

МЕЖГОСУДАРСТВЕННОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ  
ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ  
«БЕЛОРУССКО-РОССИЙСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Кафедра «Промышленное и гражданское строительство»

# СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

*Методические рекомендации к курсовому проектированию  
для студентов специальности 1-70 03 01 «Автомобильные дороги»  
очной и заочной форм обучения*



Могилев 2022

УДК 624.04  
ББК 38.5  
С86

Рекомендовано к изданию  
учебно-методическим отделом  
Белорусско-Российского университета

Одобрено кафедрой «Промышленное и гражданское строительство»  
«22» сентября 2022 г., протокол № 3

Составители: ст. преподаватель Е. С. Хмельницкий;  
ст. преподаватель С. В. Алехнович

Рецензент Н. В. Курочкин

В методических рекомендациях изложены сведения о расчете и конструировании ребристого перекрытия зданий и сооружений в монолитном железобетоне, последовательность расчета и конструирования отдельных конструктивных элементов перекрытия.

Учебно-методическое издание

## СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Ответственный за выпуск	С. В. Данилов
Корректор	И. В. Голубцова
Компьютерная верстка	Н. П. Полевничая

Подписано в печать . Формат 60×84/16. Бумага офсетная. Гарнитура Таймс.  
Печать трафаретная. Усл. печ. л. . Уч.-изд. л. . Тираж 81 экз. Заказ №

Издатель и полиграфическое исполнение:  
Межгосударственное образовательное учреждение высшего образования  
«Белорусско-Российский университет».  
Свидетельство о государственной регистрации издателя,  
изготовителя, распространителя печатных изданий  
№ 1/156 от 07.03.2019.  
Пр-т Мира, 43, 212022, г. Могилев.

© Белорусско-Российский  
университет, 2022

## Содержание

Введение.....	4
1 Расчет и конструирование ребристого междуэтажного перекрытия в монолитном железобетоне.....	5
1.1 Выбор рационального расположения главных и второстепенных балок.....	5
1.2 Определение предварительных размеров поперечных сечений элементов для выбранного оптимального варианта.....	10
2 Расчет и конструирование монолитной балочной плиты .....	12
2.1 Исходные данные.....	12
2.2 Определение расчетных пролетов.....	13
2.3 Определение внутренних усилий в плите.....	14
2.4 Расчет прочности нормальных сечений плиты.....	15
3 Расчет и конструирование второстепенной балки.....	18
3.1 Определение расчетных пролетов.....	19
3.2 Расчет нагрузок на второстепенную балку.....	19
3.3 Усилия, возникающие в балке от действия внешней нагрузки.....	20
3.4 Расчет прочности сечений, нормальных к продольной оси балки.....	21
3.5 Расчет прочности сечений, наклонных к продольной оси балки .....	25
3.6 Построение эпюры материалов.....	27
4 Расчет и конструирование колонны.....	29
4.1 Нагрузки, действующие на колонну.....	29
4.2 Расчетная схема и определение расчетной длины колонны.....	30
4.3 Определение площади продольной арматуры.....	31
Список литературы.....	33
Приложение А.....	34

## Введение

Данные методические рекомендации предназначены для студентов специальности 1-70 03 01 «Автомобильные дороги» и включают примеры расчетов и конструирования ребристого перекрытия зданий и сооружений дорожно-транспортных объектов в монолитном железобетоне. В монолитном железобетоне выполняются компоновка конструктивной схемы ребристого перекрытия, расчет и конструирование плиты, второстепенной балки и средней колонны. Задание на курсовой проект студенту выдается преподавателем в соответствии с шифром (номером зачетной книжки).

В методических рекомендациях изложена последовательность расчета и конструирования отдельных конструктивных элементов ребристого перекрытия. Указания сопровождаются примерами расчета основных конструктивных элементов железобетонного перекрытия.

Методические рекомендации выполнены с учетом требований СН 2.01.01 [1] и СП 5.03.01 [2].

# 1 Расчёт и конструирование междуэтажного ребристого перекрытия в монолитном железобетоне

Пример расчетов приведен для следующих расчетных данных: размеры здания в плане (в метрах)  $A \times B = 27 \times 72$ ; тип здания – промышленное; количество этажей  $n = 5$ ; высота этажей  $H_{эт} = 3,4$  м; толщина каменных стен – 51 см; район строительства – г. Брест; плита: бетон С16/20, арматура S500; второстепенная балка: бетон С20/25, арматура S500; нормативная временная нагрузка на перекрытие  $q_k = 4,6$  кН/м<sup>2</sup>.

## 1.1 Выбор рационального расположения главных и второстепенных балок

Выбор рационального варианта производят на основании сравнения технико-экономических показателей перекрытия в зависимости от назначения здания, конструктивных размеров, архитектурного оформления потолка, размеров помещений, эксплуатационных требований и т. п. При прочих равных условиях предпочтение отдают варианту с более высокими технико-экономическими показателями.

Для выбора более рационального варианта расположения главных и второстепенных балок составляется две схемы плана здания, в которых варьируются направления и величины пролетов главных и второстепенных балок. При этом пролет главных балок  $l_{ГБ}$  рекомендуется принимать 6...9 м; второстепенных –  $l_{ВБ} = 5...7$  м; плиты –  $l_s = 1,7...2,7$  м. В перекрытиях с балочными плитами расположение главных и второстепенных балок выбирают так, чтобы соблюдалось условие  $l_{ВБ} / l_s \geq 2$ . Ориентировочно высоту главных балок можно принимать в пределах  $h_{ГБ} = (1/8...1/15) \cdot l_{ГБ}$ ; второстепенных –  $h_{ВБ} = (1/12...1/20) \cdot l_{ВБ}$ . Ширину балок принимают  $b = (0,3...0,5) \cdot h$ . При  $h \leq 60$  см высоту балок принимают кратной 5 см; при  $h > 60$  см – кратной 10 см.

Крайние пролеты плит и второстепенных балок могут быть несколько меньше средних, но не более чем на 20 % .

Об экономичности варианта разбивки сетки колонн и балок можно судить по значению приведенной толщины бетона, которая представляет собой объем бетона плиты, балок и колонн, отнесенный к 1 м<sup>2</sup> перекрытия. К дальнейшей разработке принимается вариант расположения второстепенных и главных балок, для которого приведенная толщина бетона будет наименьшей.

Составляем два варианта расположения главных и второстепенных балок (рисунки 1.1 и 1.2).

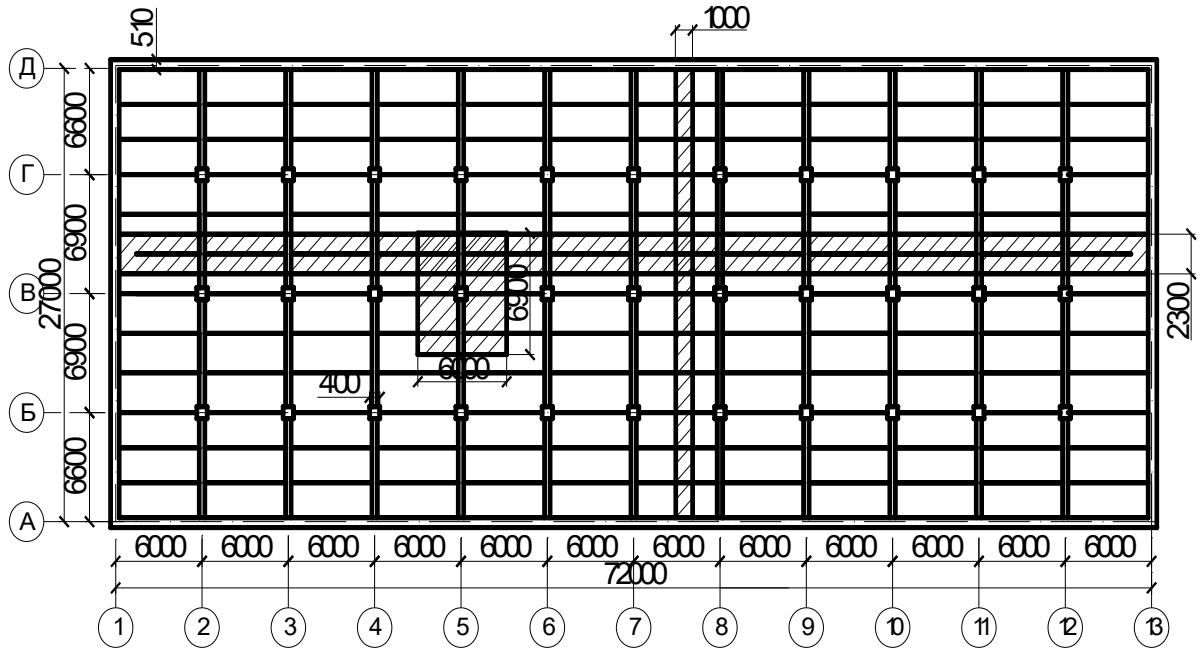


Рисунок 1.1 – Схема монолитного междуэтажного перекрытия (вариант 1)

### Вариант 1

$$l_{ГБ} = 6900 \text{ мм}; \quad l_{ГБ}^{kp} = 6600 \text{ мм}; \quad l_{ББ} = 6000 \text{ мм}; \quad l_s = 2300 \text{ мм};$$

$$n_{ГБ} = 4; \quad n_{ББ} = 12; \quad n_s = 12;$$

$$\gamma_n = 1,0; \quad H_{fl} = 3,4 \text{ м}; \quad n_{fl} = 3;$$

$$\gamma_n = 1,5; \quad g_k = 0; \quad q_k = 4,6 \text{ кН/м}^2.$$

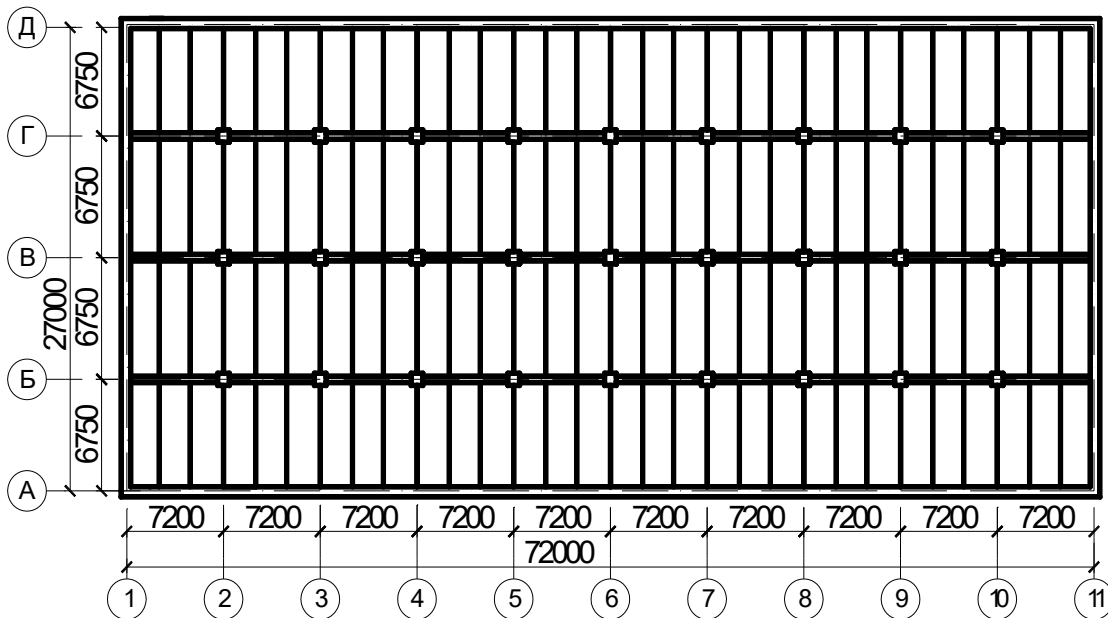


Рисунок 1.2 – Схема монолитного междуэтажного перекрытия (вариант 2)

