

ГОСУДАРСТВЕННОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ПРОФЕССИОНАЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ
«БЕЛОРУССКО-РОССИЙСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

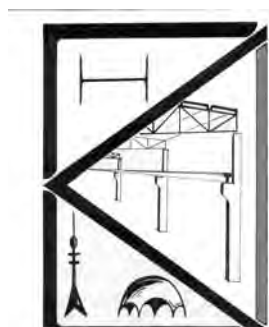
Кафедра «Строительные конструкции, здания и сооружения»

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

*Методические указания к курсовому проекту
для студентов специальности 1-70 02 01
«Промышленное и гражданское строительство»*

Часть 1

**РЕБРИСТОЕ ПЕРЕКРЫТИЕ ЗДАНИЙ
В МОНОЛИТНОМ ЖЕЛЕЗОБЕТОНЕ**



Могилев 2015

УДК 69.059
ББК 38.7
Ж 51

Рекомендовано к опубликованию
Центром менеджмента качества образовательной деятельности
ГУ ВПО «Белорусско-Российский университет»

Одобрено кафедрой «Строительные конструкции, здания и соору-
жения» «07» октября 2014 г., протокол № 2

Составители: д-р техн. наук, доц. С. Д. Семенюк;
канд. техн. наук Ю. Г. Москалькова;
ст. преподаватель Т. С. Самольго

Рецензент канд. техн. наук, доц. И. В. Лесковец

Методические указания содержат примеры расчета и конструирова-
ния монолитных железобетонных конструкций. Приведены рекоменда-
ции по компоновке элементов монолитного перекрытия и даны необходимые
ссылки на учебную и нормативную литературу.

Учебное издание

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Часть 1

Ответственный за выпуск	С. Д. Семенюк
Технический редактор	А. А. Подошевка
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 115 экз. Заказ №

Издатель и полиграфическое исполнение:
Государственное учреждение высшего профессионального образования
«Белорусско-Российский университет».

Свидетельство о государственной регистрации издателя,
изготовителя, распространителя печатных изданий
№ 1/156 от 24.01.2014.

Пр. Мира, 43, 212000, Могилев.

© ГУ ВПО «Белорусско-Российский
университет», 2015



1 Состав курсового проекта

1.1 Исходные данные для проекта

Исходные данные для проекта принимаются студентами по заданию, выдаваемому преподавателем.

В состав первого курсового проекта входит разработка конструктивных решений монолитного и сборного перекрытий многоэтажного промышленного или гражданского здания и их конструктивных элементов, а также монолитной колонны нижних этажей здания и монолитного фундамента под колонну.

1.2 Расчетная часть проекта

1.2.1 Монолитные железобетонные конструкции.

Требуется выполнить:

- расчет и конструирование балочной плиты монолитного перекрытия:
 - а) компоновка монолитного перекрытия и выбор наиболее экономичного варианта;
 - б) определение величин изгибающих моментов в расчетных сечениях;
 - в) расчет рабочей арматуры;
 - г) подбор и раскладка арматурных сеток в плите;
- расчет и конструирование второстепенной балки монолитного перекрытия:
 - а) статический расчет балки с учетом перераспределения усилий и построение огибающих эпюр изгибающих моментов и поперечных сил;
 - б) расчет продольной и поперечной рабочей арматуры, построение эпюры материалов по изгибающим моментам;
 - в) конструирование и расстановка отдельных продольных стержней и хомутов в балке;
- расчет и конструирование монолитной железобетонной колонны и монолитного железобетонного фундамента:
 - а) определение усилий в колонне;
 - б) определение размеров поперечного сечения колонны;
 - в) расчет и конструирование продольной и поперечной арматуры;
 - г) расчет центрально-нагруженного отдельного фундамента под монолитную колонну;
- конструирование стыка колонны с фундаментом.

1.2.2 Сборные железобетонные конструкции.

Требуется выполнить:

- расчет и конструирование многопустотной плиты перекрытия:

- а) определение нагрузок, действующих на плиту;
 - б) расчет сопротивления сечений, нормальных и наклонных к продольной оси плиты;
 - в) расчет плиты по образованию и раскрытию трещин, по деформациям;
 - расчет и конструирование сборного многопролетного ригеля:
 - а) определение нагрузок и расчетных пролетов;
 - б) статический расчет ригеля и определение изгибающих моментов и поперечных сил;
 - в) расчет продольной и поперечной рабочих арматур, построение эпюры материалов по изгибающим моментам;
 - г) определение мест обрыва и анкеровки обрываемой продольной арматуры, конструирование ригеля;
 - конструирование стыка ригеля с колонной;
 - конструирование стыка колонны.
- Необходимо разработать рабочие чертежи данных сопряжений при конструировании стыка колонн и стыке ригеля с колонной.

