровки для стержней $\varnothing 14$ мм

$$l_{b,\min} = \max \begin{cases} 0,3l_{b,rqd} = 0,3 \cdot 967 = 290 \text{ мм;} \\ 10\varnothing = 10 \cdot 14 = 140 \text{ мм;} \\ 100 \text{ мм.} \end{cases}$$

Принимаем для отгибаемых стержней $\varnothing 14$ мм расчетную длину анкеровки $l_{bd} = 300$ мм.

Таблица 3.4

Вычисление ординат эпюры материалов для продольной арматуры

Количество и диаметр стержней	A_{s2} мм ²	c , мм	$d = h - c$, мм	$\xi = \frac{f_{yd} A_s}{\alpha f_{cd} b d}$	$\eta = 1 - \frac{\xi}{2}$	$M_{Rd} = f_{yd} A_s d \eta$, кНМ
I	2	3	4	5	6	7
Первый пролет						
2Ø20	628	25 + 10 = 35	415	$\xi = \frac{435 \cdot 628}{13,33 \cdot 1696 \cdot 415} = 0,029$	0,985	111,72
2Ø20 + 2Ø16	1030	34	416	$\xi = \frac{435 \cdot 1030}{13,33 \cdot 1696 \cdot 416} = 0,048$	0,976	181,95
Второй пролет						
2Ø14	308	25 + 7 = 32	418	$\xi = \frac{435 \cdot 308}{13,33 \cdot 1488 \cdot 418} = 0,016$	0,992	55,56
4Ø14	616	32	418	$\xi = \frac{435 \cdot 616}{13,33 \cdot 1488 \cdot 418} = 0,032$	0,984	110,22
Опора В слева						
2Ø12	226	31	419	$\xi = \frac{435 \cdot 226}{13,33 \cdot 200 \cdot 419} = 0,088$	0,956	39,38

I	2	3	4	5	6	7
Опора В слева						
2Ø12 + 2Ø14	534	60,4 ⁽¹⁾	389,6	$\xi = \frac{435 \cdot 534}{13,33 \cdot 200 \cdot 389,6} = 0,224$	0,888	80,38
2Ø12 + 2Ø14 + + 2Ø16	936	48,6 ⁽²⁾	401,4	$\xi = \frac{435 \cdot 226}{13,33 \cdot 200 \cdot 401,4} = 0,38$	0,81	132,38
Опора В справа						
2Ø12	226	31	419	0,088	0,956	39,38
2Ø12 + 2Ø16	628	32,3 ⁽³⁾	417,7	$\xi = \frac{435 \cdot 628}{13,33 \cdot 200 \cdot 417,7} = 0,245$	0,877	100,07
2Ø12 + 2Ø14 + + 2Ø16	936	48,6	401,4	0,38	0,81	132,38
Опора С слева						
2Ø12	226	31	419	0,088	0,956	39,38
2Ø12 + 2Ø14	534	31,6 ⁽⁴⁾	418,4	$\xi = \frac{435 \cdot 534}{13,33 \cdot 200 \cdot 418,4} = 0,208$	0,896	87,08
2Ø12 + 4Ø14	842	39,4 ⁽⁵⁾	410,6	$\xi = \frac{435 \cdot 842}{13,33 \cdot 200 \cdot 410,6} = 0,335$	0,833	125,23

I	2	3	4	5	6	7
Опора С справа						
2Ø12	226	31	419	0,088	0,956	39,38
2Ø12 + 2Ø14	534	60,4	389,6	0,224	0,888	80,38
2Ø12 + 4Ø14	842	39,4 ⁽⁶⁾	410,6	0,335	0,833	125,23

Примечание: $(1) c = \frac{226 \cdot (25 + 6) + 308 \cdot (25 + 50 + 7)}{226 + 308} = 60,4 \text{ мм};$

$(2) c = \frac{226 \cdot (25 + 6) + 402 \cdot (25 + 8) + 308 \cdot (25 + 50 + 7)}{936} = 48,6 \text{ мм};$

$(3) c = \frac{226 \cdot (25 + 6) + 402 \cdot (25 + 8)}{628} = 32,3 \text{ мм};$

$(4) c = \frac{226 \cdot (25 + 6) + 308 \cdot (25 + 7)}{534} = 31,6 \text{ мм};$

$(5) c = \frac{226 \cdot (25 + 6) + 308 \cdot (25 + 7) + 308 \cdot (25 + 50 + 7)}{842} = 39,4 \text{ мм};$

4. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ МОНОЛИТНОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ КОЛОННЫ

4.1. Конструктивные особенности сжатых элементов

Колонны и стойки назначают обычно 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 × 200 мм, промышленных зданий – 300 × 300 мм. Монолитные железобетонные колонны рекомендуется принимать с размерами поперечного сечения не менее 250 × 250 мм. Бетон для колонн применяют в зависимости от условий эксплуатации здания (табл. 2.2), но не ниже C²⁰/₂₅. Колонны армируют продольными стержнями из стали класса S500 диаметром не менее 12 мм в растянутой зоне и 16 мм в сжатой зоне и хомутами из стали класса S500.

При проектировании сжатых колонн надо соблюдать следующие конструктивные требования [4, пп. 9.5.2 и 9.5.3]:

1) размеры сечений колонн должны быть такими, чтобы их гибкость $\lambda = l_0/i$ в любом направлении не превышала 120;

2) минимальная площадь сечения продольной арматуры $A_{s,min}$ должна составлять:

$$A_{s,min} \geq \begin{cases} 0,10N_{Ed}, \\ f_{yd} \\ 0,002A_c, \end{cases}$$

где N_{Ed} – расчетное усилие;

f_{yd} – расчетное значение предела текучести арматуры;

3) площадь продольной арматуры не должна превышать $A_{s,max} = 0,04A_c$, за исключением сечений соединений, где предельное значение площади арматуры может быть увеличено до $0,08A_c$;

4) в колоннах прямоугольного сечения не менее одного стержня должно быть расположено в каждом углу;

5) диаметр поперечной арматуры (хомутов, петель или спиральной арматуры) не должен быть менее 6 мм или четверти максимального

диаметра продольной арматуры. Диаметр проволоки в сварных сетках для поперечного армирования не должен быть менее 5 мм;

б) поперечная арматура должна быть достаточно заанкерена;

7) расстояние между поперечной арматурой вдоль колонны не должно быть больше $s_{cl,max}$:

$$S_{cl,max} \leq \begin{cases} 20\varnothing \text{ меньшего продольного стержня,} \\ \min(b, h) - \text{меньший размер сечения колонны,} \\ 400 \text{ мм.} \end{cases}$$

Максимальное расстояние между стержнями может быть уменьшено до $0,6s_{cl,max}$ в следующих случаях:

1. В сечениях, расположенных в пределах расстояния, равного наибольшему размеру поперечного сечения колонны, ниже или выше балки или плиты.

2. В сечениях вблизи соединений внахлестку, если наибольший диаметр продольных стержней больше 14 мм. По длине нахлестки требуется располагать не менее трех хомутов.

Каждый продольный стержень или пучок стержней, расположенный в углу сечения, должен быть подкреплен (привязан) поперечной арматурой. Ни один продольный стержень, расположенный в пределах сжатой зоны, не должен быть удален более чем на 150 мм от подкрепленного стержня.

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.

На 1 м^2 вычисляется действующая 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 $q_{\text{перекр}}$.

Снеговые нагрузки рассматриваются как переменные воздействия, действующие вертикально и направленные к горизонтальной проекции поверхности покрытия.

Согласно ТКП EN 1991-1-3–2009 [3] снеговая нагрузка на покрытие определяется по формуле

$$q_{\text{покр}} = s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k,$$

где μ_i – коэффициент формы снеговых нагрузок (при уклоне поверхности покрытия $\alpha \leq 30^\circ$ принимается $\mu_i = 0,8$);

C_t – температурный коэффициент. Используется в расчетах для снижения снеговых нагрузок на покрытия с повышенной теплопередачей;

C_e – коэффициент окружающей среды. При выборе коэффициента учитываются условия эксплуатации сооружения. Значения коэффициента приведены в табл. 4.1;

s_k – характеристическое (нормативное) значение снеговых нагрузок на грунт.

Таблица 4.1

Рекомендуемые значения коэффициента C_e
для различных условий местности

Условия местности	C_e
Не защищенные от ветра ^{a)}	0,8*
Обычные ^{b)}	1,0
Закрытые ^{c)}	1,0

^{a)} Плоские, открытые со всех сторон территории или поверхности, которые незначительно защищены, а также высокие здания или деревья.

^{b)} Территории, на которых не наблюдается существенного перемещения по покрытию сооружения снега при действии ветра, а также с других зданий, сооружений или деревьев.

^{c)} Территории, на которых рассматриваемые сооружения значительно ниже окружающей местности, или конструкции, окруженные высокими деревьями и/или другими высокими сооружениями.

* Для покрытий с наименьшим горизонтальным размером, превышающим 50 м, коэффициент $C_e = 1$.

Величина характеристической (нормативной) нагрузки для различных районов Республики Беларусь приведена на карте (рис. П.2 приложения).

При определении снеговых нагрузок для неутепленных покрытий цехов с повышенными тепловыделениями при уклонах кровли свыше 3 % и обеспечении надлежащего отвода талой воды допускается вводить понижающий коэффициент $C_t = 0,8$. В остальных случаях $C_t = 1,0$. При этом нагрузка s_k должна составлять минимум 0,5 кПа.

4.3. Нагрузки на колонну

Нагрузка на колонну собирается с грузовой площадки $A_{\text{груз}} = l_{\text{ВБ}} \times l_{\text{ГБ}}$ ($l_{\text{ВБ}}$ 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

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

– от переменных нагрузок

$$Q_1 = (n - 1)Q_{\text{перекр}},$$

$$Q_2 = Q_{\text{покр}},$$

$$G_{\text{покр}} = g_{\text{покр}} A_{\text{груз}},$$

$$G_{\text{перекр}} = g_{\text{перекр}} A_{\text{груз}},$$

$$G_{\text{колонны}} = b \cdot h \cdot H_{\text{эт}} \cdot \rho \cdot \gamma_F \cdot K_{F1},$$

$$Q_{\text{покр}} = q_{\text{покр}} A_{\text{груз}},$$

$$Q_{\text{перекр}} = q_{\text{перекр}} A_{\text{груз}},$$

где n – количество этажей;

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 появ-

ление которых маловероятно. Поэтому учитываются только наиболее неблагоприятное для данной расчетной ситуации приложение нескольких независимых переменных нагрузок или части их.

Согласно ТКП EN 1990–2011* [1] при проверке предельных состояний несущей способности следует принимать следующие сочетания нагрузок при постоянных и переходных ситуациях:

– первое основное сочетание:

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

– второе основное сочетание:

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

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

$\gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}$ – расчетное значение доминирующей переменной нагрузки;

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

ψ_{0i} – коэффициент сочетания для i -й нагрузки [1, табл. А.1];

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

Полное усилие в колонне первого этажа допускается представлять как

$$N_{Ed,1} = G_1 + \sum_{i=1} \psi_0 \cdot Q,$$

$$N_{Ed,2} = \xi G_1 + Q_d + \sum_{i>1} \psi_0 \cdot Q,$$

где G_1 – постоянная нагрузка;

Q_d – доминирующая переменная нагрузка;

Q – сопутствующая переменная нагрузка.

В качестве доминирующего переменного воздействия следует рассматривать не обязательно 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 (длительнодействующая часть) определяется путем умножения полной переменной нагрузки на коэффициенты сочетания ψ_2 (для снеговой нагрузки $\psi_2=0$; для полезной $\psi_2 = 0,5$ – кабинеты, лаборатории и т. д.), которые определяются по ТКП EN 1990–2011* [1, табл. А.1].

Полезная нагрузка:

$$Q_{1,\ell} = Q_1 \cdot \psi_2 = Q_1 \cdot 0,5.$$

Снеговая нагрузка:

$$Q_{2,\ell} = Q_2 \cdot \psi_2 = Q_2 \cdot 0 = 0.$$

Практически постоянная часть полной нагрузки

$$N_{Ed,\ell t} = G_1 + Q_{1,\ell}.$$

Таким образом, усилия, действующие в колонне первого этажа:
– от полной нагрузки:

$$N_{Ed} = \max \{ N_{Ed,1}, N_{Ed,2} \};$$

– от действия практически постоянного сочетания нагрузок $N_{Ed,\ell t}$.