### Вариант 2

$$l_{ГБ} = 7200 \text{ мм}; \quad l_{ББ} = 6750 \text{ мм}; \quad l_s = 2400 \text{ мм}; \quad \gamma_n = 1,5;$$

$$n_{ГБ} = 10; \quad n_{ББ} = 4; \quad n_s = 30; \quad g_k = 0;$$

$$\gamma_n = 1; \quad n_{fl} = 3; \quad H_{fl} = 3,4; \quad q_k = 4,6 \text{ кН/м}^2.$$

**Вариант 1**

Полная расчетная нагрузка на плиту

$$g_s + q_s = \gamma_n \cdot (1,1 \cdot (g_k + l_s) + \gamma_F \cdot q_k), \quad (1.1)$$

где  $\gamma_n$  – коэффициент надежности по назначению конструкции;  
 $g_k$  – постоянная нормативная нагрузка на перекрытие;  
 $\gamma_F$  – частный коэффициент безопасности по нагрузке;  
 $q_k$  – нормативная переменная нагрузка на межэтажное перекрытие;  
 $l_s$  – пролет плиты;

$$g_s + q_s = 1 \cdot (1,1 \cdot (0 + 2,3) + 1,5 \cdot 4,6) = 9,43 \text{ кН/м.}$$

Полная расчетная нагрузка на второстепенную балку

$$g_{BB} + q_{BB} = (g_s + q_s) \cdot l_s + 0,04 \cdot \gamma_n \cdot l_s \cdot l_{BB}^2, \quad (1.2)$$

где  $l_{BB}$  – пролет второстепенной балки.

$$g_{BB} + q_{BB} = 9,43 \cdot 2,3 + 0,04 \cdot 1 \cdot 6,0^2 = 23,13 \text{ кН/м}^2.$$

Полная расчетная нагрузка на главную балку

$$g_{GB} + q_{GB} = (g_{BB} + q_{BB}) \cdot l_{GB} + 0,07 \cdot \gamma_n \cdot l_s \cdot l_{GB}^2, \quad (1.3)$$

где  $l_{GB}$  – пролет главной балки.

$$(g_{GB} + q_{GB}) = 23,13 \cdot 6,0 + 0,07 \cdot 1 \cdot 2,3 \cdot 6,9^2 = 146,44 \text{ кН/м}^2.$$

Приведенная толщина плиты

$$h_{s,red} = 8,2 \cdot l_s \cdot \sqrt{g_s + q_s}; \quad (1.4)$$

$$h_{s,red} = 8,2 \cdot 2,3 \cdot \sqrt{9,43} = 57,92 \text{ мм.}$$

Приведенная толщина бетона второстепенных балок

$$h_{BB,red} = 0,54 \cdot \frac{l_{BB}}{l_s} \cdot \sqrt[3]{(g_{BB} + q_{BB})^2 \cdot l_{BB}} \cdot \frac{n_s - 1}{n_s}, \quad (1.5)$$

где  $n_s$  – количество пролетов плиты;

$$h_{BB,red} = 0,54 \cdot \frac{6,0}{2,3} \sqrt[3]{23,13^2 \cdot 6,0} \cdot \frac{12-1}{12} = 19,05 \text{ мм.}$$

Приведенная толщина бетона главных балок

$$h_{ГБ,red} = \frac{1,25}{l_{BB}} \cdot \sqrt[3]{(g_{ГБ} + q_{ГБ})^2 \cdot l_{ГБ}} \cdot \frac{n_{BB} - 1}{n_{BB}}, \quad (1.6)$$

где  $n_{BB}$  – количество пролетов второстепенной балки;

$$h_{ГБ,red} = \frac{1,25}{6} \cdot \sqrt[3]{146,44^2 \cdot 6,9} \cdot \frac{12-1}{12} = 10,1 \text{ мм.}$$

Приведенная толщина бетона колонн

$$h_{c,red} = \frac{n_{fl} \cdot H_{fl} \cdot (g_{ГБ} + q_{ГБ})}{11,5 \cdot l_s \cdot l_{BB}} \cdot \frac{(n_{ГБ} - 1) \cdot (n_{BB} - 1)}{n_{ГБ} \cdot n_{BB}}, \quad (1.7)$$

где  $n_{ГБ}$  – количество пролетов главной балки;

$n_{fl}$  – число этажей;

$H_{fl}$  – высота этажа.

$$h_{c,red} = (3 \cdot 3,4 \cdot 146,44) / (11,5 \cdot 2,3 \cdot 6,0) \cdot (4 - 1) \cdot (12 - 1) / (4 \cdot 12) = 10,8 \text{ мм.}$$

Полная приведенная толщина бетона перекрытия

$$h_{red} = h_{s,red} + h_{ГБ,red} + h_{BB,red} + h_{c,red}; \quad (1.8)$$

$$h_{red} = h_{s,red} + h_{ГБ,red} + h_{BB,red} + h_{c,red} = 57,92 + 10,1 + 19,05 + 10,8 = 97,86 \text{ мм.}$$

Рассмотрим второй вариант расположения главных и второстепенных балок. Учитывая схему расположения балок во втором варианте, посчитаем нагрузки на плиту и определим полную приведенную толщину бетона перекрытия.

## Вариант 2

Полная расчетная нагрузка на плиту

$$(g_s + q_s) = 1 \cdot (1,1(0 + 2,4) + 1,5 \cdot 4,6) = 9,54 \text{ кН/м}^2.$$



Полная расчетная нагрузка на второстепенную балку

$$(g_{BB} + q_{BB}) = 9,54 \cdot 2,4 + 0,04 \cdot 1 \cdot 6,75^2 = 24,97 \text{ кН/м}^2.$$

Полная расчетная нагрузка на главную балку

$$(g_{GB} + q_{GB}) = 24,97 \cdot 6,9 + 0,07 \cdot 1 \cdot 2,4 \cdot 7,2^2 = 187,44 \text{ кН/м}^2.$$

Приведенная толщина бетона плиты

$$h_{s,red} = 8,2 \cdot 2,4 \cdot \sqrt{9,54} = 60,79 \text{ мм.}$$

Приведенная толщина бетона второстепенных балок

$$h_{BB,red} = 0,54 \cdot (6,9/2,4) \cdot \sqrt[3]{(24,97^2 \cdot 6,9) \cdot (30 - 1)/30} = 25,83 \text{ мм.}$$

Приведенная толщина бетона главных балок

$$h_{GB,red} = (1,25/6,9) \cdot \sqrt[3]{(187,44^2 \cdot 7,2) \cdot (4 - 1)/4} = 8,06 \text{ мм.}$$

Приведенная толщина бетона колонн

$$h_{c,red} = (3 \cdot 3,4 \cdot 187,44) \cdot (10 - 1) \cdot (4 - 1) / (11,5 \cdot 2,4 \cdot 6,9 \cdot 10 \cdot 4) = 10,82 \text{ мм.}$$

Полная приведенная толщина бетона перекрытия

$$h_{red} = h_{s,red} + h_{GB,red} + h_{BB,red} + h_{c,red} = 60,79 + 25,83 + 8,06 + 10,82 = 105,5 \text{ мм.}$$

К разработке принимаем первый вариант как более экономичный, т. к.

$$h_{1,red} = 97,86 \text{ мм}; \quad h_{2,red} = 105,5 \text{ мм};$$

$$h_{1,red} < h_{2,red};$$

$$97,86 \text{ мм} < 105,5 \text{ мм.}$$

## ***1.2 Определение предварительных размеров поперечных сечений элементов для выбранного оптимального варианта перекрытия***

Толщина плиты  $h_s$  принимается согласно таблице 1.1. Для монолитных перекрытий производственных зданий  $h_s$  должно назначаться не менее 70 мм:  
 $h_s = 70 \text{ мм.}$

Высоту второстепенной балки  $h_{BB}$  принимаем

$$h_{BB} = 80 \cdot \sqrt[3]{(g_{BB} + q_{BB}) \cdot l_{BB}^2 / (\alpha \cdot f_{cd})}, \quad (1.9)$$

где  $f_{cd}$  – расчетное сопротивление бетона сжатию.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}, \quad (1.10)$$

где  $f_{ck}$  – нормативное сопротивление бетона сжатию;

$\gamma_c$  – коэффициент безопасности для бетона.

Таблица 1.1 – Рекомендуемые минимальные толщины балочных плит междуэтажных перекрытий, мм

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

Для бетона С20/25  $f_{cd} = \frac{20}{1,5} = 13,33$  МПа.

$$h_{BB} = 80 \cdot \sqrt[3]{(23,129) \cdot 6,0^2 / (1 \cdot 13,33)} = 317,42 \text{ мм.}$$

По конструктивным требованиям

$$h_{BB} = (1/12 \dots 1/20) \cdot l_{BB} = (1/12 \dots 1/20) \cdot 6000 = 500 \dots 300 \text{ мм.}$$

Окончательно принимаем  $h_{BB} = 350$  мм.

Ширина второстепенной балки  $b_{BB}$

$$b_{BB} = (0,3...0,5) \cdot h_{BB} = (0,3...0,5) \cdot 350 = 105...175 \text{ мм}.$$

Принимаем  $b_{BB} = 150 \text{ мм}$ .

Высоту главной балки  $h_{ГБ}$  принимаем

$$h_{ГБ} = 125 \cdot \sqrt[3]{(g_{ГБ} + q_{ГБ}) \cdot l_{ГБ} / (\alpha \cdot f_{cd})}; \quad (1.11)$$

$$h_{ГБ} = 125 \cdot \sqrt[3]{(146,44) \cdot 6,9 / (1 \cdot 13,33)} = 529 \text{ мм}.$$

По конструктивным требованиям

$$h_{ГБ} = (1/8...1/15) \cdot l_{ГБ} = (1/8...1/15) \cdot 6900 = 862,5...460 \text{ мм}.$$

Окончательно принимаем  $h_{ГБ} = 550 \text{ мм}$ .