1.3 Графическая часть проекта

На элементы несущих конструкций здания разрабатываются рабочие чертежи в объеме четырех листов формата А2 (594×420 мм).

На первом листе должны быть размещены:

- маркировочная схема расположения элементов монолитного ребристого перекрытия, совмещенная со схемой раскладки арматурных сеток плиты;
- виды, разрезы, сечения и участки смежных конструкций;
- спецификация арматуры, ведомости расхода стали, ведомость деталей, ведомость потребности в материалах.

На втором листе должны быть размещены:

- монтажная схема (план) междуэтажного сборного перекрытия с указанием всех конструктивных элементов и их маркировкой;
- схема расположения элементов сборных конструкций (поперечный разрез);
- конструктивные узлы сопряжения ригеля с колонной, панелей с колонной и стыка колонн между собой.

На третьем и четвертом листах размещаются опалубочные и установочные чертежи ригеля и колонны, чертежи арматурных изделий, закладных деталей и узлов, спецификация арматуры и ведомости расхода стали по элементам.



2 Монолитные железобетонные ребристые перекрытия

2.1 Основные указания по проектированию и конструированию монолитных перекрытий

В настоящее время многоэтажные здания проектируются с применением унифицированных габаритных схем и основных типов перекрытий. Монолитные перекрытия применяются в тех случаях, когда по каким-либо соображениям приходится отступать от унифицированных габаритных схем. Например, когда по технологическим или архитектурным требованиям предусмотрены особые параметры здания (нагрузка, высота этажей, сложное очертание в плане).

В практике проектирования многоэтажных зданий сложилось мнение, что монолитные железобетонные перекрытия неиндустриальны. Однако при надлежащей механизации работ и при применении инвентарной щитовой опалубки монолитные перекрытия являются индустриальными и требуют меньших затрат (электроэнергии). Достоинством их является то, что они обладают большей жесткостью по сравнению со сборными перекрытиями (за счет монолитной связи элементов перекрытия) и благодаря этому часто оказываются более экономичными (за счет меньшего расхода материалов и отсутствия сварных стыков). Недостатком их является то, что производство работ в зимнее время усложняется.

Монолитные ребристые перекрытия представляют собой систему перекрестных балок (главных и второстепенных), монолитно соединенных между собой и объединяющей их поверху плитой. В зависимости от соотношения размеров ячейки (части перекрытия, заключенного между балками) плиты подразделяются на балочные и опертые по контуру. К балочным относятся плиты, у которых отношение длинной стороны ячейки к короткой $l_1/l_{sh} \geq 3$, а к опертым по контуру – плиты с $l_1/l_{sh} < 3$. Как балочные допустимо рассчитывать плиты с $l_1/l_{sh} \geq 2$.

Балочные плиты ребристых перекрытий работают на изгиб только в одном направлении – коротком. В другом направлении (длинном) их кривизна настолько мала, что пренебрегают незначительными величинами изгибающих моментов, действующих вдоль длинной стороны плиты. В балочных плитах с $l_1/l_{sh} \geq 2$ изгибающие моменты вдоль длинной стороны могут быть восприняты конструктивной арматурой.

Из монолитных перекрытий конструкции ребристых перекрытий с балочными плитами наиболее экономичны. Только при очень тяжелых нагрузках и квадратной сетке колонн они могут уступать безбалочным перекрытиям.

В курсовом проекте рассматривается здание с неполным каркасом (с внутренним железобетонным каркасом и несущими стенами), проектируемое по связевой системе, т. е. ветровые и любые другие горизонтальные на-



грузки воспринимают междуэтажные перекрытия (недеформируемые в своей плоскости) и передают их на жесткие поперечные вертикальные связи: лестничные клетки, лифтовые шахты, поперечные стены толщиной не менее 120 мм и т. д. Вертикальные нагрузки воспринимают элементы каркаса.

В этом случае при статическом расчете элементов монолитного ребристого перекрытия принимается условная расчетная схема (модель), согласно которой опорами главных балок служат колонны и стены (крайние опоры); второстепенные балки опираются на главные балки и на стены (крайние опоры); главные и второстепенные балки служат опорами для плиты.