4.4. Расчет эффектов второго порядка

Согласно ТКП EN 1992-1-1–2009* [4, п. 5.8] под эффектами *второго порядка* понимают дополнительные эффекты от воздействия, обусловленные деформацией конструкции.

Под эффектами *первого порядка* понимают эффекты от воздействия, которые рассчитываются без учета влияния деформации конструкции, но с учетом геометрических несовершенств.

Согласно ТКП EN 1992-1-1–2009* [4, п. 5.2(9)] несовершенства, вызванные обычными отклонениями в производстве работ для колонн в раскрепленных системах, могут быть учтены с помощью дополнительного эксцентриситета $e_i = l_0/400$ (где l_0 – расчетная длина колонны).

Эффекты второго порядка могут не учитываться, если для гибкости выполняется условие [4, п. 5.8.3.1]:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} < \lambda_{\text{lim}} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}}$$

где $A = \frac{1}{1 + 0,2\varphi_{ef}}$ (допускается принимать $A = 0,7$);

$B = \sqrt{1 + 2\omega}$ (допускается принимать $B = 1,1$);

$C = 1,7 - r_m$ (допускается принимать $C = 0,7$);

$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$ – относительное продольное усилие;

Если $\lambda > \lambda_{\text{lim}}$, то необходимо учитывать эффекты второго порядка.

Расчетная длина для раскрепленных элементов определяется по формуле [4, п. 5.8.3.2(3)]:

$$l_0 = 0,5l \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)},$$

где l – длина в свету сжатого элемента между закреплениями концов;

k_1, k_2 – значения относительной податливости закрепления от поворота на концах 1 и 2 соответственно.

Поскольку жесткое закрепление обеспечить невозможно, допускается минимальное значение для k_1 и k_2 принять равным 0,1.

Гибкость колонны определяется по формуле:

$$\lambda = \frac{l_0}{i},$$

где i – радиус инерции сечения колонны:

$$i = \sqrt{\frac{I_{col}}{A_c}}.$$

Номинальная жесткость колонны:

$$EI = k_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + k_s \cdot E_s \cdot I_s,$$

где E_{cd} – расчетное значение модуля упругости бетона;

I_c – момент инерции поперечного сечения бетона;

E_s – модуль упругости арматуры. Принимаем равным $2,0 \cdot 10^5$ МПа;

I_s – момент инерции арматуры относительно центра тяжести сечения.

При $\rho \geq 0,002$:

$$k_s = 1;$$

$$k_c = \frac{k_1 k_2}{(1 + \varphi_{ef})};$$

$$k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}};$$

$$k_2 = n \cdot \frac{\lambda}{170} \leq 0,20;$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}.$$

Критическая сила определяется по формуле

$$N_B = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2}.$$

Общий расчетный момент, с учетом эффектов *первого* и *второго* порядков, рассчитывается по формуле

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \cdot \left[1 + \frac{\beta}{\frac{N_b}{N_{Ed}} - 1} \right],$$

где β – коэффициент, зависящий от распределения моментов с учетом эффектов первого и второго порядков;

M_{0Ed} – изгибающий момент, определенный по результатам статического расчета с учетом геометрических несовершенств, т. е. с учетом эффектов первого порядка.

Упрощенно можно принять $\beta = 1$ и общий расчетный момент, с учетом эффектов первого и второго порядков, рассчитать по формуле

$$M_{Ed} = \frac{M_{0Ed}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_B}}.$$

4.5. 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 ТКП EN 1992-1-1–2009* [4, п. 8.4.4] расчетная длина анкеровки стержней рассчитывается по формуле

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min},$$

где $\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 = 1$ – коэффициенты условий анкеровки (табл. 8.2);

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

$$l_{b,min} = \max \{ 0,6l_{b,rqd}; 10\varnothing; 100 \text{ мм} \}.$$

$l_{b,rqd}$ – требуемая базовая длина анкеровки (п. 8.4.3):

$$l_{b,rqd} = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{\sigma_{yd}}{f_{bd}};$$

где \varnothing – диаметр стержня рабочей арматуры колонны;

σ_{yd} – расчетное напряжение стержня в месте, от которого измеряется анкеровка, принимается равным f_{yd} ;

f_{bd} – предельное напряжение сцепления по контакту арматуры с бетоном [4, п. 8.4.2]:

$$f_{bd} = 2,25\eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd},$$

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

η_2 – учитывает влияние диаметра стержня, при $\varnothing \leq 32$ мм принимается $\eta_2 = 1,0$;

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

Расчет диаметра и шага поперечной арматуры будет выполнен после расчета площади продольной арматуры, когда будет известен ее диаметр и количество стержней.

В месте стыка выпусков из фундамента и продольной рабочей арматуры колонны без сварки шаг хомутов должен быть уменьшен путем умножения на коэффициент 0,6, если наибольший диаметр продольных стержней больше 14 мм. Требуется как минимум три стержня, расположенных равномерно по длине нахлеста.

Пример 4.1. Запроектировать колонну первого этажа при следующих данных: сетка колонн 6,2×6,3 м (рис 4.1); составы покрытия и перекрытий приведены на рис. 4.2; 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 $C^{20}/_{25}$, рабочая арматура класса S500; сечение колонны 400×400 мм. Предполагаемый район строительства здания – г. Минск. Высота местности над уровнем моря $A = 235$ м.

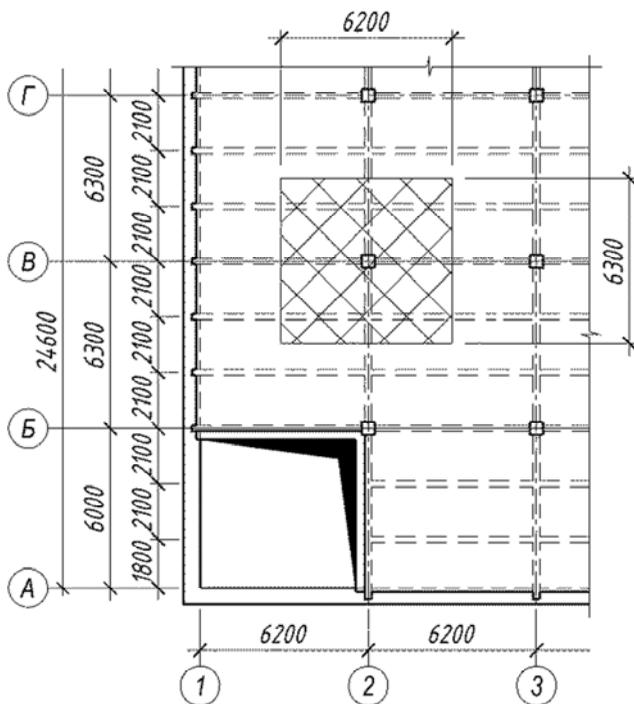


Рис. 4.1. Грузовая площадь колонны

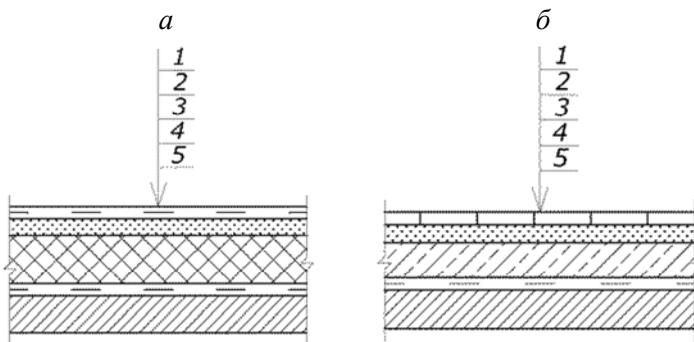


Рис. 4.2. Состав:
a – покрытия; *б* – перекрытия

Расчет нагрузок от перекрытия $g_{\text{перекр}}$ и $q_{\text{перекр}}$ приведен в табл. 4.2.

Таблица 4.2

Характеристические и расчетные значения нагрузок на колонну,
 передаваемых от перекрытия

№	Наименование нагрузки	Характеристическое значение, кН/м^2	γ_F	Расчетное значение, кН/м^2
Постоянная нагрузка				
1	Керамическая плитка $\delta = 12 \text{ мм}$ ($\gamma = 20 \text{ кН/м}^3$)	0,24	1,35	0,32
2	Цементно-песчаная стяжка М100 $\delta = 35 \text{ мм}$ ($\gamma = 21 \text{ кН/м}^3$)	0,74	1,35	1,00
3	Керамзитобетон $\delta = 55 \text{ мм}$ ($\gamma = 12 \text{ кН/м}^3$)	0,66	1,35	0,89
4	Один слой оклеечной пароизоляции на битумной мастике $\delta = 3 \text{ мм}$ ($m = 0,05 \text{ кН/м}^2$)	0,05	1,35	0,07
5	Монолитная железобетонная плита перекрытия $\delta = 80 \text{ мм}$ ($\gamma = 25 \text{ кН/м}^3$)	2,00	1,35	2,70

Окончание табл. 4.2

№	Наименование нагрузки	Характеристическое значение кН/м ²	γ_F	Расчетное значение, кН/м ²
6	Второстепенная балка $\frac{1 \cdot 0,2 \cdot (0,45 - 0,08)}{2,1} \cdot 25$	0,95	1,35	1,29
7	Главная балка $\frac{1 \cdot 0,3 \cdot (0,6 - 0,08)}{6,2} \cdot 25$	0,63	1,35	0,85
<i>Итого:</i>		$g_{k, \text{перекр}} = 5,32$		$g_{d, \text{перекр}} = 7,12$
Переменная нагрузка				
Функциональная нагрузка		10,5	1,5	15,75
<i>Итого:</i>		$q_{k, \text{перекр}} = 10,5$		$q_{d, \text{перекр}} = 15,75$

Условия местности обычные ($C_e = 1$). Наклон покрытия $\alpha \leq 30^\circ$. Согласно ТКП EN 1991-1-3–2009 [3, п. 5.3.2] коэффициент формы снеговых нагрузок принят $\mu_1 = 0,8$.

Согласно карты снеговых районов, приведенной на рис. П.2 приложения [3, рис. НП.1] г. Минск расположен в снеговом районе 2в.

Характеристическое значение снеговой нагрузки на грунт определяем по формуле табл. П.9 приложения [3, табл. НП1.1]

$$s_k = 1,45 + \frac{0,6(A - 210)}{100} = 1,45 + \frac{0,6(235 - 210)}{100} = 1,6 \text{ кН/м}^2.$$

Следовательно, характеристическое значение снеговой нагрузки на покрытие составит

$$s = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,6 = 1,28 \text{ кН/м}^2.$$

Расчет нагрузок от покрытия $g_{\text{покр}}$ и $q_{\text{покр}}$ приведен в табл. 4.3.

Таблица 4.3

Характеристические и расчетные значения нагрузок,
передаваемых на колонну от покрытия

№	Наименование нагрузки	Характеристическое значение, кН/м ²	γ_F	Расчетное значение, кН/м ²
Постоянная нагрузка				
1	Двуслойная кровля «Техноэласт»	0,15	1,35	0,20
2	Цементно-песчаная стяжка М100 $\delta = 30$ мм ($\gamma = 18$ кН/м ³)	0,54	1,35	0,73
3	Утеплитель – пенополистирол $\delta = 120$ мм ($\gamma = 0,35$ кН/м ³)	0,04	1,35	0,05
4	Пароизоляция	0,07	1,35	0,09
5	Монолитная железобетонная плита перекрытия $\delta = 80$ мм ($\gamma = 25$ кН/м ³)	2,00	1,35	2,70
6	Второстепенная балка $\frac{1 \cdot 0,2(0,45 - 0,08)}{2,1} \cdot 25$	0,95	1,35	1,29
7	Главная балка $\frac{1 \cdot 0,3(0,6 - 0,08)}{6,2} \cdot 25$	0,63	1,35	0,85
<i>Итого:</i>		$g_{k, \text{покр}} = 4,43$		$g_{d, \text{покр}} = 5,91$
Переменная нагрузка				
Снеговая (г. Минск)		1,28	1,5	1,92
<i>Итого:</i>		$s_{k, \text{покр}} = 1,28$		$s_{d, \text{покр}} = 1,92$

При расчете по несущей способности ($\gamma_F > 1$) нагрузка на один квадратный метр перекрытия от собственного веса перекрытия составляет 7,18 кПа; покрытия – 5,97 кПа. Переменная (функциональ-

ная) нагрузка на перекрытие составляет 15,75 кПа; переменная (снеговая) нагрузка на покрытие – 1,92 кПа.