Ширину главной балки  $b_{ГБ}$  определяем как

$$b_{ГБ} = (0,3...0,5) \cdot h_{ГБ} = (0,3...0,5) \cdot 500 = 165...275 \text{ мм}.$$

Окончательно принимаем  $b_{ГБ} = 250 \text{ мм}$ .

Размеры поперечного сечения квадратной колонны  $h_c$  и  $b_c$  определяем следующим образом

$$h_c = b_c = 160 \cdot \sqrt[3]{\frac{n_{fl} \cdot (g_{ГБ} + q_{ГБ}) \cdot l_{ГБ}}{l_s \cdot [30 \cdot (\alpha \cdot f_{cd} + 4) - \gamma_n \cdot n_{fl} \cdot H_{fl}]}}; \quad (1.12)$$

$$h_c = b_c = 160 \cdot \sqrt[3]{\frac{3 \cdot (146,44) \cdot 6,9}{2,3 \cdot [30 \cdot (1 \cdot 13,33 + 4) - 1 \cdot 5 \cdot 3,4]}} = 334,4 \text{ мм}.$$

Окончательно принимаем  $h_c = b_c = 400 \text{ мм}$ .

## 2 Расчёт и конструирование монолитной балочной плиты

### 2.1 Исходные данные

Нагрузка, действующая на перекрытие, состоит из постоянной и временной. Постоянная нормативная нагрузка  $g_k$  состоит из веса пола и веса железобетонной плиты с затиркой цементным раствором снизу (толщиной 0,5 см). Значение временной нормативной нагрузки  $q^H$  принимают по заданию. Расчётные постоянную  $g$  и переменную  $q$  нагрузки вычисляют путём умножения нормативных на

соответствующие частные коэффициенты по нагрузке, определяемые по СН 2.01.02–2019 [3]:

– от веса железобетонных конструкции 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  $\gamma_f = 1,5$ .

$$g = \sum g_n \cdot \gamma_{fi}; \quad (2.1)$$

$$q = q_n \cdot \gamma_f. \quad (2.2)$$

Полная расчётная нагрузка на 1 м<sup>2</sup> перекрытия составит

$$F_d = G_d + Q_d. \quad (2.3)$$

Подсчёт нагрузок производим в табличной форме (таблица 2.1).

Таблица 2.1 – Нагрузки, действующие на 1 м<sup>2</sup> плиты

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка, кПа	Частный коэффициент по нагрузке	Расчетная нагрузка, кПа
Плиточный пол $T = 10 \text{ мм}, \rho = 20 \text{ кН/м}^3$	0,20	1,35	0,27
Цементно-песчаная стяжка $T = 15 \text{ мм}, \rho = 22 \text{ кН/м}^3$	0,33	1,35	0,45
Собственный вес плиты $h'_s = 70 \text{ мм}, \rho = 25 \text{ кН/м}^3$	1,75	1,35	2,363
Итого:			
постоянная $G_k$	2,28	1,35	$G_d = 3,083$
переменная $Q_k$	4,6	1,5	$Q_d = 6,9$
полная	$F_k = 6,88$		$F_d = 9,983$

## 2.2 Определение расчетных пролетов

Статистический расчет плиты выполняем, рассматривая ее как многопролетную неразрезную балку шириной  $b = 1000 \text{ мм}$ .

Привязку кирпичных стен принимаем  $a = 200 \text{ мм}$ .

Крайний расчетный пролет (рисунок 2.1)

$$l_{0,кр} = l_s - a - \frac{b_{BB}}{2} + \frac{l_{s,sup}}{2}; \quad (2.4)$$

$$l_{0,кр} = 2000 - 200 - \frac{150}{2} + \frac{120}{2} = 1785 \text{ мм}.$$

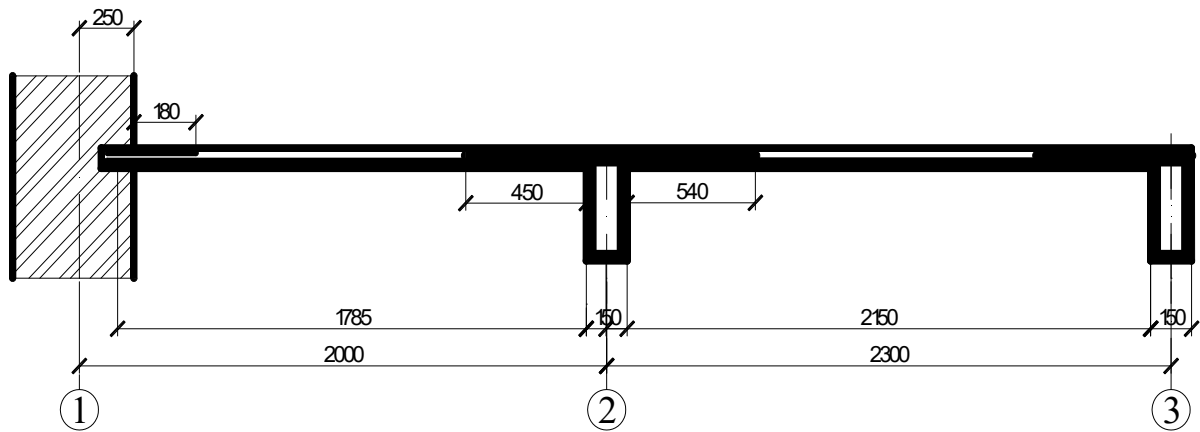


Рисунок 2.1 – К определению расчетных пролетов монолитной плиты

Средний расчетный пролет

$$l_{0,cp} = l_s - b_{BB}; \quad (2.5)$$

$$l_{0,cp} = 2300 - 150 = 2150 \text{ мм}.$$

Размер поля плиты в длинном направлении:  
– между осями 1–2 (см. рисунок 2.1)

$$l_{s,кр} = l_{BB} - a - \frac{b_{ГБ}}{2} + \frac{l_{s,sup}}{2}; \quad (2.6)$$

$$l_{s,кр} = 6000 - 200 - \frac{250}{2} + \frac{120}{2} = 5735 \text{ мм};$$

– между осями 2–3 (см. рисунок 2.1)

$$l_{s,ср} = l_{BB} - b_{ГБ}; \quad (2.7)$$

$$l_{s,ср} = 6000 - 250 = 5750 \text{ мм}.$$

Так как  $\frac{l_{s,кр}}{l_{0,кр}}$  и  $\frac{l_{s,ср}}{l_{0,ср}} \approx 3,2 > 2$ , следовательно, плита рассчитывается как ба-

лочная.

### 2.3 Определение внутренних усилий в плите

Плита рассматривается как неразрезная многопролетная балка, нагруженная равномерно распределенной нагрузкой ( $g + q$ ). Моменты в таких конструкциях определяют с учетом перераспределения усилий вследствие развития пластических деформаций по готовым формулам.

Расчетная схема плиты и эпюры внутренних усилий представлены на рисунке 2.2.

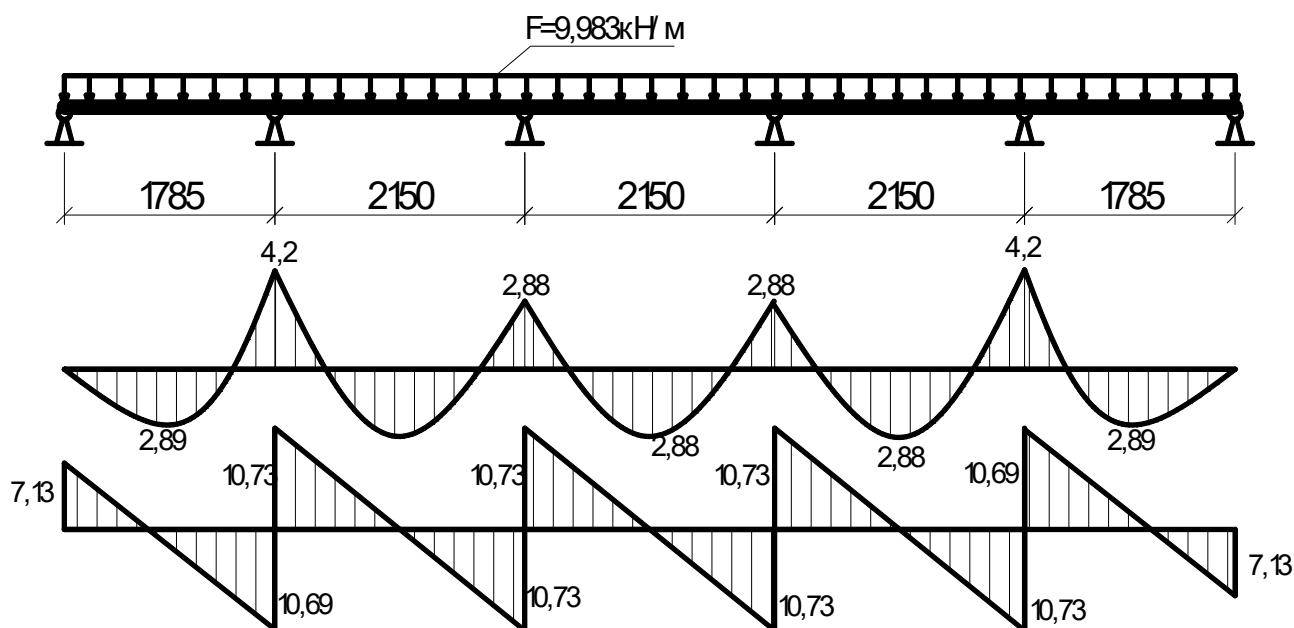


Рисунок 2.2 – Расчетная схема монолитной плиты с эпюрами усилий

При ширине полосы  $b_s = 100$  см нагрузка, приходящаяся на  $1 \text{ м}^2$  плиты, равна по величине нагрузке на  $1 \text{ п. м}$  полосы. Таким образом, расчетная нагрузка на плиту: постоянная нагрузка  $g = 3,083 \text{ кН/м}$ , переменная –  $q = 6,9 \text{ кН/м}$ .