Проектируется монолитное ребристое перекрытие в следующей последовательности:

- рассматриваются возможные компоновочные схемы и выбирается основной вариант перекрытия;
- предварительно назначаются размеры элементов перекрытия;
- определяются нагрузки на отдельные элементы;
- производится статический расчет конструкций (определяются величины изгибающих моментов, продольных и поперечных сил);
- производится расчет сопротивления нормальных и наклонных сечений элементов (определяются окончательно размеры сечения элементов, назначаются расчетные сопротивления бетона и арматуры, определяется площадь сечения арматуры);
- выполняется конструирование элементов (размещается арматура в сечении элементов, определяется длина арматурных стержней и размеры арматурных сеток, места расположения обрывов и отгибов стержней и т. п.).

При рассмотрении конструктивных схем перекрытия (схем балочной клетки) размещение второстепенных и главных балок в плане перекрываемого здания может быть различным. Если нет специальных или технологических требований по размещению балок и колонн, то их располагают так, чтобы получить экономически наиболее выгодное решение. Однако следует иметь в виду, что поперечное расположение главных балок целесообразно при больших оконных проемах. В этом случае главные балки располагаются против простенков, и оконный проем может подходить почти под самую плиту перекрытия, тем самым улучшаются условия освещенности помещения.

Для первоначального составления вариантов ребристого перекрытия пролеты железобетонных балочных плит следует принимать в пределах 1,5–2,7 м и – редко – больше. Пролеты второстепенных балок принимаются в пределах 5–7 м, пролеты главных балок – 6–9 м. Шаг второстепенных балок (размер l_s на рисунке 2.1) назначается по условиям курсового проекта так, чтобы соблюдалось отношение, при котором плита считается балочной: $l_{sb}/l_s > 2$.



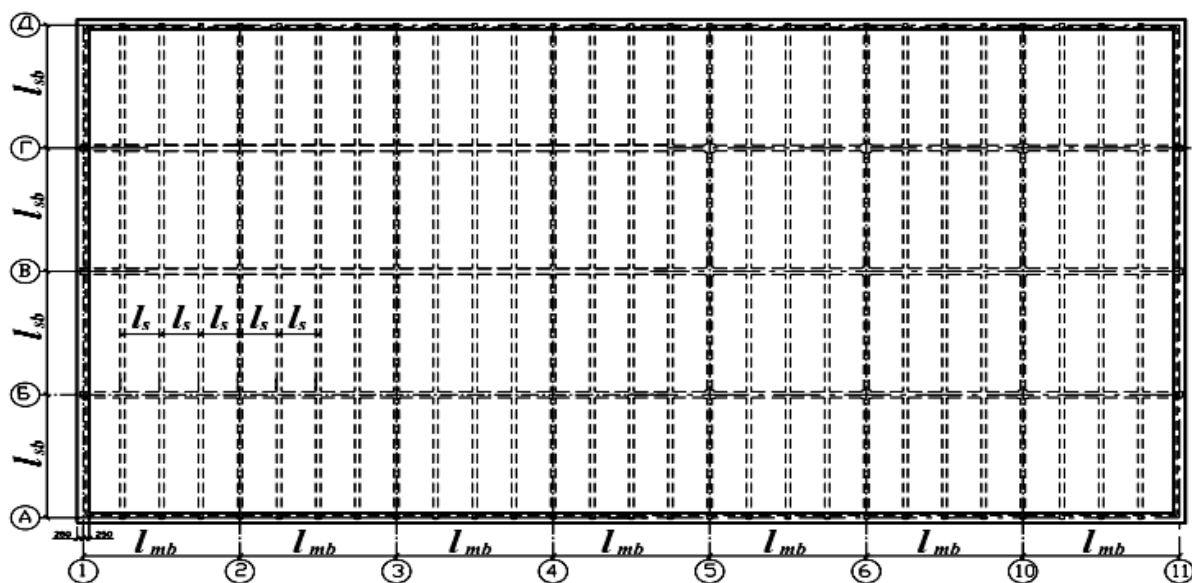


Рисунок 2.1 – К назначению размеров пролетов и поперечных сечений элементов перекрытия

Высоту поперечного сечения главной балки ориентировочно из условия жесткости следует принимать равной $(1/8-1/12)l_{mb}$ (см. рисунок 2.1), а высоту поперечного сечения второстепенной балки – $(1/12-1/20)l_{sb}$. Высота сечения балок включает в себя толщину плиты.