Грузовая площадь колонны (см. рис. 4.1)

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

При расчете по несущей способности ($\gamma_F > 1$) сосредоточенные нагрузки на колонну составляют:

$$G_{d,\text{покрыт}} = 5,91 \cdot 39,06 = 231 \text{ кН};$$

$$Q_{d,\text{покрыт}} = 1,92 \cdot 39,06 = 75 \text{ кН};$$

$$G_{d,\text{перекр}} = 7,12 \cdot 39,06 = 278 \text{ кН};$$

$$Q_{d,\text{перекр}} = 15,75 \cdot 39,06 = 615 \text{ кН}.$$

Собственный вес колонны в пределах первого этажа при расчете по несущей способности:

$$G_{d,\text{колонны}} = b \cdot h \cdot H_{\text{эт}} \cdot \rho \cdot \gamma_F = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 4,5 \cdot 25 \cdot 1,35 = 24,3 \text{ кН}.$$

Собственный вес колонны в пределах первого этажа при расчете по эксплуатационной пригодности:

$$G_{k,\text{колонны}} = b \cdot h \cdot H_{\text{эт}} \cdot \rho \cdot \gamma_F = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 4,5 \cdot 25 \cdot 1,0 = 18 \text{ кН}.$$

Согласно ТКП EN 1990–2011* [1, п. 6.2.1(4)] функциональные нагрузки одной категории могут быть снижены с учетом площади, поддерживаемой соответствующим конструктивным элементом, с помощью понижающего коэффициента α_A согласно п. 6.3.1.2(10) данного ТКП.

В соответствии с 6.2.1(4), понижающий коэффициент α_A может быть применен к значению функциональной нагрузки на перекрытие q_k [2, табл. 6.2 и §§ 8, 9].

Рекомендуемое значение понижающего коэффициента α_A для категорий А–D определяют следующим образом:

$$\alpha_A = \frac{5}{7} \psi_0 + \frac{A}{A_0} \leq 1,$$

где ψ_0 – коэффициент согласно [1, табл. А.1.1, прил. А.1];

A – площадь нагружения;

$A_0 = 10,0 \text{ м}^2$.

Для категорий C и D вводится ограничение $\alpha_A > 0,6$.

Для функциональной нагрузки на перекрытие q_k значение понижающего коэффициента α_A составит

$$\alpha_A = \frac{5}{7} \cdot 0,7 + \frac{10}{39,06} = 0,76.$$

В соответствии с ТКП EN 1991-1-1 [2, п. 6.2.2(2)] и при условии, что площадь классифицируется в соответствии с табл. 6.1 [2] по категориям использования от A до D , для колонн и стен общее значение функциональной нагрузки от нескольких этажей может быть умножено на понижающий коэффициент α_n .

Рекомендуемое значение понижающего коэффициента

$$\alpha_n = \frac{2 + (n - 2) \psi_0}{n},$$

где n – количество этажей ($n > 2$), расположенных выше несущего конструктивного элемента с площадью той же категории использования;

ψ_0 – коэффициент согласно [1, табл. А.1.1].

Для колонны первого этажа пятиэтажного здания ($n = 4$)

$$\alpha_n = \frac{2 + (n - 2) \psi_0}{n} = \frac{2 + (4 - 2) 0,7}{4} = 0,85.$$

Усилие в колонне в пределах первого этажа:

– от постоянных нагрузок при расчете по несущей способности:

$$\begin{aligned} G_{d,1} &= G_{d,\text{покрыт}} + (n - 1) G_{d,\text{перекр}} + n G_{d,\text{колонны}} = \\ &= 231 + (5 - 1) 278 + 5 \cdot 24,3 = 1464,5 \text{ кН}; \end{aligned}$$

– от переменных при расчете по несущей способности:

$$Q_{d,1} = (n-1)\alpha_A \cdot \alpha_n \cdot Q_{d,\text{перекр}} = (5-1) \cdot 0,76 \cdot 0,85 \cdot 615 = 1589 \text{ кН};$$

$$Q_{d,2} = Q_{d,\text{покрыт}} = 75 \text{ кН}.$$

Расчетные сочетания усилий:

$$N_{Ed,1} = G_1 + \sum \psi_0 \cdot Q = 1464,5 + 0,7 \cdot 1589 + 0,6 \cdot 75 = 2126,8 \text{ кН};$$

$$N_{Ed,2} = \xi G_1 + Q_d + \sum \psi_0 \cdot Q = 0,85 \cdot 1464,5 + 1589 + 0,6 \cdot 75 = 2878,9 \text{ кН},$$

где Q_d – доминирующая переменная нагрузка.

Наиболее невыгодным при расчете по несущей способности является *второе* сочетание – $N_{Ed,2} = 2878,9$ кН.

Практически постоянную часть усилия от переменной нагрузки при расчете по несущей способности определим путем умножения полного значения переменной нагрузки на коэффициент сочетания ψ_2 (зависит от вида нагрузки), определяемый по ТКП EN 1990–2011* [1, табл. А.1]:

– полезная нагрузка

$$Q_{d\ell,1} = Q_{d,1} \cdot \psi_2 = 1589 \cdot 0,6 = 953 \text{ кН};$$

– снеговая нагрузка

$$Q_{d\ell,2} = Q_{d,2} \cdot \psi_2 = 75 \cdot 0 = 0 \text{ кН};$$

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

$$N_{Ed,\ell} = 0,85 \cdot 1464,5 + 953 + 0 = 2197,8 \text{ кН}.$$

Таким образом, при расчете по несущей способности:

$N_{Ed} = 2878,5$ кН – полное усилие в колонне первого этажа;

$N_{Ed,\ell} = 2197,8$ кН – усилие при практически постоянном сочетании нагрузок в колонне первого этажа.

Согласно ТКП EN 1992-1-1 [2, п. 5.5(6)] для расчета колонн необходимо применять упругие моменты из расчета рам без перераспределения.

Неполный каркас здания при опирании главных балок на несущие наружные стены без защемления приближенно рассчитывают только на вертикальные нагрузки. При этом принято, что горизонтальные нагрузки и нагрузки от геометрических несовершенств передаются на систему несущих каменных стен.

При использовании приближенного метода расчет многоэтажной железобетонной рамы, имеющей примерно равные пролеты и одинаковую высоту этажей, раму расчленяют на ряд одноэтажных рам. Членение рамы назначают в колоннах по середине высоты каждого этажа, кроме первого, в соответствии с приближенным расположением нулевых точек эпюры изгибающих моментов.

Расчетная схема трехпролетной рамы для определения изгибающих моментов в колоннах первого этажа приведена на рис. 4.3.

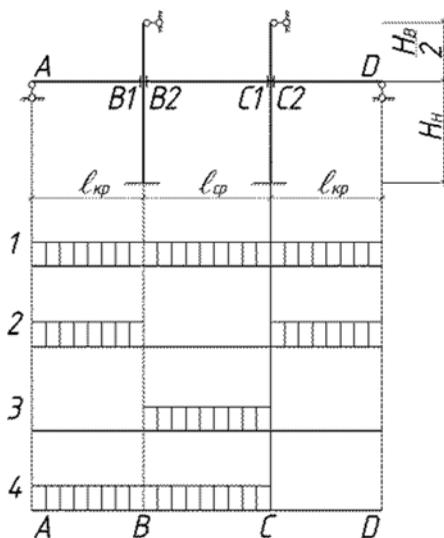


Рис. 4.3. Расчетная схема рамы и варианты приложения нагрузок

Максимальные изгибающие моменты в средней колонне первого этажа возникают при отсутствии переменных нагрузок в пределах среднего пролета.

Изгибающий момент в сечении верха колонны первого этажа определяется по формуле

$$M_t = \frac{\Delta M}{1 + \frac{3H_1}{4H_2}},$$

где ΔM – разность изгибающих моментов в опорном сечении крайнего и среднего ригелей;

H_1 – длина колонны первого этажа;

H_2 – полудлина колонны второго этажа.

Разность изгибающих моментов в опорном сечении крайнего и среднего ригелей ΔM определяется по формуле

$$\Delta M = (\chi_1 \cdot g_d + \chi_2 \cdot q_d) l^2,$$

где коэффициенты χ_1 и χ_2 определяются по таблице:

Схема нагрузки	χ_n	χ_n при λ				
		0,25	0,5	1	2	5
1	χ_1	0,0094	0,0151	0,0211	0,0250	0,0279
2	χ_2	0,0215	0,0357	0,0517	0,0709	0,0902

Коэффициент λ определяется по формуле

$$\lambda = \frac{E_{cc} I_c \left(\frac{4}{3H_1} + \frac{1}{H_2} \right) l}{E_{cb} I_b},$$

где E_{cc} и E_{cb} – модуль упругости бетона колонны и ригеля соответственно.

Для условий примера $H_1 = 4,25$ м; $H_2 = 2,25$ м.

Момент инерции колонны

$$I_c = \frac{b_c \cdot h_c^3}{12} = \frac{0,4 \cdot 0,4^3}{12} = 2,133 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4.$$

Модуль упругости для бетона колонны класса С²⁵/₃₀ равен

$$E_c = 22 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} = 22 \cdot \left(\frac{33}{10} \right)^{0,3} = 31,5 \cdot 10^3 \text{ МПа.}$$

Момент инерции главной балки

$$I_b = \frac{b_b \cdot h_b^3}{12} = \frac{0,3 \cdot 0,6^3}{12} = 5,4 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4.$$

Модуль упругости для бетона главной балки класса С²⁰/₂₅ равен

$$E_c = 22 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} = 22 \cdot \left(\frac{28}{10} \right)^{0,3} = 30,0 \cdot 10^3 \text{ МПа.}$$

Тогда значение коэффициента

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{E_{cc} I_c \left(\frac{4}{3H_1} + \frac{1}{H_2} \right) l}{E_{cb} I_b} = \\ &= \frac{31,5 \cdot 10^3 \cdot 2,133 \cdot 10^{-3} \left(\frac{4}{3 \cdot 4,25} + \frac{1}{2,25} \right) \cdot 6,3}{30 \cdot 10^3 \cdot 5,4 \cdot 10^{-3}} = 1,94. \end{aligned}$$

Определяем по таблице значения коэффициентов $\chi_1 = 0,0248$ и $\chi_2 = 0,0698$.

Разность изгибающих моментов в опорном сечении крайнего и среднего ригелей ΔM

$$\Delta M = (\chi_1 \cdot g_d + \chi_2 \cdot q_d) l^2 = \\ = (0,0248 \cdot 7,12 + 0,0698 \cdot 15,75) \cdot 6,3^2 = 50,64 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Тогда изгибающий момент в сечении верха колонны первого этажа определяется по формуле

$$M_t = \frac{\Delta M}{1 + \frac{3H_1}{4H_2}} = \frac{50,64}{1 + \frac{3 \cdot 4,25}{4 \cdot 2,25}} = 20,95 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Изгибающий момент в сечении низа колонны первого этажа определяется по формуле

$$M_b = -0,5M_t = -0,5 \cdot 20,95 = -10,48 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Эксцентриситет приложения продольной силы в уровне верха колонны первого этажа полученный из статического расчета составляет:

$$e_0 = \frac{M_t}{N} = \frac{20,95}{2878,9} = 7,28 \cdot 10^{-3} \text{ м} = 7,28 \text{ мм}.$$

Определяем расчетную длину колонны первого этажа.

Для нижнего конца колонны принимаем $k_1 = 0,1$.

К верхнему узлу колонны первого этажа примыкают два ригеля и колонна второго этажа.

$$k_2 = \frac{\frac{2E_{cm} \cdot I_{col}}{l_{col}}}{(3+4)E_{cm} \cdot I_b} = \frac{2 \cdot 31,5 \cdot 10^3 \cdot 2,133 \cdot 10^{-3}}{7 \cdot 30 \cdot 10^3 \cdot 5,4 \cdot 10^{-3}} = 0,166;$$

$$l_b = 6,3$$

$$l_0 = 0,5l \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)} = \\ = 0,5 \cdot 4,25 \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{0,1}{0,45 + 0,1}\right) \left(1 + \frac{0,166}{0,45 + 0,166}\right)} = 2,60 \text{ м}.$$

Определяем гибкость колонны

$$\lambda = \frac{l_0 \sqrt{12}}{h} = \frac{2,6 \sqrt{12}}{0,4} = 22,5.$$

Принимаем $A = 0,7$; $B = 1,1$;

$$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} = \frac{e_{01}}{e_{02}} = \frac{-10,48}{20,95} = -0,5;$$

$$C = 1,7 - r_m = 1,7 - (-0,5) = 2,2;$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} = \frac{2878,9 \cdot 10^{-3}}{0,4 \cdot 0,4 \cdot 16,7} = 1,077.$$

Определяем

$$\lambda_{lim} = \frac{20ABC}{\sqrt{n}} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 2,2}{\sqrt{1,077}} = 32,6.$$

Поскольку условие $\lambda < \lambda_{lim}$ выполняется, учет влияния продольного изгиба не требуется.