В крайних пролетах (и только при непрерывном армировании) изгибающий момент

$$M_1 = \frac{(g + q) \cdot l_{0, \text{кр}}^2}{11} = \frac{(3,083 + 6,9) \cdot 1,785^2}{11} = 2,89 \text{ кН/м.}$$

В крайних опорах изгибающий момент

$$M_2 = \frac{(g + q) \cdot l_{0, \text{ср}}^2}{11} = \frac{(3,083 + 6,9) \cdot 2,15^2}{11} = 4,2 \text{ кН/м.}$$

В средних пролетах и на средних опорах момент

$$M_3 = \frac{(g + q) \cdot l_{0, \text{ср}}^2}{16} = \frac{(3,083 + 6,9) \cdot 2,15^2}{16} = 2,884 \text{ кН/м.}$$

Поперечные силы (см. рисунок 2.2)

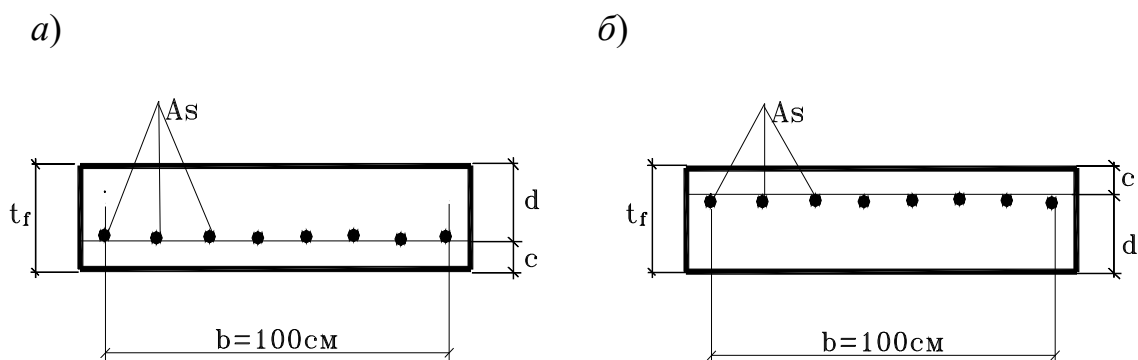
$$V_B^l = V_{\max} = 0,6 \cdot (g + q) \cdot l_{0,кр} = 0,6 \cdot (3,083 + 6,9) \cdot 1,785 = 10,69 \text{ кН};$$

$$V_A = 0,4 \cdot (g + q) \cdot l_{0,кр} = 0,4 \cdot (3,083 + 6,9) \cdot 1,785 = 7,13 \text{ кН};$$

$$V_B^{np} = V_C^l = V_C^{np} = \dots = 0,5 \cdot (g + q) \cdot l_{0,ср} = 0,5 \cdot (3,083 + 6,9) \cdot 2,15 = 10,73 \text{ кН}.$$

#### 2.4 Расчет прочности нормальных сечений плиты

Площадь поперечного сечения растянутой арматуры подбирают как для изгибаемых элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой шириной  $b = 1000$  мм и рабочей высотой сечения  $d = h_f' - c$  (рисунок 2.3).



*a* – в пролете; *б* – на опоре

Рисунок 2.3 – Расчетные поперечные сечения плиты

Для бетона класса С16/20 принимаем нормативные и расчетные характеристики:

- нормативное сопротивление бетона осевому сжатию  $f_{ck} = 16$  МПа;
- частный коэффициент безопасности по бетону  $\gamma_c = 1,5$ ;
- расчетное сопротивление бетона сжатию  $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 16 / 1,5 = 10,67$  МПа;
- коэффициент  $\alpha = 1,0$ ;
- относительная деформация  $\epsilon_{cu} = 3,5$  ‰;
- $\omega_c = 0,810$ ;
- $k_2 = 0,416$ ;
- $c_0 = \omega_c / k_2 = 0,81 / 0,416 = 1,947$ .

Для арматуры класса S500 принимаем по СП 5.03.01 [2] нормативные и расчетные характеристики:

- нормативное сопротивление арматуры  $f_{yk} = 500$  МПа;
- расчетное сопротивление арматуры  $f_{yd} = 435$  МПа;
- модуль упругости арматуры  $E_s = 2 \cdot 10^5$  МПа.

Для сечения рассчитываем:

– относительная высота сжатой зоны бетона

$$\xi_{lim} = \varepsilon_{cu2} / (\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu2}) = 3,5 / (2,08 + 3,5) = 0,627;$$

$$\alpha_{m,lim} = \omega_c \cdot \xi_{lim} \cdot (1 - k_2 \cdot \xi_{lim}) = 0,81 \cdot 0,627 \cdot (1 - 0,416 \cdot 0,627) = 0,375;$$

$$\varepsilon_{sy} = f_{yd} / E_s.$$

Подбираем площадь рабочей арматуры в крайнем пролете:  $M_{sd} = 2,89$  кН·м,  $c = 25$  мм,  $b = 1000$  мм,  $d = h - c = 70 - 25 = 45$  мм.

$$\alpha_m = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}; \quad (2.8)$$

$$\alpha_m = \frac{2,89 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 10,66 \cdot 1000 \cdot 45^2} = 0,134;$$

$\alpha_m = 0,134 < \alpha_{m,lim} = 0,375$  – растянутая арматура достигла предельных деформаций.

$$\eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{\alpha_m}{c_0}}; \quad (2.9)$$

$$\eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,134}{1,947}} = 0,926.$$

Определяем требуемую площадь сечения рабочей арматуры. Требуемая площадь сечения арматуры в первом пролете

$$A_{st} = \frac{M_{sd}}{f_{yd} \cdot \eta \cdot d}; \quad (2.10)$$

$$A_{st} = \frac{2,89 \cdot 10^6}{435 \cdot 0,926 \cdot 45} = 159,44 \text{ мм}^2.$$

По конструктивным, согласно СТБ 1704 [4], соображениям принимаем S500 пять стержней с диаметром 8 мм,  $A_{st}^{np} = 251$  мм<sup>2</sup> с шагом 200 мм.

Подбираем площадь рабочей арматуры на крайней опоре:  $M_{sd} = 4,2$  кН·м,  $c = 25$  мм,  $b = 1000$  мм,  $d = h - c = 70 - 25 = 45$  мм.

$$\alpha_m = \frac{4,2 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 10,66 \cdot 1000 \cdot 45^2} = 0,194;$$



$\alpha_m = 0,194 < \alpha_{m,\text{lim}} = 0,375$  – растянутая арматура достигла предельных деформаций.

$$\eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,194}{1,947}} = 0,888.$$

Определяем требуемую площадь сечения рабочей арматуры. Требуемая площадь сечения арматуры в первом пролете

$$A_{st} = \frac{4,2 \cdot 10^6}{435 \cdot 0,888 \cdot 45} = 241,62 \text{ мм}^2.$$

По конструктивным соображениям принимаем S500 пять стержней с диаметром 8 мм,  $A_{st}^{np} = 251 \text{ мм}^2$  с шагом 200 мм.

Подбираем площадь рабочей арматуры в среднем пролете и на средней опоре:  $M_{sd} = 2,884 \text{ кН}\cdot\text{м}$ ,  $c = 25 \text{ мм}$ ,  $b = 1000 \text{ мм}$ ,  $d = h - c = 70 - 25 = 45 \text{ мм}$ .

$$\alpha_m = \frac{2,884 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 10,66 \cdot 1000 \cdot 45^2} = 0,133.$$

$\alpha_m = 0,133 < \alpha_{m,\text{lim}} = 0,375$  – растянутая арматура достигла предельных деформаций.

$$\eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,133}{1,947}} = 0,926.$$

Определяем требуемую площадь сечения рабочей арматуры. Требуемая площадь сечения арматуры в первом пролете

$$A_{st} = \frac{0,8 \cdot 2,884 \cdot 10^6}{435 \cdot 0,926 \cdot 45} = 127,28 \text{ мм}^2.$$

По конструктивным соображениям принимаем S500 пять стержней с диаметром 6 мм,  $A_{st}^{np} = 141 \text{ мм}^2$  с шагом 200 мм.

Проверяем площадь рабочей арматуры с учетом коэффициента армирования  $\rho_{\text{min}} = 26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \geq 0,13 \%$ :

$$\rho_{\text{min}} = 26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 26 \cdot \frac{1,9}{500} = 0,099\% < 0,13 \%,$$

принимаем  $\rho_{\text{min}} = 0,13 \%$ .

$$A_{s,\text{min}} = \rho_{\text{min}} \cdot b \cdot d, \quad (2.11)$$

$$A_{s,\min} = 0,0013 \cdot 1000 \cdot 46 = 59,8 \text{ мм}^2.$$

$$A_{s,\min} = 59,8 \text{ мм}^2 \leq A_{st} = 141 \text{ мм}^2 - \text{плита заармирована верно.}$$

Таблица 2.2 – Требуемая площадь арматуры на 1 п. м плиты

Сечение	$M$ , кНм	$d$ , мм	$\alpha_m$	$\eta$	Площадь сечения, см <sup>2</sup>	
					Расчетная класса S500	Минимальная $A_{st,\min}$
Крайний пролет при стержневом армировании	2,89	46	0,134	0,926	1,594	59,8
Крайняя опора при стержневом армировании	4,2	46	0,194	0,888	2,416	
Средние пролеты и средние опоры с учетом окаймления балками	2,84	46	0,133	0,926	1,273	

### 3 Расчет и конструирование второстепенной балки

Так как классы бетона и арматуры второстепенной балки аналогичны классам бетона и арматуры плиты, то воспользуемся найденными ранее значениями:

- нормативное сопротивление бетона осевому сжатию  $f_{ck} = 20$  МПа;
- частный коэффициент безопасности по бетону  $\gamma_c = 1,5$ ;
- расчетное сопротивление бетона сжатию  $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 20/1,5 = 13,33$  МПа;
- коэффициент  $\alpha = 1,0$ ;
- относительная деформация  $\epsilon_{cu} = 3,5$  ‰;  $\omega_c = 0,810$ ;  $k_2 = 0,416$ .

Для арматуры класса S500 принимаем следующие характеристики:

- нормативное сопротивление арматуры  $f_{yk} = 500$  МПа;
- расчетное сопротивление арматуры  $f_{yd} = 435$  МПа;
- модуль упругости арматуры  $E_s = 2 \cdot 10^5$  МПа.