Ширина поперечного сечения балок как главных, так и второстепенных, принимается равной $(0,3-0,5)$ их высоты. При назначении пролетов балок и плит, а также сечения следует исходить из модульной системы, принятой для данного типа конструкций. При $h \leq 600$ мм высоту балок принимают кратной 50 мм; при $h > 600$ мм – кратной 100 мм.

Толщина монолитной плиты должна быть оптимальной, при которой расход бетона и арматуры будет наименьшим. Предварительную толщину плит в зависимости от ее пролета и нагрузки можно принимать по таблице 2.1, а из условий жесткости – по таблице 2.2. Кроме того, по конструктивным соображениям, необходимо назначать толщину плиты не менее 70 мм для промышленных зданий и не менее 60 мм для гражданских зданий.

Следует иметь в виду, что с увеличением степени агрессивности среды величина защитного слоя бетона увеличивается, поэтому при использовании таблицы 2.1 большую толщину плиты следует принимать для конструкций, эксплуатирующихся в более агрессивных средах. Окончательная толщина монолитных плит принимается кратной 10 мм при толщине до 100 мм включительно, а далее – кратной 20 мм.

Толщину защитного слоя бетона для рабочей арматуры плит и балок в зависимости от класса по условиям эксплуатации, следует назначать, используя рекомендации [1].

Таблица 2.1 – Ориентировочные минимальные толщины балочных плит междуэтажных перекрытий производственных зданий в зависимости от полезной нагрузки

p_n , кН/м ²	Пролет плиты l_s , м					
	1,5	1,8	2,0	2,4	2,6	2,8
2,5	7–9	7–9	7–9	7–9	8–10	8–10
4,0						
5,0				8–10		
7,0						
9,0			8–10	10–12		
10,0						
12,0	8–10	8–10	10–12			
14,0						

Таблица 2.2 – Рекомендуемые минимальные толщины плит по условиям жесткости

Тип плит и характер опирания	Вид бетона	
	тяжелый	легкий
Балочные: свободное опирание	$h_s = (1/35) l_s$	$h_s = (1/30) l_s$
упругая заделка	$h_s = (1/45) l_s$	$h_s = (1/35) l_s$
<i>Примечание</i> – Плиты, опертые на стены, рассматриваются как при свободном опирании, а монолитно связанные с железобетонными балками – как при упругой заделке		

Толщину защитного слоя бетона для рабочей арматуры плит и балок в зависимости от класса по условиям эксплуатации и классов конструкций следует назначать согласно [2, п. 4.4.1.2] (таблицы 2.3 и 2.4) по формуле

$$c_{\min} = \max \{ c_{\min,b}, c_{\min,dur}, 10 \text{ мм} \}, \quad (2.1)$$

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

$c_{\min,dur}$ – минимальная толщина защитного слоя бетона из условий защиты от влияния окружающей среды.

Таблица 2.3 – Минимальная толщина слоя бетона $c_{\min,b}$, требования к обеспечению сцепления бетона с арматурой

Условие сцепления	
Размещение стержней	Минимальная толщина слоя $c_{\min,b}$
Отдельный стержень	Диаметр стержня
Соединенные вместе стержни	Эквивалентный диаметр \varnothing_n
<i>Примечание</i> – Если номинальный максимальный диаметр крупного заполнителя более 32 мм, $c_{\min,b}$ необходимо увеличить на 5 мм	



Таблица 2.4 – Минимальный защитный слой бетона $c_{\min, \text{dur}}$ из условий обеспечения долговечности арматурной стали по EN 10080

В миллиметрах

Требование долговечности для $c_{\min, \text{dur}}$							
Класс конструкций	Класс условий эксплуатации						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

2.2 Сравнение вариантов балочной клетки и выбор экономичного перекрытия

2.2.1 Компоновка перекрытия.

Поскольку бетонирование элементов монолитных ребристых перекрытий производится в инвентарной опалубке, сетка колонн должна назначаться в соответствии с размерами длин щитов инвентарной опалубки. В проекте в методических целях (чтобы обеспечить достаточно большое количество вариантов схем балочных клеток) сетка колонн может приниматься без учета размеров элементов инвентарной опалубки, т. е. для сетки колонн может быть принят любой дробный размер.

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

При компоновке перекрытия необходимо составить три–четыре варианта схем балочной клетки. В рассматриваемых схемах балочной клетки варьируются направление главных балок и пролеты главных, второстепенных балок и плит. Из числа рассмотренных схем выбирается для дальнейшей разработки наиболее экономичный вариант, т. е. тот вариант, на выполнение которого потребуется наименьший объем железобетона.