Эксцентриситет приложения продольной силы в уровне верха колонны первого этажа полученный из статического расчета составляет 7,28 мм.

Дополнительный эксцентриситет от геометрических несовершенств

$$e_i = \frac{l_0}{400} = \frac{2600}{400} = 6,5 \text{ мм.}$$

Тогда эксцентриситет продольного усилия, учитывающий эффекты первого порядка, равен

$$e_{0,Ed} = 7,28 + 6,5 = 13,78 \text{ мм.}$$

Согласно ТКП EN 1992-1-2009* [4, п. 6.1(4)] для поперечных сечений, находящихся под действием сжимающей силы, необходимо применять минимальный эксцентриситет $e_0 = h/30$, но не менее 20 мм, при этом h является высотой сечения.

Тогда принимаемый для расчета поперечных сечений эксцентриситет следует определять

$$e_0 = \max \begin{cases} e_{0,Ed} = 13,78 \text{ мм}; \\ \frac{h}{30} = \frac{400}{30} = 13,3 \text{ мм}; \\ 20 \text{ мм}. \end{cases}$$

Принимаем для расчета сечения $e_0 = 20$ мм.

Значение изгибающего момента относительно центра тяжести растянутой арматуры:

$$\begin{aligned} M_{Ed1} &= N_{Ed} \cdot e_{s1} = N_{Ed} (e_0 + 0,5h - c) = \\ &= 2878,9 \cdot (0,02 + 0,5 \cdot 0,4 - 0,05) = 489,41 \text{ кН}\cdot\text{м}. \end{aligned}$$

Определяем значение относительного изгибающего момента, воспринимаемого сжатой зоной сечения

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed1}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{489,41 \cdot 10^6}{16,7 \cdot 400 \cdot 350^2} = 0,598.$$

Поскольку $\alpha_m > 0,5$, можно сделать вывод о том, что сечение колонны полностью сжато и находится в области деформирования 4.

В этом случае рекомендуется значение требуемой площади сжатой арматуры определить предварительно в предположении, что значение относительной высоты сжатой зоны

$$\xi = \beta_h = \frac{h}{d} = \frac{400}{350} = 1,143;$$

$$A_{s2} = \frac{M_{Ed1} - \beta_h \left(\frac{17}{21} - \frac{33}{98} \beta_h \right) f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{k_{s2} \cdot f_{yd} (d - c_1)} =$$

$$= \frac{489,41 \cdot 10^6 - 1,143 \cdot \left(\frac{17}{21} - \frac{33}{98} \cdot 1,143 \right) \cdot 16,7 \cdot 400 \cdot 350^2}{1,0 \cdot 435 \cdot (350 - 50)} = 707 \text{ мм}^2.$$

Минимальная площадь продольной арматуры, установленная нормами, равна

$$A_{s,\min} \geq \max \begin{cases} \frac{0,1N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0,1 \cdot 2878,9 \cdot 10^3}{435} = 662 \text{ мм}^2, \\ 0,002A_c = 0,002 \cdot 400^2 = 320 \text{ мм}^2. \end{cases}$$

Принимаем армирование сжатой и растянутой зон одинаковым, устанавливаем $2\varnothing 25$ класс S500 ($A_{s1} = A_{s2} = 982 \text{ мм}^2$).

Дальнейший расчет заключается в определении такого значения относительной высоты сжатой зоны $\xi > \beta_h$, при котором выполняется условие равновесия

$$\beta_h \left(1 - p_4 \cdot \frac{4}{21} \right) f_{cd} \cdot b \cdot d + A_{s1} \cdot k_{s1} \cdot f_{yd} + A_{s2} \cdot k_{s2} \cdot f_{yd} - N_{Sd} = 0,$$

где

$$p_4 = \left(\frac{4\beta_h}{7\xi - 3\beta_h} \right)^2;$$

$$k_{s1} = \frac{14(\xi - 1)}{7\xi - 3\beta_h} \cdot \frac{E_s}{f_{yd}};$$

$$k_{s2} = \frac{14 \left(\xi - \frac{c_1}{d} \right)}{7\xi - 3\beta_h} \cdot \frac{E_s}{f_{yd}}, \text{ но не более } 1,$$

где E_s принимается в гигапаскалях.

Задаваясь значениями $\xi > \beta_h$, находим, что условие равновесия выполняются при $\xi = 1,33$.

При этом

$$p_4 = \left(\frac{4 \cdot 1,143}{7 \cdot 1,33 - 3 \cdot 1,143} \right)^2 = 0,604,$$

$$k_{s1} = \frac{14(\xi - 1)}{7\xi - 3\beta_h} \cdot \frac{E_s}{f_{yd}} = \frac{14 \cdot (1,33 - 1)}{7 \cdot 1,33 - 3 \cdot 1,143} \cdot \frac{200}{435} = 0,361,$$

$$k_{s2} = \frac{14 \left(\xi - \frac{c_1}{d} \right)}{7\xi - 3\beta_h} \cdot \frac{E_s}{f_{yd}} = \frac{14 \left(1,33 - \frac{50}{350} \right)}{7 \cdot 1,33 - 3 \cdot 1,143} \cdot \frac{200}{435} = 1,299 > 1.$$

Принимаем $k_{s2} = 1$.

Далее проверяем условие

$$M_{Ed1} \leq M_{Rd1} = \beta_h \left(1 - \frac{\beta_h}{2} - p_4 \left(\frac{4}{21} - \beta_h \frac{8}{49} \right) \right) f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + A_{sc} \cdot k_{s2} \cdot f_{yd} (d - c_1).$$

Вычисляем значение момента

$$\begin{aligned} M_{Rd1} &= \beta_h \left(1 - \frac{\beta_h}{2} - p_4 \left(\frac{4}{21} - \beta_h \frac{8}{49} \right) \right) f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + A_{sc} \cdot k_{s2} \cdot f_{yd} (d - c_1) = \\ &= 1,143 \cdot \left(1 - \frac{1,143}{2} - 0,604 \cdot \left(\frac{4}{21} - 1,143 \cdot \frac{8}{49} \right) \right) \cdot 16,7 \cdot 400 \cdot 350^2 + \\ &\quad + 982 \cdot 1 \cdot 435 \cdot (350 - 50) = 526,7 \text{ кН}\cdot\text{м}. \end{aligned}$$

Поскольку условие $M_{Ed} = 489,41 \text{ кНм} < M_{Rd1} = 526,76 \text{ кНм}$ выполняется, сопротивление сечения изгибающему моменту обеспечено.

Конструирование поперечной арматуры колонны

Колонна армируется вязаным пространственным каркасом. Диаметр продольных стержней принят равным 25 мм (рис. 4.4).

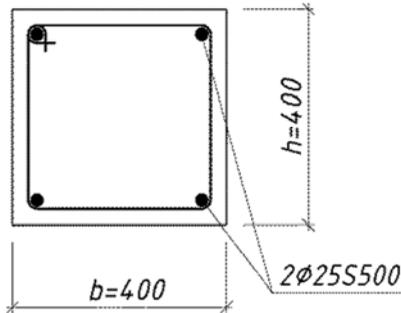


Рис. 4.4. Размещение продольной арматуры в поперечном сечении колонны

Диаметр стержней поперечной арматуры в каркасах должен быть не менее $0,25\varnothing = 0,25 \cdot 25 = 6,3 \text{ мм}$ и не менее 6 мм.

Определим шаг поперечных стержней:

$$s \leq \max \begin{cases} 20\varnothing = 20 \cdot 25 = 500 \text{ мм}, \\ \min(b, h) = 400 \text{ мм}, \\ 400 \text{ мм}, \end{cases}$$

где $\varnothing = 25 \text{ мм}$ – диаметр продольной рабочей арматуры.

Шаг хомутов принимается кратным 50 мм и не больше поперечного размера колонны h .

Принимаем поперечную арматуру $\varnothing 8$ класса S500 с шагом $s = 400 \text{ мм}$.

Определение длины анкеровки рабочих стержней

Расчетная длина анкеровки стержней колонны в фундаменте рассчитывается по формуле [4, п. 8.4.4]:

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,\min},$$

где $\alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 = 1$ – коэффициенты условий анкеровки [4, табл. 8.2];

Предельное напряжение сцепления по контакту арматуры с бетоном [4, п. 8.4.2];

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2,25 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 1,2 = 1,89 \text{ МПа},$$

где f_{ctd} – расчетное значение предела прочности бетона на растяжение (табл. П.1 Приложения):

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_C} = \frac{1,8}{1,5} = 1,2 \text{ МПа}.$$

Требуемая базовая длина анкеровки определяется при $\sigma_{sd} = f_{yd}$ [4, п. 8.4.3]:

$$l_{b,rqd} = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{25}{4} \cdot \frac{435}{1,89} = 1438,5 \text{ мм},$$

где $\varnothing = 25$ мм – диаметр стержня рабочей арматуры колонны;

$f_{yd} = 435$ мм – расчетное значение предела текучести рабочей арматуры колонны.

Минимальная длина анкеровки, принимаемая для сжатых стержней

$$l_{b,\min} = \max \begin{cases} 0,6 l_{b,rqd} = 0,6 \cdot 1439 = 864 \text{ мм}, \\ 10 \varnothing = 10 \cdot 25 = 250 \text{ мм}, \\ 100 \text{ мм}. \end{cases}$$

Расчетная длина анкеровки рабочих стержней

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} = 1 \cdot 1438,5 = 1438,5 \text{ мм}.$$

Принимаем расчетную длину анкеровки продольной арматуры колонны $l_{bd} = 1440$ мм.

5. РАСЧЕТ ЦЕНТРАЛЬНО НАГРУЖЕННОГО МОНОЛИТНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ФУНДАМЕНТА

5.1. Конструктивные особенности столбчатых фундаментов

Фундаменты 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.

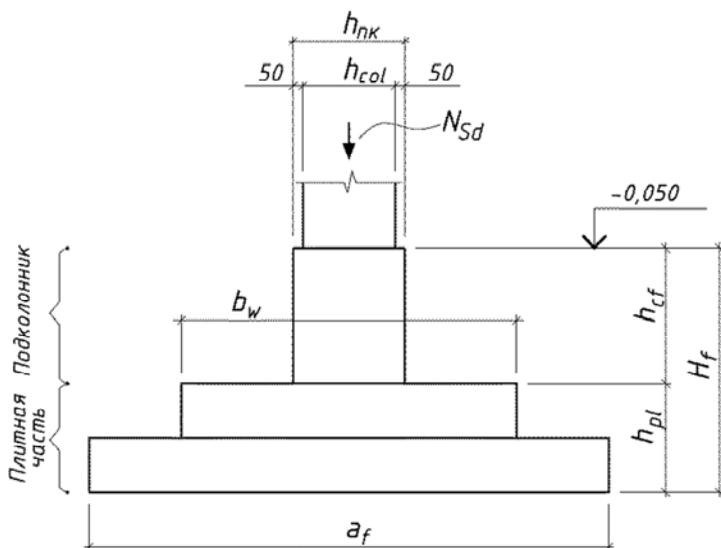


Рис. 5.1. Схема фундамента под колонну

В фундаменте различают обрез – верхнюю поверхность, на которую опираются конструкции, расположенные выше, и подошву – нижнюю поверхность, которая передает нагрузку на грунтовое основание с меньшим удельным давлением. Расстояние между обрезом и подошвой составляет его высоту 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_{Ek} , вычисленного при частном коэффициенте по нагрузке $\gamma_F = 1,0$.

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

Сопротивление 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 подошвой фундамента.

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

Высоту фундамента H_f назначают также исходя из глубины его заложения h_f 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 для класса условий эксплуатации XC1 не менее $C^{20}/_{25}$.

Монолитные фундаменты устраивают на бетонной подготовке из бетона классом не ниже $C^8/_{10}$ по СТБ 1544 и толщиной не менее 100 мм.