#### 3.1 Определение расчетных пролетов

Расчетный пролет для крайних пролетов (рисунок 3.1)

$$l_{0,кр} = l_{sb} - a - \frac{b_{mb}}{2} + \frac{c}{2} = 6000 - 200 - \frac{250}{2} + \frac{250}{2} = 5800 \text{ мм.}$$

Расчетный пролет для средних пролетов (рисунок 3.2)

$$l_{0,ср} = l_{sb} - b_{mb} = 6000 - 250 = 5750 \text{ мм.}$$

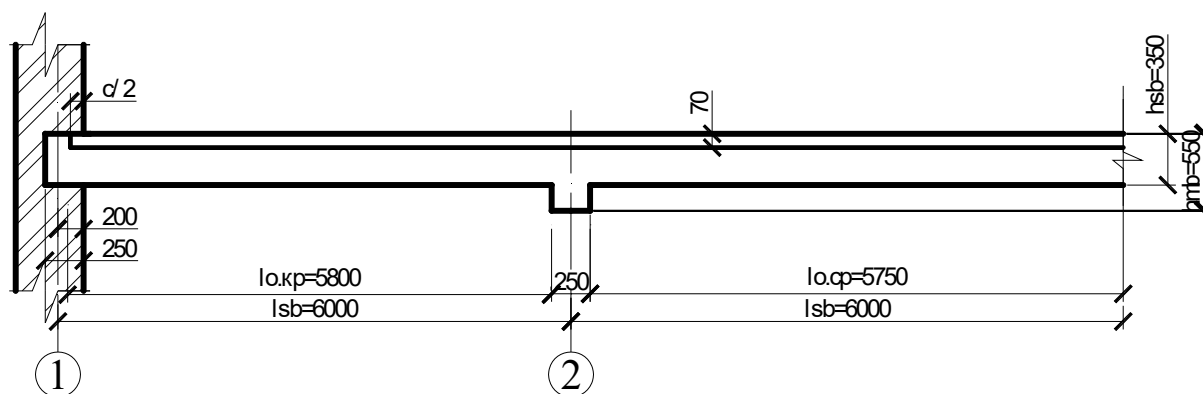


Рисунок 3.1 – К определению расчетных пролетов второстепенной балки

### 3.2 Расчет нагрузок на второстепенную балку

Второстепенная балка работает совместно с прилегающими к ней участками плиты, т. е. расчетное сечение будет тавровое с шириной полки в сжатой зоне  $b_{eff}$ , равной расстоянию между осями (шагу) второстепенных балок, т. е.  $b_{eff} = l_s = 2300$  мм.

Нагрузка на погонный метр второстепенной балки определяется по формуле

$$F_{sb} = F_s \cdot l_s + b_{sb} (h_{sb} - h_f) \cdot \rho \cdot \gamma_f ; \quad (3.1)$$

$$F_{sb} = 8,509 + 15,87 = 24,379 \text{ кПа.}$$

Определение погонной нагрузки в килоньютонах на метр на второстепенную балку сведем в таблицу 3.1.

Таблица 3.1 – Расчет нагрузок на 1 п. м второстепенной балки

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка, кПа	Коэффициент безопасности по нагрузке $\gamma_f$	Расчетная нагрузка, кПа
<b>1 Постоянные – <math>g_{sb}</math></b>			
От веса пола и монолитной плиты: нормативная $g_k \cdot l_s = 2,28 \cdot 2,3$ расчетная $g \cdot l_s = 3,083 \cdot 2,3$	5,244	1,35	7,091
От собственного веса второстепенной балки: $(h_{sb} - h_s) \cdot b_{sb} \cdot 25 = (0,35 - 0,07) \cdot 0,15 \cdot 25$	1,05		1,418
<b>Итого <math>g</math></b>	<b>6,294</b>		<b>8,509</b>
<b>2 Временная <math>q_{sb}</math></b>			
По заданию: $4,6 \cdot 2,3$	10,58	1,5	15,87

### 3.3 Усилия, возникающие в балке от действия внешней нагрузки

Второстепенная балка рассчитывается как пятипролетная неразрезная балка с шарнирным опиранием на стены и главные балки. Статический расчет второстепенных балок выполняется с учетом перераспределения усилий в стадии предельного равновесия конструкции. Для определения этих моментов строят огибающую эпюру изгибающих моментов, используя табличные коэффициенты. Результаты вычислений сводят в таблицу 3.2.

Таблица 3.2 – Значения изгибающих моментов в сечениях балки

Номер пролета	Номер точки	Значение в долях пролета	Значение $\beta$		$F_p \cdot l_{eff}^2$ , кН·м	Значение момента $M_{sd}$ , кН·м	
			+ $\beta$	- $\beta$		Пролетный + $M_{sd}$	Опорный - $M_{sd}$
Первый	1	0,2	0,065	–	$24,379 \cdot 5,8^2 =$ $= 820,11$ кН·м	55,31	–
	2	0,4	0,090	–		73,81	–
	max	0,425	0,091	–		74,63	–
	3	0,6	0,075	–		61,51	–
	4	0,8	0,02	–		16,40	–
	5	1	–	–		–	58,64
Второй	6	0,2	0,018	-0,0289	$F \cdot l_{eff}^2 =$ $= 24,37 \cdot 5,75^2 =$ $= 819,8$ кН·м	14,51	23,29
	7	0,4	0,058	-0,0073		46,75	5,88
	max	0,5	0,0625	–		50,38	–
	8	0,6	0,058	-0,0044		46,75	3,55
	9	0,8	0,018	-0,0229		14,51	18,46
	10	1	–	–		–	50,38
Третий	11	0,2	0,018	-0,0219	$F \cdot l_{eff}^2 =$ $= 24,37 \cdot 5,75^2 =$ $= 819,8$ кН·м	14,51	17,65
	12	0,4	0,058	-0,00327		46,75	2,64
	max	0,5	0,0625	–		50,38	–
	13	0,6	0,058	-0,00327		46,75	2,64
	14	0,8	0,018	-0,0219		14,51	17,65
	15	1	–	–		–	50,38

Значения моментов определяют по длине ригеля в точках 0,2 ее длины.

$$M_{sd} = \beta \cdot F_{sb} \cdot l_{eff}^2. \quad (3.2)$$

Значение коэффициента  $\beta$  зависит от соотношения временной и постоянной нагрузки  $\frac{q_{sb}}{g_{sb}} = \frac{15,87}{8,509} = 1,865$ .

### 3.4 Расчет прочности сечений, нормальных к продольной оси балки

Поперечное сечение второстепенной балки является тавровым. При расчете на пролетные моменты полка тавра находится в сжатой зоне и участвует в работе, при расчете на опорные (отрицательные) моменты – в растянутой зоне и в работе на прочность не участвует (рисунок 3.2).

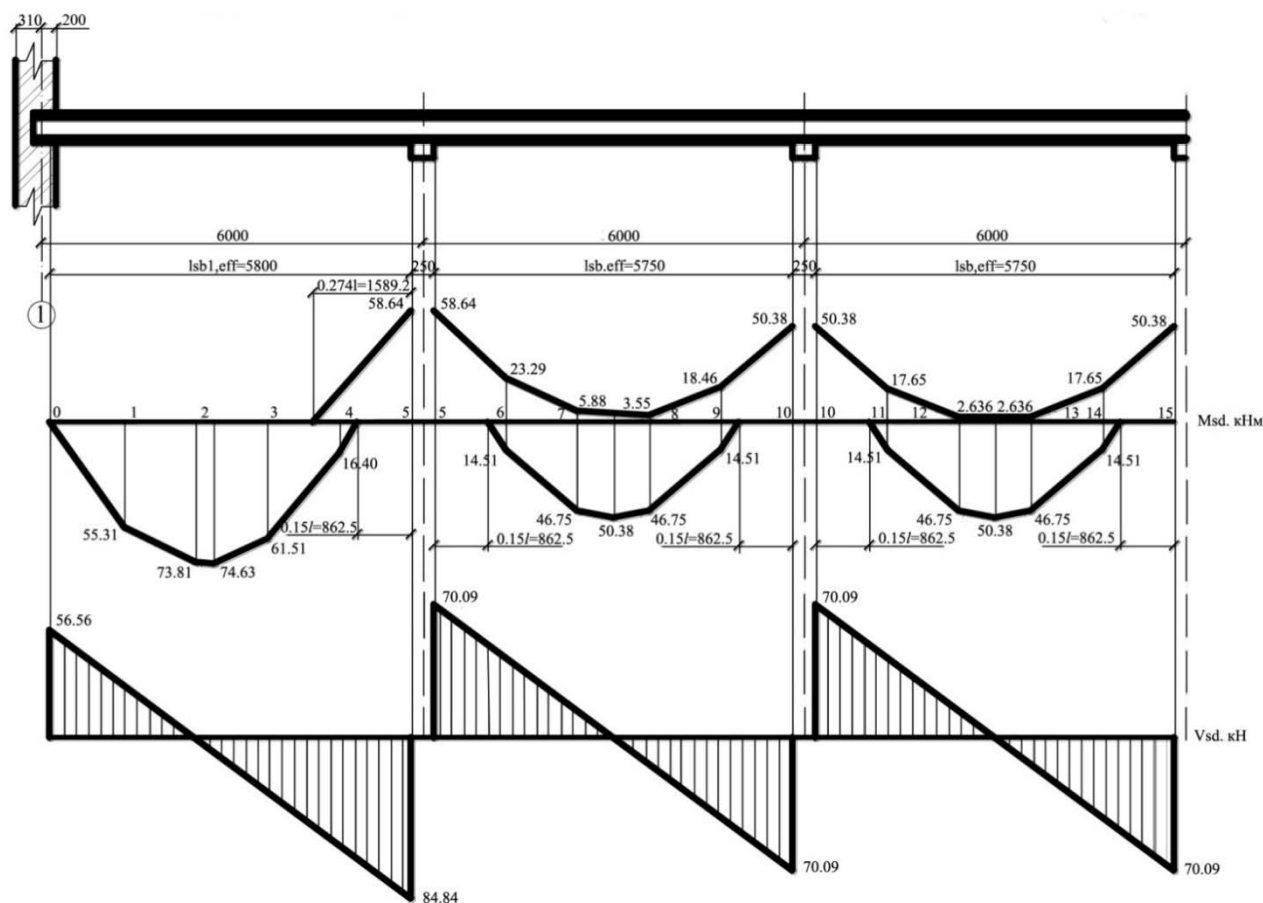


Рисунок 3.2 – Расчетная схема балки и эпюры изгибающих моментов и поперечных сил

В пролете сечение балки рассматриваем как тавровое, на опоре – прямоугольное.

Размеры сечения, принятые к расчету:  $b_f' = 2300$  мм,  $b_{sb} = 150$  мм,  $h_{sb} = 350$  мм,  $h_s = h_f' = 70$  мм.