Армирование плитной части фундамента осуществляется сварными или вязаными сетками из арматуры класса S500 диаметром стержней не менее 10 мм и не более 18 мм и шагом 100–200 мм. Минимальная толщина защитного слоя бетона в монолитном фундаменте при наличии бетонной подготовки не менее 45 мм, а при ее отсутствии – не менее 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 большего диаметра располагались по углам поперечного сечения подколонника.

Выпуски арматуры должны быть заделаны в бетон фундамента не менее чем на величину анкеровки (см. п. 4.5 данного пособия).

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 выше подошвы фундамента (рис. 5.2).

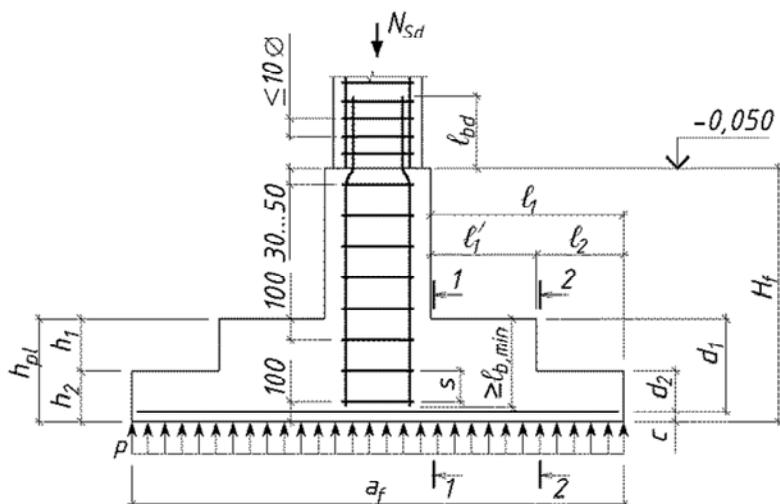


Рис. 5.2. Схема армирования фундамента

Поперечное армирование подколонника принимается из арматуры класса S500. Шаг стержней назначают следующим образом:

1. Расстояние между поперечной арматурой подколонника не должно быть больше $s_{cl,max}$.

2. Значение $s_{cl,max}$ равно меньшему из трех следующих расстояний:

- 20-кратный диаметр наименьшего продольного стержня;
- наименьший размер колонны;
- 400 мм.

В месте стыка выпусков из фундамента и продольной рабочей арматуры колонны без сварки шаг хомутов должен быть уменьшен путем умножения на коэффициент 0,6, если наибольший диаметр продольных стержней больше 14 мм. Требуется как минимум три стержня, расположенных равномерно по длине нахлеста.

5.2. Определение размеров подошвы фундамента

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

$$N_{Ek} = \frac{N_{Ed}}{\gamma_{Fm}},$$

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

Размеры подошвы центрально нагруженного фундамента определяются из условия

$$A = \frac{N_{Ek}}{R - \rho_m \cdot h_f},$$

где R – сопротивление грунта под подошвой фундамента;

ρ_m – средний удельный вес материала фундамента и грунта на его ступенях (допускается принимать $\rho_m = 20 \text{ кН/м}^3$);

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 установления 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

$$p = \frac{N_{Ed}}{A_f}.$$

Определяем вспомогательный параметр

$$s = \frac{\beta v_{\min}}{p},$$

где β – коэффициент, учитывающий неравномерность напряжений по критическому периметру (принимается равным при действии нагрузки с случайным эксцентриситетом $\beta = 1$);

v_{\min} – минимальное значение сопротивления плитной части продавливанию (в МПа), определяемое по формуле

$$v_{\min} = 0,35k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2};$$

p – расчетное давление грунта на подошву фундамента, МПа.

Поскольку рабочая высота плитной части фундамента неизвестна, при вычислении v_{\min} ориентировочно принимаем $k = 1,6$.

Предварительно рабочая высота плитной части фундамента может быть назначена из условия

$$d \geq 1,25 \frac{-h_{\text{ПК}}(2+s) + \sqrt{h_{\text{ПК}}^2(2+s)^2 + \pi(1+s)(a_f^2 - h_{\text{ПК}}^2)}}{2\pi(1+s)},$$

где a_f – размер подошвы фундамента, м.

Общая высота плитной части фундамента

$$h_{\text{пл}} = d + c.$$

Тут c определяется по формуле

$$c = c_{\text{ном}} + \emptyset,$$

где $c_{\text{ном}}$ – величина защитного слоя арматуры фундамента.

Ступени фундамента выполняются 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 p ступени фундамента работают на изгиб как консоли, защемленные в теле фундамента (рис. 5.3).

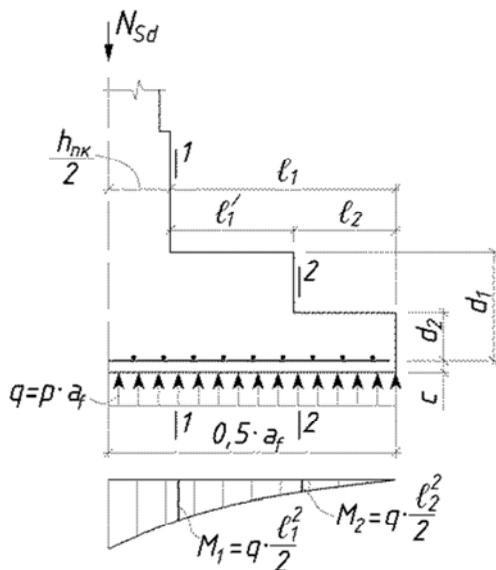


Рис. 5.3. Расчетная схема фундамента при расчете его плитной части

Изгибающие моменты определяют в сечениях по граням уступов

$$M_i = p \cdot a_f \cdot \frac{l_i^2}{2},$$

где p – реактивное давление грунта под подошвой фундамента;

a_f – ширина фундамента;

l_i – расстояние от края фундамента до расчетного сечения.

Площадь сечения арматуры подошвы определяют по формуле

$$A_{si} = \frac{M_i}{0,9d_i \cdot f_{yd}},$$

где d_i – рабочая высота сечения.

По большему из значений, полученных в каждом из расчетных сечений, принимается диаметр и шаг стержней.

Диаметр рабочих стержней арматуры подошвы фундамента – 12–20 мм. Шаг стержней принимается не менее 100 мм и не более 200 мм. Одинаковое количество стержней с одинаковым шагом принимается в обоих направлениях. Площадь принятых стержней в каждом направлении равна A_s .

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 – ширина плитной части фундамента ($b_f = a_f$);

d_2 – рабочая высота плитной части фундамента.

Для значения коэффициента армирования плитной части фундамента, отнесенного к ширине, равной размеру верхней ступени b_w в плане должно выполняться условие

$$\rho = \frac{A_{s,all}}{b_w \cdot d_1} > \rho_{\min} = 0,0013,$$

где A_s – площадь арматуры плитной части в пределах ширины фундамента, равной $b_w = h_{\text{пк}} + 6d_2$, но не более a_f ;

d_1 – рабочая высота плитной части фундамента.

5.5. Проверка прочности фундамента на продавливание

Согласно ТКП EN 1992-1-1–2009* [4, п. 6.4.1] сопротивление продавливанию необходимо определять по грани колонны (подколонника) и на основном контрольном периметре u_1 на расстоянии $2d$. В случае, когда контрольный периметр выходит за пределы подошвы фундаментной плиты, допускаются контрольные периметры

рассматривать на расстоянии, меньшем чем $2d$ (например $1,75d$, $1,5d$, $1,25d$) в соответствии с ТКП EN 1992-1-1–2009* [4, п. 6.4.2(2)].

5.5.1. Проверка по грани подколонника

Сопротивление продавливанию по грани колонны (подколонника) считается обеспеченным при выполнении условия

$$V_{Ed,k} \leq V_{Rd,max},$$

где $V_{Ed,k}$ вычисляется по формуле

$$V_{Ed,k} = \frac{\bar{\beta} \cdot V_{Ed,k}}{u_k \cdot d},$$

где u_k – периметр сечения подколонника:

$$u_k = 4h_{ПК};$$

$\bar{\beta} = 1$ – коэффициент, учитывающий приложение нагрузки со случайным эксцентриситетом.

Продавливающая сила, вызванная давлением грунта на подошву фундамента вне критической площади

$$V_{Ed} = (a_f^2 - h_{ПК}^2) p,$$

где p – реактивное давление грунта.

$$V_{Rd,max} = 0,5v \cdot f_{cd};$$

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{ck},$$

где f_{ck} – принимается в мегапаскалях.

Если $v_{Ed} > v_{Rd,max}$, то необходимо увеличить высоту фундаментной плиты.

5.5.2. Проверка по контрольному периметру «и»

Согласно требованиям ТКП EN 1992-1-1–2009* [4, п. 6.4.4] сопротивление продавливанию фундаментов колонн необходимо определять для контрольного периметра в пределах $2d$ от края колонны.

Для сосредоточенной нагрузки результирующее усилие

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed},$$

где V_{Ed} – приложенная поперечная сила;

ΔV_{Ed} – результирующее, направленное вверх усилие в пределах рассматриваемого контрольного периметра, т. е. направленное вверх давление грунта за вычетом собственного веса фундамента:

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{u \cdot d};$$

$$v_{Rd} = C_{Rd,c} \cdot k (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot \frac{2d}{a} \geq v_{min} \cdot \frac{2d}{a},$$

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

где $C_{Rd,c}$ – принимается равным 0,12;

d – коэффициент, учитывающий влияние масштабного фактора, мм;

a – расстояние от края подколонника до рассматриваемого контрольного периметра (рис. 5.4).

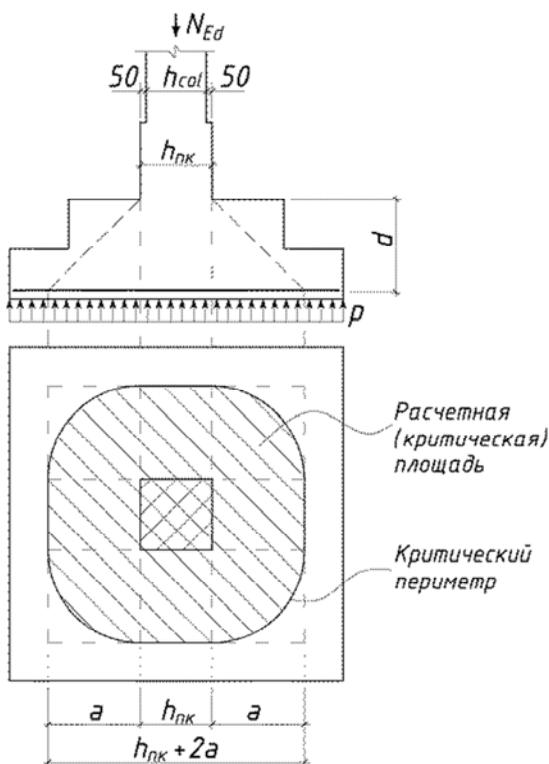


Рис. 5.4. Расчетная схема фундамента при проверке на продавливание

Согласно требованиям ТКП EN 1992-1-1–2009*[4, п. 6.4.4(2)] 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.

$$V_{Ed} \leq V_{Rd},$$

где погонная поперечная сила V_{Ed} , действующая по длине критического периметра u :

$$v_{Ed} = \frac{\bar{\beta} \cdot V_{Ed}}{u}.$$

Длина критического периметра:

$$u = 4h_{\text{ПК}} + 2\pi a.$$

Параметр $\bar{\beta} = 1,0$ при нагружении фундамента со случайным эксцентриситетом.

Продавливающая сила $V_{Ed,red}$, вызванная давлением грунта на подошву фундамента вне расчетной (критической) площади:

$$V_{Ed,red} = (a_f^2 - A_{crt}) p,$$

где A_{crt} – критическая площадь:

$$A_{crt} = \pi a^2 + 4h_{\text{ПК}} a + h_{\text{ПК}}^2,$$

где $h_{\text{ПК}}$ – размер поперечного сечения подколонника (см. рис. 5.3).

Расчетное сопротивление продавливанию допускается определять из условия

$$v_{Rd,c} = 0,12k(100\rho \cdot f_{ck})^{1/3} \geq v_{\min}.$$

Коэффициент продольного армирования в x – направлении

$$\rho_{ix} = \frac{A_{sx1}}{s \cdot d_x};$$

коэффициент продольного армирования в y – направлении

$$\rho_{iy} = \frac{A_{sy1}}{s \cdot d_y},$$

где A_{sx1} и A_{sy1} – площадь сечения одного стержня в направлениях x и y ;
 s – шаг стержней в сетке фундамента;

d_x – рабочая высота сечения фундамента в направлении x , принимаемая $d_x = d - \varnothing/2$;

d_y – рабочая высота сечения фундамента в направлении y , принимаемая $d_y = d + \varnothing/2$;

\varnothing – диаметр рабочих стержней сетки подошвы фундамента;

ρ_ℓ – расчетный коэффициент армирования:

$$\rho_\ell = \sqrt{\rho_{\ell x} \cdot \rho_{\ell y}} \leq 0,02.$$

Если условие $v_{Ed} \leq v_{Rd}$, не выполняется, то следует увеличить высоту плитной части фундамента или повысить класс бетона фундамента.

Пример 5.1. Запроектировать фундамент под центрально нагруженную колонну при следующих данных: размеры сечения колонны 400×400 мм, продольная арматура колонны – $4\varnothing 25$ класса S500, расчетное усилие, передаваемое колонной $N_{Ed} = 2915$ кН.

Бетон класса C²⁰/₂₅: $f_{ck} = 20$ МПа; $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{20}{1,5} = 13,33$ МПа.

Арматура класса S500: $f_{yk} = 500$ МПа; $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} \approx 435$ МПа.

Соппротивление грунта основания $R = 320$ кПа.

Средний вес тела фундамента и грунта на его ступенях $\rho_m = 20$ кН/м³.

Глубина сезонного промерзания грунта 1,25 м.

Определение размеров подошвы фундамента.

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

$$N_{Ek} = \frac{N_{Ed}}{\gamma_{Fm}} = \frac{2915}{1,4} = 2082 \text{ кН},$$

где $\gamma_{Fm} = 1,4$ – усредненный частный коэффициент для воздействий.

Требуемая площадь подошвы фундамента

$$A = \frac{N_{Ek}}{R - \rho_m \cdot h_f} = \frac{2082}{320 - 20 \cdot 1,3} = 7,08 \text{ м}^2,$$

где $h_f = 1,3$ м – глубина заложения фундамента.

Центрально нагруженные фундаменты принимаются квадратными в плане

$$a = b = \sqrt{A} = \sqrt{7,08} = 2,66 \text{ м.}$$

Принимаем квадратный в плане фундамент со сторонами $a_f = b_f = 2,7$ м. Площадь подошвы фундамента $A_f = a_f \times b_f = 2,7 \times 2,7 = 7,29 \text{ м}^2$.

Расчетное давление грунта на подошву фундамента

$$p = \frac{N_{Ek}}{A_f} = \frac{2915}{7,29} = 400 \text{ кН/м}^2 = 0,4 \text{ МПа.}$$

Определяем по формуле v_{\min} :

$$v_{\min} = 0,035k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,6^{3/2} \cdot 20^{1/2} = 0,317 \text{ МПа.}$$

Определяем вспомогательный параметр s :

$$s = \frac{\bar{\beta} v_{\min}}{p} = \frac{1 \cdot 0,317}{0,4} = 0,793.$$

Рабочая высота плитной части фундамента

$$\begin{aligned} d \geq 1,25 \cdot \frac{-h_{нк} (2 + s) + \sqrt{h_{нк}^2 (2 + s)^2 + \pi(1 + s)(a_f^2 - h_{нк}^2)}}{2\pi(1 + s)} = \\ = 1,25 \cdot \frac{-0,4(2 + 0,793) + \sqrt{0,4^2 (2 + 0,793)^2 + \pi(1 + 0,793)(2,7^2 - 0,5^2)}}{2\pi(1 + 0,793)} + \\ + 1,25 \cdot \frac{\sqrt{0,4^2 (2 + 0,793)^2 + \pi(1 + 0,793)(2,7^2 - 0,5^2)}}{2\pi(1 + 0,793)} = 0,579 \text{ м.} \end{aligned}$$

Высота плитной части фундамента

$$h_{pl} = d + c_{nom} + \varnothing = 579 + 80 + 20 = 679 \text{ мм.}$$

Принимаем общую высоту плитной части $h_{pl} = 0,75 \text{ м}$.

Проектируем плитную часть, состоящую из двух ступеней нижней высотой 0,45 м и верхней высотой по 0,3 м.

Расчет рабочей арматуры подошвы фундамента

Рабочая высота плиты фундамента

$$d_1 = 750 - 80 - 20 = 650 \text{ мм.}$$

Рабочая высота нижней ступени фундамента

$$d_2 = 450 - 80 - 20 = 350 \text{ мм.}$$

Принимаем размер верхней ступени фундамента $b_w = 1,8 \text{ м}$; вылет верхней ступени $l_1 = l_b = \frac{a_f - h_{пк}}{2} = \frac{2,7 - 0,5}{2} = 1,1 \text{ м}$; вылет нижней ступени $l_2 = 0,450 \text{ м}$.

Изгибающие моменты в расчетных сечениях

$$M_1 = \frac{p \cdot a_f \cdot l_1^2}{2} = \frac{400 \cdot 2,7 \cdot 1,1^2}{2} = 653,4 \text{ кНм;}$$

$$M_2 = \frac{p \cdot a_f \cdot l_2^2}{2} = \frac{400 \cdot 2,7 \cdot 0,45^2}{2} = 109,4 \text{ кНм.}$$

Площадь сечения арматуры

$$A_{s1} = \frac{M_1}{0,9 f_{yd} \cdot d_1} = \frac{653,4 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 435 \cdot 650} = 2568 \text{ мм}^2;$$

$$A_{s2} = \frac{M_2}{0,9 f_{yd} \cdot d_2} = \frac{109,4 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 435 \cdot 350} = 798 \text{ мм}^2.$$

Коэффициент армирования

$$\rho_{\min} = \max \begin{cases} \rho_{\min} = 26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = \frac{26 \cdot 2,2}{500} = 0,114 \% ; \\ \rho_{\min} = 0,13 \% ; \end{cases}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d_1} = \frac{2568}{1800 \cdot 650} = 0,00219 > \rho_{\min} = 0,13 \% ;$$

$$\rho_2 = \frac{A_{s2}}{b_f \cdot d_2} = \frac{806}{2700 \cdot 350} = 0,00084 < \rho_{\min} = 0,0013.$$

Принимаем сетку из стержней $\varnothing 16$ класса S500 с шагом 200 мм (рис. 5.5). Рабочая высота d_x сетки в x -направлении (нижнее направление) равна 508 мм, а рабочая высота d_y сетки в y -направлении (верхнее направление) равна 492 мм.

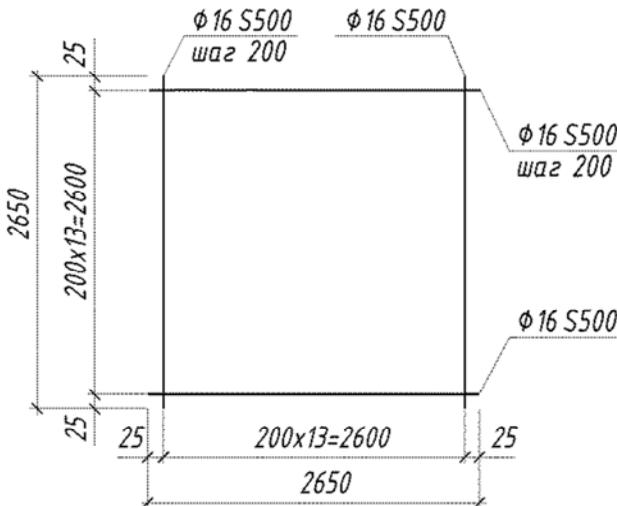


Рис. 5.5. Сетка для армирования плиты фундамента

*Проверка высоты плитной части фундамента на продавливание.
Проверка на продавливание по грани подколонника*

Сопротивление продавливанию проверяется из условия:

$$v_{Ed,k} = \frac{\bar{\beta} \cdot V_{Ed,k}}{u_k \cdot d} \leq v_{Rd,max},$$

$$V_{Ed,k} = (a_f^2 - h_{пк}^2) p = (2,7^2 - 0,5^2) 400 = 2816 \text{ кН},$$

$$\bar{\beta} = 1,$$

$$u_k = 4h_{пк} = 4 \cdot 500 = 2000 \text{ мм};$$

$$d = 500 \text{ мм},$$

$$v_{Ed,k} = \frac{1 \cdot 2816 \cdot 10^3}{2000 \cdot 650} = 2,166 \text{ Н/мм}^2;$$

$$v_{Rd,max} = 0,5v f_{cd} = 0,5 \cdot 0,552 \cdot 13,3 = 3,671 \text{ Н/мм}^2,$$

$$\text{где } v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \left(1 - \frac{20}{250} \right) = 0,552.$$

Так как $v_{Ed,k} = 2,166 \text{ Н/мм}^2 < v_{Rd,max} = 3,671 \text{ Н/мм}^2$ – сопротивление продавливанию по грани подколонника обеспечено.

Проверка по контрольному периметру «и»

Поскольку вылет верхней ступени составляет $l_1 = 1100 \text{ мм}$, то продавливание может произойти только при расположении расчетного периметра на меньшем расстоянии от подколонника.

Выполняем расчет для контрольного периметра, расположенного на расстоянии $a = 1,5d$ от грани подколонника:

$$a = 1,5d = 1,5 \cdot 650 = 975 \text{ мм}.$$

Длина критического периметра

$$u = 4h_{\text{ПК}} + 2\pi a = 4 \cdot 0,5 + 2 \cdot \pi \cdot 0,975 = 8,126 \text{ м.}$$

Критическая площадь

$$A_{\text{crt}} = \pi a^2 + 4h_{\text{ПК}}a + h_{\text{ПК}}^2 = \pi 0,975^2 + 4 \cdot 0,5 \cdot 0,975 + 0,5^2 = 5,186 \text{ м}^2.$$

Результирующее усилие

$$V_{Ed,red} = (a_f^2 - A_{\text{crt}})p = (2,7^2 - 5,186)0,4 = 0,842 \text{ МН};$$

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed,red}}{u \cdot d} = \frac{1 \cdot 0,842}{8,126 \cdot 0,65} = 0,159 \text{ МПа.}$$

Рабочая высота сечения фундамента в направлении x

$$d_x = d + 0,5\varnothing = 650 + 0,5 \cdot 16 = 658 \text{ мм.}$$

Коэффициент продольного армирования в x -направлении

$$\rho_{\ell x} = \frac{A_{sx1}}{s \cdot d_x} = \frac{201}{200 \cdot 658} = 0,00193.$$

Рабочая высота сечения фундамента в направлении y , принимаемая

$$d_y = d - 0,5\varnothing = 650 - 0,5 \cdot 16 = 642 \text{ мм.}$$

Коэффициент продольного армирования в y -направлении

$$\rho_{\ell y} = \frac{A_{sy1}}{s \cdot d_y} = \frac{201}{200 \cdot 642} = 0,00198.$$

Расчетный коэффициент армирования

$$\rho_{\ell} = \sqrt{\rho_{\ell x} \cdot \rho_{\ell y}} = \sqrt{0,00193 \cdot 0,00198} = 0,00195 \leq 0,02;$$

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

$$v_{Rd} = C_{Rd,c} \cdot k (100\rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot \frac{2d}{a} =$$

$$= 0,12 \cdot 1,555 \cdot (100 \cdot 0,00195 \cdot 20)^{\frac{1}{3}} \cdot \frac{1300}{975} = 0,392 \text{ МПа},$$

что меньше чем $v_{\min} = 0,317 \cdot \frac{1300}{975} = 0,423 \text{ МПа}$.

Поскольку условие $v_{Ed} = 0,159 \text{ МПа} < v_{Rd} = 0,423 \text{ МПа}$, выполняется несущая способность плиты фундамента по периметру, расположенному на расстоянии $1,5d$ от грани подколонника обеспечена.