Задаемся величиной  $c = 35$  мм в пролете и  $c = 50$  мм на опоре, предполагая на ней расположение арматуры в два ряда. Тогда

$$d_1 = h_{sb} - c = 350 - 35 = 315 \text{ мм}, \quad d_2 = h_{sb} - c = 350 - 50 = 300 \text{ мм}.$$

Предполагая, что нейтральная ось проходит по нижней грани полки, определяем область деформирования для прямоугольного сечения шириной  $b_f' = 2300$  мм и положение нейтральной оси при расчете тавровых сечений:

$$\xi = \beta = \frac{h'_f}{d_1}; \quad (3.3)$$

$$\xi = \beta = \frac{70}{315} = 0,222.$$

С помощью таблицы 3.3 находим величину изгибающего момента, воспринимаемого бетоном сечения, расположенным в пределах высоты полки:

$$M_{Rd} = (1,14 \cdot \xi - 0,57 \cdot \xi^2 - 0,07) \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b'_f \cdot d_1^2; \quad (3.4)$$

$$M_{Rd} = (1,14 \cdot 0,222 - 0,57 \cdot 0,222^2 - 0,07) \cdot 1,0 \cdot 13,33 \cdot 2,3 \cdot 0,315^2 = 471,5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Таблица 3.3 – Определение площади сечения рабочей арматуры второстепенной балки

Сечение	Положение арматуры	$M_{sd}$ , кН·м	Расчетное сечение	$\alpha_m$	$\eta$	$A_{st}^{np}$ , см <sup>2</sup>	$A_{st}^{np}$ , см <sup>2</sup>	Принятое армирование
Пролет 1	Нижняя	74,63		0,025	0,987	5,52	5,56	2Ø16 и 1Ø14
Пролет 1	Верхняя	-		Монтажная конструктивная арматура			226	2Ø12
Опора В	Верхняя	58,64		0,326	0,7872	5,71	5,75	3Ø14 и 1Ø12
Пролет 2	Нижняя	50,38		0,016	0,99	3,71	3,799	2Ø12 и 1Ø14
Пролет 2	Верхняя	23,29		0,117	0,936	1,82	2,26	2Ø12
Опора С	Верхняя	50,38		0,29	0,826	4,675	5,56	2Ø16 и 1Ø14

Поскольку выполняется условие  $M_{sd} = 74,63 \text{ кН} \cdot \text{м} \leq M_{Rd,ct} = 471,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$ , нейтральная ось расположена в пределах полки. Сечение в пролете второстепенной балки рассматривается как прямоугольное с шириной  $b = b'_f = 2300 \text{ мм}$ .

По СП 5.03.01 [5] для бетона С20/25 находим  $\varepsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$ ,

$$\omega_c = 0,810, k_2 = 0,416, C_0 = \frac{\omega_c}{k_2} = \frac{0,810}{0,416} = 1,947.$$

Расчетные характеристики для арматуры класса S500:  $f_{yd} = 435$  МПа,  
 $E_s = 2 \cdot 10^5$  МПа,  $\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{2 \cdot 10^5} = 2,175 \text{ ‰}$ .

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

$$\alpha_{m,lim} = \omega_c \cdot \xi_{lim} \cdot (1 - k_2 \cdot \xi_{lim}) = 0,81 \cdot 0,617 \cdot (1 - 0,416 \cdot 0,617) = 0,375.$$

В пролете 1 (нижняя арматура)  $M_{sd} = 74,63$  кН·м,  $d_1 = 315$  мм,  $b = 2300$  мм.

$\alpha_m = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{74,63 \cdot 10^6}{1,13,33 \cdot 2300 \cdot 315^2} = 0,025 < \alpha_{m,lim} = 0,375$  – растянутая арматура достигла предельных деформаций.

$$\eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{\alpha_m}{C_0}} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,025}{1,947}} = 0,987.$$

Требуемая площадь растянутой арматуры определяется по формуле

$$A_{st}^{mp} = \frac{M_{sd}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{M_{sd}}{f_{yd} \cdot \eta \cdot d}; \quad (3.5)$$

$$A_{st}^{mp} = \frac{74,63 \cdot 10^6}{435 \cdot 0,987 \cdot 315} = 551,82 \text{ мм}^2.$$

В пролете 2 (нижняя арматура)  $M_{sd} = 50,38$  кН·м,  $d_1 = 315$  мм,  $b = 2300$  мм.

$\alpha_m = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{50,38 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 13,33 \cdot 2300 \cdot 315^2} = 0,016 < \alpha_{m,lim} = 0,375$  – растянутая арматура достигла предельных деформаций.

$$\eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{\alpha_m}{C_0}} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,016}{1,947}} = 0,9914.$$

$$A_{st}^{mp} = \frac{50,38 \cdot 10^6}{435 \cdot 0,9914 \cdot 315} = 370,86 \text{ мм}^2.$$

В опорных сечениях действуют отрицательные моменты, плита расположена в растянутой зоне, поэтому сечения балки рассматриваются как прямоугольные шириной  $b = 150$  мм.

На опоре В (верхняя арматура)  $M_{sd} = 58,64$  кН·м,  $d_2 = 300$  мм,  $b = 150$  мм.

$$\alpha_m = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{58,64 \cdot 10^6}{1 \cdot 13,33 \cdot 150 \cdot 300^2} = 0,326 < \alpha_{m,lim} = 0,375 \quad \text{— растянутая арматура достигла предельных деформаций.}$$

$$\eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{\alpha_m}{C_0}} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,326}{1,947}} = 0,7872.$$

$$A_{st}^{mp} = \frac{58,64 \cdot 10^6}{435 \cdot 0,7872 \cdot 300} = 570,82 \text{ мм}^2.$$

В пролете 2 (верхняя арматура)  $M_{sd} = 23,29$  кН·м,  $d_1 = 315$  мм,  $b = 150$  мм.

$$\alpha_m = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{23,29 \cdot 10^6}{1 \cdot 13,33 \cdot 150 \cdot 315^2} = 0,117 < \alpha_{m,lim} = 0,375 \quad \text{— растянутая арматура достигла предельных деформаций.}$$

$$\eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{\alpha_m}{C_0}} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,117}{1,947}} = 0,936.$$

$$A_{st}^{mp} = \frac{23,29 \cdot 10^6}{435 \cdot 0,936 \cdot 315} = 181,59 \text{ мм}^2.$$

На опоре С (верхняя арматура)  $M_{sd} = 50,38$  кН·м,  $d_2 = 300$  мм,  $b = 150$  мм.

$$\alpha_m = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{50,38 \cdot 10^6}{1 \cdot 13,33 \cdot 150 \cdot 300^2} = 0,28 < \alpha_{m,lim} = 0,375 \quad \text{— растянутая арматура достигла предельных деформаций.}$$

$$\eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{\alpha_m}{C_0}} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,28}{1,947}} = 0,8258.$$

$$A_{st}^{mp} = \frac{50,38 \cdot 10^6}{435 \cdot 0,8258 \cdot 300} = 467,5 \text{ мм}^2.$$

Результаты расчетов и подбор арматуры в сечениях сводим в таблицу 3.3.



### 3.5 Расчет прочности сечений, наклонных к продольной оси балки

Второстепенные балки армируют сварными каркасами и в отдельных случаях – отдельными стержнями. В учебных целях в курсовом проекте балку необходимо заармировать отдельными стержнями. В этом случае наклонные сечения армируют хомутами и отогнутыми стержнями. При этом хомуты назначают по конструктивным требованиям, а отогнутые стержни определяют расчетом.

Диаметр хомутов  $d_w$  в вязанных каркасах изгибаемых элементов должен приниматься не менее 6 мм при высоте балки  $h_{sb} \leq 800$  мм и не менее 8 мм при  $h_{sb} > 800$  мм. Шаг хомутов  $S$  на опорных участках (1/4 пролета) назначают в зависимости от высоты балки. При высоте балки  $h_{sb} \leq 450$  мм не более  $h_{sb}/2$  и не более 150 мм; при  $h_{sb} > 450$  мм  $S \leq h_{sb}/3$  и не более 500 мм. На остальной части пролета при  $h_{sb} > 300$  мм поперечная арматура устанавливается с шагом  $S \leq 3/4 \cdot h_{sb}$  и не более 500 мм.

В данном случае принимаем хомуты из стержней класса S240 диаметром 6 мм. Шаг хомутов в опорных участках принимаем 150 мм, что меньше  $h_{sb}/2 = 350/2 = 175$  мм. На средних участках пролетов назначаем шаг хомутов равным 250 мм, что меньше  $3/4 h_{sb} = 3/4 \cdot 350 = 262,5$  мм и меньше 500 мм.

Расчет железобетонных изгибаемых элементов на действие поперечной силы для обеспечения прочности по наклонной полосе между наклонными трещинами должен проверяться по

$$V_{rd\max} \leq 0,3 \cdot \eta_{w1} \cdot \eta_{cl} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d, \quad (3.6)$$

где  $\eta_{w1}$  – коэффициент, учитывающий влияние хомутов, нормальных к продольной оси элемента.

$$\eta_{w1} = 1 + 5\alpha_E \cdot \rho_{sw}, \quad \text{но не более } 1,3. \quad (3.7)$$

Отношение модулей упругости арматуры и бетона

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}; \quad (3.8)$$

$$\rho_{sw} = \frac{a_{sw} \cdot n_w}{b_w \cdot S}, \quad (3.9)$$

где  $a_{sw} = 0,283 \text{ см}^2$  – для одного стержня диаметром 6 мм;

$$\rho_{sw,\min} = 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}; \quad (3.10)$$

$$\rho_{sw,\min} = 0,08 \cdot \frac{\sqrt{20}}{240} = 0,0015.$$

$E_s = 20 \cdot 10^4$  МПа – для арматуры класса S240;

$E_{cm} = 32 \cdot 10^3$  МПа – для бетона класса C20/25 марка удобоукладываемости П1, П2.

$$\alpha_e = \frac{20 \cdot 10^4}{32 \cdot 10^3} = 6,25;$$

$$\rho_{sw} = \frac{28,3 \cdot 2}{150 \cdot 150} = 0,0025;$$

$$\eta_{w1} = 1 + 5 \cdot 6,25 \cdot 0,0025 = 1,078 \leq 1,3;$$

$$\eta_{c1} = 1 - \beta_4 \cdot f_{cd}, \quad (3.11)$$

где  $\beta_4$  – коэффициент, принимаемый для тяжелого бетона равным 0,01.

$$\eta_{c1} = 1 - 0,01 \cdot 13,33 = 0,867.$$

Уточняем значение рабочей высоты сечения  $d = 350 - 30 = 300$  мм.

$$V_{sd} = 84,84 \text{ кН} \leq 0,3 \cdot 1,078 \cdot 0,867 \cdot 13,33 \cdot 150 \cdot 300 = 168,131 \text{ кН}.$$

Следовательно, прочность по наклонной полосе между наклонными трещинами обеспечена.