Выполним проверку несущей способности плиты фундамента по периметру, расположенному на расстоянии d от грани подколонника

$$a = d = 650 \text{ мм}.$$

Длина критического периметра

$$u = 4h_{\text{пк}} + 2\pi \cdot 0,65 = 4 \cdot 0,5 + 2\pi \cdot 0,65 = 6,084 \text{ м}.$$

Критическая площадь

$$A_{\text{crt}} = \pi a^2 + 4h_{\text{пк}}a + h_{\text{пк}}^2 = \pi \cdot 0,65^2 + 4 \cdot 0,5 \cdot 0,65 + 0,5^2 = 2,877 \text{ м}^2.$$

Результирующее усилие

$$V_{Ed,red} = (a_f^2 - A_{\text{crt}}) p = (2,7^2 - 2,877) 0,4 = 1,765 \text{ МН};$$

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed,red}}{u \cdot d} = \frac{1 \cdot 1,765}{6,084 \cdot 0,65} = 0,446 \text{ МПа};$$

$$v_{Rd} = v_{\min} \cdot \frac{2d}{a} = 0,317 \cdot \frac{1300}{650} = 0,634 \text{ МПа}.$$

Поскольку условие $v_{Ed} = 0,446 \text{ МПа} < v_{Rd} = 0,634 \text{ МПа}$ выполняется, несущая способность плиты фундамента по периметру, расположенному на расстоянии d от грани подколонника, обеспечена.

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

Предельное напряжение сцепления по контакту арматуры с бетоном

$$f_{bd} = 2,25\eta_1\eta_2f_{ctd} = 2,25 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 1 = 1,575 \text{ МПа.}$$

Базовая длина анкеровки

$$l_{b,rqd} = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{25}{4} \cdot \frac{435}{1,575} = 1726 \text{ мм.}$$

Длина анкеровки

$$l_{b,min} = \max \begin{cases} 0,6l_{b,rqd} = 0,6 \cdot 1726 = 1035,6 \text{ мм,} \\ 10\varnothing = 10 \cdot 25 = 250 \text{ мм,} \\ 100 \text{ мм.} \end{cases}$$

Расчетная длина анкеровки рабочих стержней

$$l_{bd} = \alpha_1\alpha_2\alpha_3\alpha_4\alpha_5 \cdot l_{b,rqd} = 1 \cdot 1726 = 1726 \text{ мм.}$$

Принимаем расчетную длину анкеровки продольной арматуры колонны $l_{bd} = 1730 \text{ мм.}$

ЛИТЕРАТУРА

1. Основы проектирования строительных конструкций: ТКП EN 1990–2011* (02250) Еврокод / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2015. – 86 с.
2. Воздействия на конструкции. Часть 1-1. Общие воздействия. Объемный вес, собственный вес, функциональные нагрузки для зданий: ТКП EN 1991-1-1–2016 (33020). Еврокод 1 / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2016. – 38 с.
3. Воздействия на конструкции. Часть 1-3. Общие воздействия. Снеговые нагрузки: ТКП EN 1991-1-3–2009 (02250). Еврокод 1 / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2009. – 40 с. – С изменениями 1, 2.
4. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий: ТКП EN 1992-1-1–2009* (02250). Еврокод 2 / М-во архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2015. – 205 с.
5. Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций / НИИЖБ Госстроя СССР. – М. : Стройиздат, 1975. – 193 с.
6. Проектирование железобетонных конструкций : справочное пособие / А. Б. Голышев [и др.]. – 2-е изд., перераб. и доп. – Киев : Будивельник, 1990. – 544 с.
7. Железобетонные конструкции. Основы теории расчета и конструирования : учебное пособие для студентов строительных специальностей / под ред. Т. М. Пецольда и В. В. Тура. – Брест : БрГТУ, 2003. – 380 с., ил.
8. Малиновский, В. Н. Расчет и конструирование монолитного железобетонного ребристого перекрытия с балочными плитами : методические указания к выполнению первого курсового проекта по курсу «Железобетонные и каменные конструкции» специальности 70 02 01 дневной и заочной форм обучения / В. Н. Малиновский, Н. Н. Шалобыта. – Брест : БрГТУ, 2011. – 66 с.
9. Сетки арматурные сварные для железобетонных конструкций и изделий: ГОСТ 23279–2012 / Госстандарт. – Минск, 2015. – 7 с.

ПРИЛОЖЕНИЕ

Таблица П.1 (по данным таблицы 3.1 – [4])

Прочностные и деформационные характеристики бетона

	Классы прочности бетона										Аналитическая зависимость/ пояснение
	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	
f_{cks} , МПа	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	—
$f_{ctk,cube}$, МПа	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	—
f_{cm} , МПа	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	$f_{cm} = f_{ck} + 8$
f_{ctm} , МПа	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3}$
$f_{ctk,0,05}$, МПа	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	$f_{ctk,0,05} = 0,7 f_{ctm}$, Квантиль 5 %
$f_{ctk,0,95}$, МПа	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	$f_{ctk,0,95} = 1,3 f_{ctm}$, Квантиль 95 %
E_{cm} , МПа	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	$E_{cm} = 22 (f_{cm}/10)^{0,3}$, f_{cm} в МПа
ϵ_{c1} , ‰	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	
ϵ_{cu1} , ‰	3,5										3,2
ϵ_{c2} , ‰	2,0										2,2
ϵ_{cu2} , ‰	3,5										3,1
n	2,0										1,75
ϵ_{c3} , ‰	1,75										1,8
ϵ_{cu3} , ‰	3,5										3,1

Таблица П.2

Значения параметров напряженно-деформированного состояния сечения при расчете элементов прямоугольного сечения по упрощенному методу с использованием линейно-параболической диаграммы деформирования бетона

Область деформирования	Коэффициенты				Относительные деформации, ‰	
	$\xi = \frac{x}{d}$	α_c	$\eta = \frac{z}{d}$	α_m	$\varepsilon_c(+)$	$\varepsilon_c(-)$
<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>	<i>7</i>
Область 1а	0,01	0,001	0,997	0,001	0,10	10,0
	0,02	0,002	0,993	0,002	0,20	
	0,03	0,004	0,990	0,004	0,31	
	0,04	0,008	0,986	0,008	0,42	
	0,05	0,012	0,983	0,012	0,53	
	0,06	0,017	0,979	0,017	0,64	
	0,07	0,023	0,976	0,022	0,75	
	0,08	0,030	0,972	0,029	0,87	
	0,09	0,037	0,969	0,036	0,99	
	0,10	0,045	0,965	0,044	1,11	
	0,11	0,054	0,961	0,052	1,24	
	0,12	0,063	0,957	0,061	1,36	
	0,13	0,073	0,953	0,070	1,49	
	0,14	0,083	0,949	0,079	1,63	
	0,15	0,093	0,945	0,088	1,76	
	0,16	0,104	0,940	0,098	1,90	
Верхний предел для области 1а	0,167	0,111	0,938	0,104	2,00	10,0
Область 1б	0,18	0,125	0,931	0,117	2,20	10,0
	0,20	0,147	0,922	0,135	2,50	
	0,22	0,168	0,912	0,153	2,82	
	0,24	0,189	0,902	0,171	3,16	
Верхний предел для области 1б	0,259	0,211	0,892	0,187	3,50	10,0

Продолжение табл. П.2

<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>	<i>7</i>
Область 2	0,26	0,212	0,892	0,188	3,50	9,96
	0,28	0,227	0,884	0,200		9,00
	0,30	0,243	0,875	0,213		8,17
	0,32	0,259	0,867	0,225		7,44
	0,34	0,275	0,859	0,236		6,79
	0,36	0,291	0,850	0,248		6,22
	0,38	0,308	0,842	0,259		5,71
	0,40	0,324	0,834	0,270		5,25
	0,42	0,340	0,825	0,281		4,83
	0,44	0,356	0,817	0,291		4,45
	0,46	0,372	0,809	0,301		4,11
	0,48	0,388	0,800	0,311		3,79
	0,50	0,405	0,792	0,321		3,50
	0,52	0,421	0,784	0,330		3,23
	0,54	0,437	0,775	0,339		2,98
	0,56	0,453	0,767	0,348		2,75
	0,58	0,470	0,759	0,356		2,53
	0,60	0,486	0,750	0,364		2,33
ξ_{lim} при $f_{yd} = 435$ МПа	0,617	0,499	0,743	0,371	3,50	2,175
Область 3а (2 при $f_{yd} < 435$ МПа)	0,62	0,502	0,742	0,372	3,50	2,15
	0,64	0,518	0,734	0,380		1,97
	0,66	0,534	0,725	0,388		1,80
	0,68	0,550	0,717	0,395		1,65
	0,70	0,567	0,709	0,402		1,50
	0,72	0,583	0,701	0,408		1,36
	0,74	0,599	0,692	0,415		1,23
	0,76	0,615	0,684	0,421		1,11
	0,77	0,623	0,680	0,424		1,045
	0,78	0,631	0,676	0,427		0,99
	0,80	0,648	0,667	0,432		0,87
	0,82	0,664	0,659	0,437		0,77
	0,84	0,680	0,651	0,442		0,67
	0,86	0,696	0,642	0,447		0,57

1	2	3	4	5	6	7
Область 3а (2 при $f_{yd} < 435$ МПа)	0,88	0,712	0,634	0,452	3,50	0,48
	0,90	0,729	0,626	0,456		0,39
	0,92	0,745	0,617	0,460		0,30
	0,94	0,761	0,609	0,463		0,22
	0,96	0,777	0,601	0,467		0,15
	0,98	0,793	0,592	0,470		0,07
	1,00	0,810	0,584	0,473		0,00
Область 3б	1,02	0,826	0,576	0,476	3,50	-0,07
	1,04	0,842	0,568	0,478		-0,13
	1,06	0,858	0,560	0,480		-0,20
	1,08	0,874	0,550	0,481		-0,26
	1,10	0,890	0,543	0,483		-0,32
Область 4 при $\beta_h = 1,10$	1,20	0,944	0,515	0,486	3,59	-0,55
	1,40	1,004	0,488	0,490	3,03	-0,86
	1,60	1,035	0,474	0,491	2,84	-1,06
	1,80	1,053	0,467	0,492	2,70	-1,20
	2,00	1,065	0,463	0,493	2,62	-1,31
	2,20	1,072	0,460	0,493	2,55	-1,39
	2,40	1,078	0,458	0,494	2,49	-1,45
	2,60	1,082	0,456	0,494	2,44	-1,50
	2,80	1,085	0,455	0,494	2,40	-1,54
	3,00	1,087	0,454	0,494	2,37	-1,58
	3,20	1,089	0,454	0,494	2,35	-1,61
	3,40	1,090	0,453	0,494	2,32	-1,64
	3,60	1,092	0,453	0,495	2,30	-1,66
	3,80	1,093	0,453	0,495	2,28	-1,68
	4,00	1,093	0,453	0,495	2,27	-1,70
	5,00	1,096	0,452	0,495	2,21	-1,77
	6,00	1,097	0,451	0,495	2,17	-1,81
8,00	1,099	0,450	0,495	2,13	-1,86	
10,00	1,099	0,450	0,495	2,10	-1,89	
∞	1,100	0,450	0,495	2,00	-2,00	

Таблица П.3

Основные зависимости для расчета сопротивления железобетонных элементов прямоугольного сечения по упрощенному методу с использованием линейно-параболической диаграммы деформирования бетона (класс по прочности на сжатие не выше $C^{50}/60$)

Область деформирования, соответствующая эпюре деформаций и эпюре напряжений	Диапазон изменения относительной высоты сжатой зоны ξ	Относительная деформация крайнего сжатого волокна бетона $\varepsilon_{cc,0}/100$	Напряжения σ_c крайнего сжатого волокна при ε_{cc} (σ_c/σ_{c0}), МПа	Относительная деформация растянутой арматуры $\varepsilon_{s1,0}/100$	Относительная деформация сжатой арматуры $\varepsilon_{s2,0}/100$
1a	$\xi \leq \frac{1}{6}$	$10 \frac{\xi}{1-\xi}$	$f_{cd} \varepsilon_c \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{4}\right)$	10	$10 \frac{\xi - c_1/d}{1-\xi}$
1б	$\frac{1}{6} < \xi \leq \frac{7}{27}$	$10 \frac{\xi}{1-\xi}$	f_{cd}	10	$10 \frac{\xi - c_1/d}{1-\xi}$
2	$\frac{7}{27} < \xi \leq \frac{7}{2\varepsilon_{sy} + 7}$	3,5	f_{cd}	$3,5 \frac{1-\xi}{\xi}$	$3,5 \frac{\xi - c_1/d}{\xi}$
3	$\frac{7}{2\varepsilon_{sy} + 7} < \xi \leq \beta_h$	3,5	f_{cd}	$3,5 \frac{1-\xi}{\xi}$	$3,5 \frac{\xi - c_1/d}{\xi}$
4	$\xi > \beta_h$	$\frac{14\xi}{7\xi - 3\beta_h}$	f_{cd}	$\frac{14(\xi - 1)}{7\xi - 3\beta_h}$	$\frac{14(\xi - c_1/d)}{7\xi - 3\beta_h}$