Вычисляем поперечную силу, которую могут воспринять совместно бетон и поперечная арматура по наклонной трещине, по формуле

$$V_{rd} = 2 \sqrt{\eta_{c2} \cdot (1 + \eta_f) f_{ctd} \cdot d^2 \cdot b_w \cdot v_{sw}}, \quad (3.12)$$

где  $\eta_{c2}$  – коэффициент (для тяжелого бетона  $\eta_{c2} = 2$ );

$\eta_f$  – коэффициент, учитывающий влияние сжатых свесов полки.

$$\eta_f = 0,75 \frac{(b'_f - b_w) \cdot t'_f}{b_w \cdot d} \leq 0,5, \quad (3.13)$$

где  $(b'_f - b_w) \leq 3 \cdot t'_f$ ;

$$2300 - 150 = 2150 > 3 \cdot 70 = 210 \text{ мм}.$$

Принимаем в расчет 210 мм.

$$\eta_f = 0,75 \frac{210 \cdot 70}{150 \cdot 300} = 0,245 \leq 0,5.$$

Находим линейное усилие, которое могут воспринять хомуты:

$$v_{sw} = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{S}, \quad (3.14)$$

где  $f_{ywd}$  – расчетное сопротивление поперечной арматуры (приняты поперечные стержни диаметром 6 мм класса S240 с  $A_s = 28,3 \text{ мм}^2$ , шаг 150 мм),  $f_{ywd} = 174 \text{ МПа}$ .

$$v_{sw} = \frac{28,3 \cdot 2 \cdot 174}{150} = 65,66 \text{ Н/мм};$$

$$V_{rd} = 2 \sqrt{2 \cdot (1 + 0,245) \cdot 1 \cdot 300^2 \cdot 150 \cdot 65,66} = 93,96 \text{ кН}.$$

Поперечная сила, которую могут воспринять хомуты и бетон,  $V_{rd} = 93,96 \text{ кН} > V_{sd} = 84,84 \text{ кН}$ , следовательно, прочность наклонного сечения обеспечена.

### 3.6 Построение эпюры материалов второстепенной балки

С целью экономичного армирования и обеспечения прочности сечений балки строим эпюру материалов, представляющую собой эпюру изгибающих моментов, которые может воспринять элемент по всей своей длине. Значение изгибающих моментов в каждом сечении при известной площади рабочей арматуры вычисляют по формуле

$$M_{Rd} = f_{yd} \cdot A_{st} \cdot d \cdot \eta, \quad (3.15)$$

где  $d$  – уточненное значение рабочей высоты сечения;

$\eta$  – табличный коэффициент;

$$\eta = 1 - k_2 \cdot \xi; \quad (3.16)$$

$$\xi = (A_{st} \cdot f_{yd}) / (\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d). \quad (3.17)$$

При построении эпюры материалов считают, что обрываемый стержень необходимо завести за точку теоретического обрыва, где он уже не нужен по расчету прочности нормальных сечений, на расстояние анкеровки  $l_{bd}$ .

При выполнении обрывов (отгибов) стержней необходимо соблюдать принцип симметрии расположения стержней в поперечном сечении балки.

Также следует иметь в виду, что начало каждого отгиба в растянутой зоне располагают на расстоянии точки теоретического обрыва не менее чем  $0,5d$ , где  $d$  – уточненное значение рабочей высоты сечения.

С целью восприятия изгибающего момента от возможного частичного защемления балки на стене в первом пролете арматуру не обрывают, а отгибают на крайнюю опору. Начало отгиба располагают на расстоянии 50...60 мм от внутренней грани стены.

Расчеты, необходимые для построения эпюры материалов, выполнены в табличной форме (таблица 3.4).

Таблица 3.4 – Вычисление ординат эпюры материалов для продольной арматуры

Диаметр и количество стержней	Уточненная высота сечения $d = h_{sb} - c$ , мм	Фактическая площадь сечения стержней $A_{st}$ , мм <sup>2</sup>	Расчетное сопротивление арматуры $f_{yd}$ , МПа	Относительная высота сжатой зоны $\zeta = \frac{A_{st} \cdot f_{yd}}{\alpha \cdot \omega_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}$	Коэффициент $\eta = 1 - k_2 \cdot \zeta$	Момент $M_{Rd} = f_{yd} \cdot A_{st} \cdot d \cdot \eta$ , кН·м
1	2	3	4	5	6	7
Первый пролет (нижняя арматура)						
2ø16	320	402	435	0,022	0,9908	55,446
1ø14	320	153,9	435	0,100	0,9965	21,348
Первый пролет (верхняя арматура)						
2ø12	312	226	435	0,1927	0,9198	28,485
Первая промежуточная опора (нижняя арматура)						
2ø12	320	226	435	0,1897	0,9211	28,977
Первая промежуточная опора (верхняя арматура)						
2ø14	312	308	435	0,2626	0,8908	37,593
1ø14	312	153,9	435	0,1312	0,9454	19,937
1ø12	312	113,1	435	0,0964	0,9599	14,876
Средний пролет (нижняя арматура)						
2ø12	320	226	435	0,0124	0,9949	31,297
1ø14	320	153,9	435	0,0084	0,9965	21,348
Средний пролет (верхняя арматура)						
2ø12	312	226	435	0,1927	0,9198	28,485
Средняя опора (нижняя арматура)						
2ø16	312	226	435	0,1897	0,9211	28,977
Средняя опора (верхняя арматура)						
2ø16	312	402	435	0,3439	0,857	47,055
1ø14	320	153,9	435	0,1316	0,9452	19,87

## 4 Расчет и конструирование колонны

### 4.1 Нагрузки, действующие на колонну

Колонна воспринимает продольную силу от постоянных и временных длительных нагрузок и продольную силу от кратковременных нагрузок. К постоянным относят вес конструкции перекрытия, перекрытия вышележащих этажей, покрытие и собственный вес колонны.

Нагрузку, действующую на колонну, собирают с грузовой площади

$$A_{zp} = l_{sb} \cdot l_{mb}; \quad (4.1)$$

$$A_{zp} = 6,0 \cdot 6,9 = 41,4 \text{ м}^2.$$

Вычисляем продольную силу от постоянной нагрузки (от веса конструкции перекрытия, перекрытия вышележащих этажей, покрытие и собственный вес колонны):

$$N_{sd1} = (G \cdot A_{zp} + b_{mb} \cdot (h_m - h_f) \cdot l_{mb} \cdot \rho \cdot \gamma_G + b_{sb} \cdot (h_{sb} - h_f) \cdot l_{sb} \cdot \rho \cdot n_{sb} \cdot \gamma_G + b_{col}^2 \cdot H_{\varepsilon} \cdot \rho \cdot \gamma_G) \cdot n_{\varepsilon}, \quad (4.2)$$

где  $n_{sb}$  – количество второстепенных балок, входящих в сечение,  $n_{sb} = 3$ ;  
 $\rho$  – средняя плотность железобетона,  $\rho = 25 \text{ кН/м}^3$ .

$$G = G_{d(\text{плиты})} = 7,091 \text{ кПа};$$

где  $\gamma_G$  – коэффициент по надежности для постоянной нагрузки,  $\gamma_G = 1,35$ .

$$N_{sd1} = (3,083 \cdot 41,4 + 0,25 \cdot (0,55 - 0,07) \cdot 6,9 \cdot 25 \cdot 1,35 + 0,15 \cdot (0,35 - 0,07) \cdot 6,0 \cdot 25 \cdot 3 \cdot 1,35 + 0,4^2 \cdot 3,4 \cdot 25 \cdot 1,35) \cdot 5 = 199,46 \cdot 5 = 997,28 \text{ кН}.$$

Продольная сила от длительно действующей нагрузки на перекрытие

$$N_{sd2} = (Q_k - 1,5) \cdot \gamma_Q \cdot A_{zp} \cdot (n_{\varepsilon} - 1), \quad (4.3)$$

где  $\gamma_Q$  – коэффициент по надежности для временной нагрузки,  $\gamma_Q = 1,5$ ;  
 $Q_k$  – временная нормативная нагрузка на плиту (по заданию),  $Q_k = 4,6$ .

$$N_{sd2} = (4,6 - 1,5) \cdot 1,5 \cdot 41,4 \cdot (5 - 1) = 770,04 \text{ кН}.$$

Продольная сила от кратковременной нагрузки на перекрытие

$$N_{sd3} = 1,5 \cdot \gamma_Q \cdot A_{zp} \cdot (n_{\varepsilon} - 1); \quad (4.4)$$

$$N_{sd3} = 1,5 \cdot 1,5 \cdot 41,4 \cdot (5 - 1) = 372,6 \text{ кН.}$$

Продольная сила от снеговой нагрузки

$$N_{sd,s} = S_0 \cdot \gamma_Q \cdot A_{zp}, \quad (4.5)$$

где  $S_0$  – нормативное значение снеговой нагрузки, принимается в зависимости от снегового района,  $S_0 = 0,8$  кПа;

$$N_{sd,s} = 0,8 \cdot 1,5 \cdot 41,4 = 49,68 \text{ кН.}$$

Продольная сила от постоянных и длительных нагрузок

$$N_{sd} = N_{sd1} + N_{sd2} + N_{sd3} + N_{sd,s}; \quad (4.6)$$

$$N_{sd} = 997,28 + 770,04 + 372,6 + 49,68 = 2189,6 \text{ кН.}$$

#### 4.2 Расчетная схема и определение расчетной длины колонны

Расчетная схема колонны представляет собой балку, защемленную по обоим концам и нагруженную силой  $N_{sd}$ , приложенной по оси колонны (рисунок 4.1).

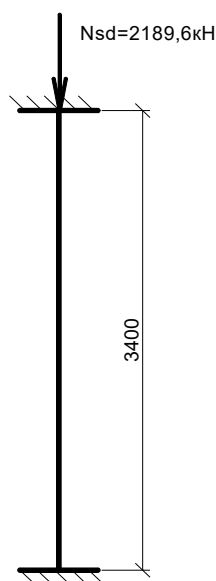


Рисунок 4.1 – Расчетная схема колонны

Высота колонны

$$l_{col} = H = H_0 = 3400 \text{ мм.}$$

Расчетная длина колонны

$$l_0 = \beta \cdot H = 1 \cdot 3400 = 3400 \text{ мм.}$$

Условную расчетную длину  $l_{eff}$  определяют с целью учета влияния гибкости:

$$l_{eff} = l_0 \sqrt{k_{lt}}; \quad (4.7)$$

$$k_{lt} = 1 + 0,5 \frac{N_{sdlt}}{N_{sd}} \cdot \Phi_{(\infty,t)}, \quad (4.8)$$

где  $l_0$  – расчетная длина колонны;

$\Phi_{(\infty,t)}$  – предельное значение коэффициента ползучести для бетона, допускается принимать  $\Phi_{(\infty,t)} = 2,0$ .

Продольная сила, вызванная действием постоянной расчетной нагрузки,

$$N_{sd,lt} = N_{sd1} \cdot \gamma_G = 997,28 \cdot 1,35 = 1346,33 \text{ кН};$$

$$k_{lt} = 1 + 0,5 \cdot 1346,33 / 2189,6 \cdot 2,0 = 1,615;$$

$$l_{eff} = 3400 \cdot \sqrt{1,608} = 4321 \text{ мм.}$$

Гибкость квадратной колонны определяется по формуле

$$\lambda = l_0/h \leq 7; \quad (4.9)$$

$$\lambda = 3400/400 = 8,5 > 7.$$

В случае, когда  $l_0/h \geq 7$ , при определении  $e_0$  следует учитывать величину случайного эксцентриситета  $e_a$ . Также в расчете необходимо учесть гибкость колонны.