Окончание табл. П.3

Область деформирования, соответствующая эпюре деформаций и эпюре напряжений	Параметры усилия в бетоне сжатой зоны			Относительный момент $\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2}$
	Коэффициент полноты эпюры напряжений ω_c	Относительное усилие $\alpha_c = \omega_c \cdot \xi = \frac{F_{cc}}{f_{cd} b d}$	Относительное плечо усилия $\eta = \frac{z}{d}$	
1а	$\frac{5\xi \left(1 - \frac{8}{3}\xi\right)}{(1-\xi)^2}$	$\frac{5\xi^2 \left(1 - \frac{8}{3}\xi\right)}{(1-\xi)^2}$	$\frac{3\xi^2 - 12\xi + 4}{4 \left(1 - \frac{8}{3}\xi\right)}$	$\frac{1,25\xi^2 (3\xi^2 - 12\xi + 4)}{(1-\xi)^2}$
1б	$\frac{16\xi - 1}{15\xi}$	$\frac{16\xi - 1}{15\xi}$	$\frac{8,55\xi^2 - 1,1\xi + 0,05}{16\xi - 1}$	$1,14\xi - 0,57\xi^2 - 0,07$
2	$\frac{17}{21}$	$\frac{17}{21}\xi$	$1 - \frac{99}{238}\xi$	$\frac{17}{21}\xi - \frac{33}{98}\xi^2$
3	$\frac{17}{21}$	$\frac{17}{21}\xi$	$1 - \frac{99}{238}\xi$	$\frac{17}{21}\xi - \frac{33}{98}\xi^2$
4	$1 - p_4 \frac{4}{21}$, где $p_4 = \left(\frac{4\beta_h}{7\xi - 3\beta_h}\right)^2$	$\beta_h \left(1 - p_4 \frac{17}{21}\right)$	$1 - \frac{\beta_h}{2} \cdot \frac{1 - p_4 \frac{16}{49}}{1 - p_4 \frac{4}{21}}$	$\beta_h \left(1 - \frac{\beta_h}{2} - p_4 \left(\frac{4}{21} - \frac{8}{49}\beta_h\right)\right)$

Сортамент арматурных стержней по СТБ 1704–2012

Номинальный диаметр, мм	Площадь поперечного сечения при числе стержней, мм ²									Масса 1 м, кг	Выпускаемые диаметры для стальной классов			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		S240	S500 с профилем по рисункам		
											1	4	2	3
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	+	+	+	+
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	+	+	+	
20	314	628	941	1256	1571	1885	2199	2514	2828	2,466	+	+	+	
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	+	+	+	
40	1256	2513	3770	5026	6283	7540	8796	10053	11309	9,864	+	+	+	

Таблица П.5

Коэффициенты ξ , η , α_m для расчета изгибаемых элементов
прямоугольного профиля с укороченной
прямоугольной эпюрой напряжений в бетоне

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

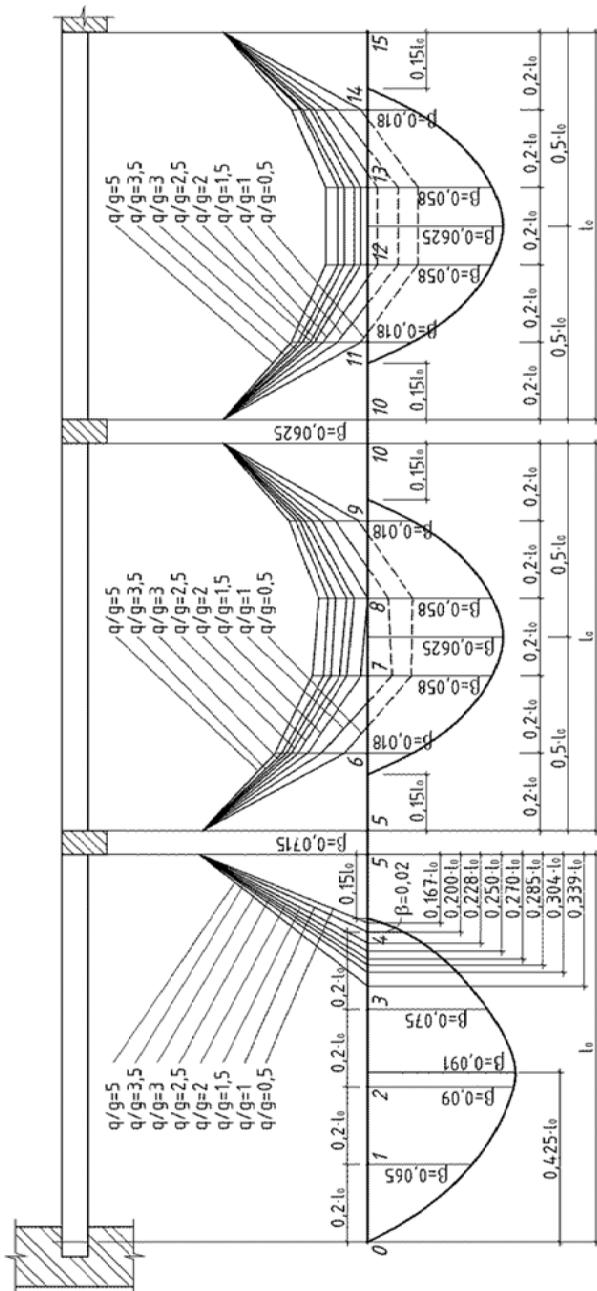


Рис. П.1.1. Эпюры расчетных моментов для равнопролетных неразрезных балок

Таблица П.6

Значения коэффициента β 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				

Примеры конструкции пола

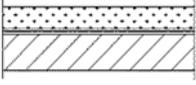
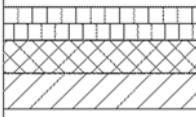
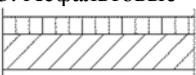
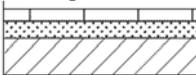
Наименование и конструкция пола	Описание	Наименование и конструкция пола	Описание
1. Цементные 	1. Цементный раствор, состав 1 : 2, 1 : 3 $\delta = 20-30$ мм 2. Гидроизоляция	6. Асфальтовые 	1. Литой асфальт (2 слоя по 15–25 мм) 2. Теплоизоляция
2. Цементные 	1. Цементный раствор, состав 1 : 2, 1 : 3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

Таблица П.8

Объемная масса строительных материалов

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

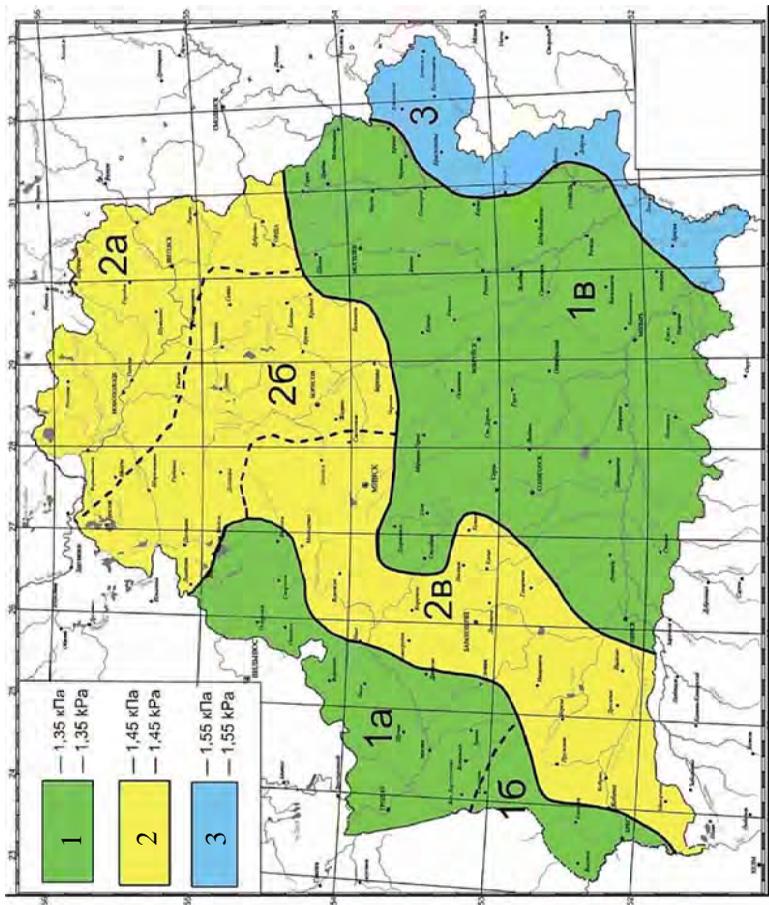


Рис. П.2. Районирование территории Республики Беларусь по весу снегового покрова

Таблица П.9 (НП.1.1. (ВУ) – [3])

Характеристические значения снеговой нагрузки на грунт в зависимости от высоты местности над уровнем моря А, м

Номер снегового района	Подрайон	Снеговая нагрузка s_k , для местности с высотой над уровнем моря А, м
1	1а	$s_k = 1,35^*$
	1б	$s_k = 1,35 + \frac{2,20(A - 155)}{100}$
	1в	$s_k = 1,35 + \frac{0,38(A - 140)}{100}$
2	2а	$s_k = 1,45 + \frac{0,60(A - 125)}{100}$
	2б	$s_k = 1,45 + \frac{0,60(A - 150)}{100}$
	2в	$s_k = 1,45 + \frac{0,60(A - 210)}{100}, s_k \geq 1,00$
3	3	$s_k = 1,55^*$

* Характеристическое значение снеговой нагрузки в данном подрайоне (районе) принимается постоянным.

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	3
1. КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ ПЕРЕКРЫТИЯ	5
2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ.....	13
2.1. Определение нагрузок.....	16
2.2. Определение расчетных усилий.....	19
2.3. Определение высоты сечения плиты.....	23
2.4. Подбор сечения арматуры	28
2.5. Конструирование плиты	34
3. РАСЧЕТ ВТОРОСТЕПЕННОЙ БАЛКИ.....	48
3.1. Определение нагрузок.....	48
3.2. Определение расчетных усилий.....	51
3.3. Определение размеров сечения второй степени балки.....	53
3.4. Подбор сечения арматуры	56
3.5. Назначение количества и диаметров продольной рабочей арматуры.....	66
3.6. Расчет наклонных сечений	69
3.7. Построение эпюры материалов.....	76
3.8. Определение длины анкеровки обрываемых стержней.....	81
4. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ МОНОЛИТНОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ КОЛОННЫ	88
4.1. Конструктивные особенности сжатых элементов.....	88
4.2. Определение действующих нагрузок и усилий.....	89
4.3. Нагрузки на колонну.....	91
4.4. Расчет эффектов второго порядка.....	93
4.5. Определение длины анкеровки рабочих стержней	96
Конструирование поперечной арматуры колонны.....	113
Определение длины анкеровки рабочих стержней	113
5. РАСЧЕТ ЦЕНТРАЛЬНО НАГРУЖЕННОГО МОНОЛИТНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ФУНДАМЕНТА	115
5.1. Конструктивные особенности столбчатых фундаментов.....	115
5.2. Определение размеров подошвы фундамента	118
5.3. Определение высоты плитной части монолитного фундамента... ..	119
5.4. Подбор рабочей арматуры подошвы фундамента.....	120
5.5. Проверка прочности фундамента на продавливание	122
ЛИТЕРАТУРА.....	135
ПРИЛОЖЕНИЕ.....	136

Учебное издание

ПЕЦОЛЬД Тимофей Максимович
РАК Николай Александрович
ДАНИЛЕНКО Ирина Васильевна
СМЕХ Владимир Иванович

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОНОЛИТНЫХ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ
МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ**

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

Редактор *А. Е. Дарвина*
Компьютерная верстка *Н. А. Школьниковой*

Подписано в печать 28.02.2017. Формат 60×84 ¹/₁₆. Бумага офсетная. Ризография.
Усл. печ. л. 8,77. Уч.-изд. л. 6,90. Тираж 200. Заказ 827.

Издатель и полиграфическое исполнение: Белорусский национальный технический университет.
Свидетельство о государственной регистрации издателя, изготовителя, распространителя
печатных изданий № 1/173 от 12.02.2014. Пр. Независимости, 65. 220013, г. Минск.