### 4.3 Определение площади продольной арматуры

Колонна изготавливается из бетона класса С20/25, продольная арматура – из стали класса S500, монтажную арматуру принимаем из класса S240. Площадь сечения рабочей арматуры определяем по формулам центрального сжатия, при этом значение эксцентриситета  $e_0$  принимаем равным случайному эксцентриситету  $e_a$ . Ориентировочно принимаем сечение колонны  $400 \times 400$  мм.

Расчетное сечение колонны представлено на рисунке 4.2.

Значение случайного эксцентриситета назначают максимальное из трех:

1)  $e_a = l_{eff}/600 = 4321/600 = 7,2$  мм;

2)  $e_a = h/30 = 400/30 = 13,33$  мм;

3)  $e_a = 10$  мм.

Принимаем максимальное из трех  $e_a = 13,33$  мм.

$$e_{tot} = e_0 + e_a + e_\varphi. \quad (4.10)$$

Так как  $e_0 = 0$ ,  $e_\varphi$  допускается не учитывать, то  $e_{tot} = e_a = 13,33$  мм.

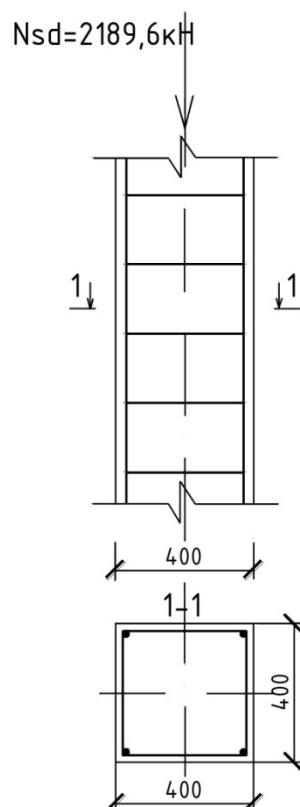


Рисунок 4.2 – Расчетное сечение колонны

Коэффициент, учитывающий влияние продольного изгиба, определяем по формуле

$$\varphi = 1,14 \cdot \left[ 1 - \frac{2 \cdot e_{tot}}{h_w} \right] - 0,02 \cdot \frac{l_0}{h_w} \leq 1 - \frac{2 \cdot e_{tot}}{h_w}, \quad (4.11)$$

где  $h_w$  – высота сечения колонны.

Получаем

$$\varphi = 1,14 \cdot \left( 1 - \frac{2 \cdot 13,33}{400} \right) - 0,02 \cdot \frac{3400}{400} = 0,894 < 1 - \frac{2 \cdot 13,33}{400} = 0,933.$$

Определяем полную площадь продольной арматуры в сечении  $A_{s,tot}$ :

$$A_{s,tot} = \frac{N_{sd} - \varphi \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot A_c}{\varphi \cdot f_{yd}} = \frac{2189,6 \cdot 10^3 - 0,894 \cdot 1 \cdot 13,33 \cdot 400^2}{0,894 \cdot 435} = 727,4 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 4 стержня арматуры S500 диаметром 16 мм.  $A_{s,tot}^{np} = 804 \text{ мм}^2$ .

Расчет центрально сжатых железобетонных элементов следует производить из условия



$$N_{sd} \leq N_{Rd}; \quad (4.12)$$

$$N_{Rd} = \varphi \cdot (\alpha \cdot f_{cd} \cdot A_c + A_{s,tot} \cdot f_{yd}); \quad (4.13)$$

$$N_{Rd} = 0,894 \cdot (1 \cdot 13,33 \cdot 400^2 + 804 \cdot 435) = 2219,391 \text{ кН}.$$

$N_{sd} = 2189,6 \text{ кН} < N_{Rd} = 2219,391 \text{ кН}$  – условие выполняется.

Диаметр поперечных стержней назначаем не менее  $1/4 \cdot d$  рабочей арматуры: т. е.  $1/4 \cdot 16 = 4$  мм. Таким образом, принимаем арматуру класса S240 диаметром 6 мм. Шаг поперечной арматуры при вязаном каркасе принимаем  $S \leq 20 \cdot d$  рабочей арматуры, т. е.  $20 \cdot 16 = 320$  мм. Принимаем 300 мм. В местах стыковки рабочей арматуры колонны шаг поперечной арматуры назначается  $S \leq 10 \cdot d$  рабочей арматуры, т. е.  $10 \cdot 16 = 160$  мм. Принимаем 150 мм.

### Список литературы

1 Основы проектирования строительных конструкций: СН 2.01.01–2019. – Введ. 16.11.2019 (с отменой ТКП EN 1990–2011 (02250)). – Минск: М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2020. – 89 с.

2 Бетонные и железобетонные конструкции: СП 5.03.01–2020. – Введ. 16.09.2020 (с отменой СНиП 2.03.01–84 и СНБ 5.03.01–02). – Минск: М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2020. – 245 с.

3 Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Объемный вес, собственный вес, функциональные нагрузки для зданий: СН 2.01.02–2019. – Введ. 08.09.2020 (с отменой ТКП EN 1991-1-1–2016 (33020)). – Минск: М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2020. – 41 с.

4 Арматура ненапрягаемая для железобетонных конструкций. Технические условия: СТБ 1704–2012 (с изм.). – Введ. 01.01.2013 (взамен СТБ 1704–2006). – Минск: М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2010. – 26 с.

5 Железобетонные конструкции. Основы теории, расчета и конструирования: курс лекций / Под ред. Т. М. Пецольда, В. В. Тура. – Брест: БГТУ, 2003. – 380 с.

## Приложение А (обязательное)

### Исходные данные для выполнения курсового проекта

Таблица А.1 – Размеры здания в плане А × Б в метрах

Последняя цифра шифра	Последняя цифра суммы трех последних цифр шифра									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	25 × 42	26 × 64	19 × 36	29 × 38	22 × 44	37 × 67	24 × 63	24 × 46	29 × 61	36 × 73
1	35 × 65	25 × 62	34 × 41	21 × 41	27 × 59	23 × 50	27 × 48	28 × 59	31 × 60	27 × 72
2	22 × 43	23 × 55	28 × 70	25 × 42	30 × 73	27 × 55	22 × 86	30 × 55	28 × 37	20 × 68
3	29 × 61	26 × 56	22 × 93	35 × 85	26 × 58	24 × 41	32 × 67	28 × 49	26 × 51	28 × 43
4	20 × 44	34 × 75	25 × 40	28 × 58	29 × 51	23 × 48	81 × 32	30 × 47	25 × 39	26 × 58
5	30 × 64	20 × 73	28 × 61	23 × 76	23 × 46	26 × 50	20 × 37	30 × 64	37 × 68	19 × 46
6	39 × 66	24 × 49	22 × 60	30 × 62	28 × 47	35 × 66	28 × 67	24 × 48	25 × 53	23 × 57
7	27 × 47	28 × 69	35 × 67	30 × 44	30 × 49	27 × 87	26 × 64	24 × 67	19 × 71	30 × 58
8	26 × 53	22 × 55	30 × 43	27 × 63	29 × 72	21 × 47	30 × 71	29 × 42	21 × 50	30 × 70
9	23 × 58	34 × 71	29 × 48	26 × 58	29 × 67	21 × 49	19 × 72	24 × 68	29 × 93	24 × 56

Таблица А.2 – Конструкция полов

Тип пола		Состав пола, мм	Плотность слоя, кг/м <sup>3</sup>
	1	2	3
1	Из штучного паркета	Штучный паркет – 19 мм. Мастика – 2 мм. Цементно-песчаная стяжка – 20 мм. Железобетонная плита	700 1500 1800 2500
2	Линолеум	Линолеум – 6 мм. Мастика – 1 мм. Цементно-песчан. стяжка – 20 мм. Железобетонная плита	1200 1500 1800 2500
3	Торцовый	Дерево – 60 мм. Мастика – 3 мм. Легкий бетон – 60 мм. Железобетонная плита	700 1500 600 2500
4	Асфальтобетонный	Асфальтобетон – 20 мм. Легкий бетон – 60 мм. Железобетонная плита	2200 600 2500
5	Из керамических плиток	Плитка – 10 мм. Цементно-песчаный раствор – 20 мм. Железобетонная плита	1900 1800 2500

Таблица А.3 – Временная полезная нагрузка на перекрытие  $q^n$ , кПа

Последняя цифра шифра	Предпоследняя цифра шифра									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	8,15	4,60	7,40	5,80	4,55	3,70	2,80	4,95	4,50	8,00
1	8,80	9,0	6,80	4,90	3,55	3,85	3,55	4,40	2,80	7,00
2	5,70	5,90	7,00	7,50	3,15	4,00	2,25	4,80	4,90	5,10
3	6,10	8,30	8,10	4,30	3,00	3,65	2,80	4,60	4,00	4,75
4	5,40	4,60	4,10	4,40	2,40	4,30	2,65	4,10	4,55	9,25
5	4,30	4,40	4,00	6,40	2,60	2,15	2,90	4,30	4,30	8,20
6	5,20	7,90	5,60	6,60	4,50	3,40	4,20	2,95	3,90	7,40
7	6,90	6,20	6,50	8,40	3,45	4,80	4,45	3,95	4,05	6,15
8	5,00	7,20	4,80	6,70	4,10	3,15	3,60	4,75	4,65	3,75
9	4,50	7,10	9,50	6,50	4,40	4,60	4,75	4,20	3,55	4,60

Таблица А.4 – Исходные данные по классам бетона и арматуры монолитного ребристого перекрытия плиты

По последней цифре шифра	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	C30/35	C20/25	C25/30	C30/35	C20/25	C25/30	C30/35	C20/25	C25/30	C20/25
	S500	S500	S500	S500	S500	S500	S500	S500	S500	S500

Таблица А.5 – Количество, высота этажей и район строительства

Сумма двух последних цифр шифра	Количество этажей	Высота этажей $H$ , м	Район строительства
0	6	3,1	Могилев
1	3	3,3	Бобруйск
2	4	3,2	Горки
3	5	3,5	Витебск
4	6	3,6	Гродно
5	5	3,4	Брест
6	4	3,7	Минск
7	3	3,8	Гомель
8	6	3,6	Лида
9	4	3,4	Полоцк
10	5	3,2	Орша
11	3	3,9	Костюковичи
12	4	3,7	Ошмяны
13	6	3,5	Верхнедвинск
14	3	3,3	Жлобин
15	5	3,1	Мозырь
16	4	3,2	Лепель
17	6	3,4	Славгород
18	3	3,6	Барановичи