Наименьший объем железобетона можно оценивать по *приведенной толщине бетона*, понимая под ней толщину равномерно распределенного по всей площади перекрытия слоя материала, необходимого для изготовления плиты, ребер второстепенных и главных балок и колонн.

После составления нескольких схем балочной клетки и выбора основной схемы разрабатывается план перекрытия, в котором указанные в задании размеры следует рассматривать как размеры между осями. Крайние разбивочные оси в промышленных зданиях располагаются по внутренним граням стен (нулевая привязка), или со смещением внутрь стены на расстояние, кратное 100 мм, или посередине толщины стены (см. рисунок 2.1).

Длины площадок опирания плиты $l_{s,sup}$ и балок $l_{sb,sup}$, $l_{mb,sup}$ на стены назначаются из условий обеспечения прочности стены на местное сжатие, а также обеспечения анкеровки нижней продольной арматуры плиты и балок на крайних свободных опорах.

Рекомендуется предварительно назначать $l_{s,sup} \geq 120$ мм; $l_{sb,sup} \geq 250$ мм; $l_{mb,sup} \geq 380$ мм.

Для расчета перекрытие условно расчленяется на отдельные элементы: неразрезную плиту, неразрезные второстепенные и главные балки. Для указанных элементов монолитного перекрытия достаточно выполнить расчет по несущей способности. Необходимая жесткость в большинстве случаев при соблюдении рекомендаций по назначению величин пролетов и размеров сечений элементов перекрытия будет обеспечена.

3 Пример расчета монолитного железобетонного перекрытия

3.1 Исходные данные

Тип здания	гражданское
Размер здания в плане А×Б	28×37 м
Количество этажей n_1	5
Высота этажа H_1	3,4 м
Нормативная временная нагрузка на перекрытие p^H	8,1 кН/м ²
Район строительства	г. Минск
Характер грунта:	
удельный вес	1900 кг/м ³
угол внутреннего терния	36°

Характеристики материалов монолитного варианта представлены в таблице 3.1

Таблица 3.1 – Характеристики материалов монолитного варианта

Конструкция	Класс бетона	Класс рабочей арматуры
Плита	C20/25	S500 (проволока)
Второстепенная балка	C20/25	S500
Колонна	C25/30	S500



3.2 Определение приведенной толщины перекрытия по вариантам

Приведенную толщину перекрытия h_{red} определяем, используя рекомендации [13]:

$$h_{\text{red}} = h_{\text{s,red}} + h_{\text{sb,red}} + h_{\text{mb,red}} + h_{\text{c,red}}, \quad (3.1)$$

где $h_{\text{s,red}}$ – приведенная толщина плиты,

$$h_{\text{s,red}} = 8,2 \cdot L_s \cdot \sqrt{g_s + q_s}; \quad (3.2)$$

$h_{\text{sb,red}}$ – приведенная толщина второстепенной балки,

$$h_{\text{sb,red}} = 0,54 \cdot \frac{\ell_{\text{sb}}}{\ell_s} \cdot \sqrt[3]{(g_{\text{sb}} + q_{\text{sb}})^2 \cdot \ell_{\text{sb}}} \cdot \frac{n_s - 1}{n_s}; \quad (3.3)$$

$h_{\text{mb,red}}$ – приведенная толщина главной балки,

$$h_{\text{mb,red}} = \frac{1,25}{\ell_{\text{sb}}} \cdot \sqrt[3]{(g_{\text{mb}} + q_{\text{mb}})^2 \cdot \ell_{\text{mb}}} \cdot \frac{n_{\text{sb}} - 1}{n_{\text{sb}}}; \quad (3.4)$$

$h_{\text{c,red}}$ – приведенная высота колонны,

$$h_{\text{c,red}} = \frac{n_{\text{fl}} \cdot H_{\text{fl}} \cdot (g_{\text{mb}} + q_{\text{mb}})}{11,5 \cdot I_s \cdot I_{\text{sb}}} \cdot \frac{(n_{\text{mb}} - 1) \cdot (n_{\text{sb}} - 1)}{n_{\text{mb}} \cdot n_{\text{sb}}}. \quad (3.5)$$

Полная расчетная нагрузка на плиту перекрытия

$$g_s + q_s = \gamma_n [1,1(g_k + \ell_s) + \gamma_F \cdot q_k]. \quad (3.6)$$

Полная расчетная нагрузка на второстепенную балку

$$g_{\text{sb}} + q_{\text{sb}} = (g_s + q_s) \ell_s + 0,04 \cdot \gamma_n \cdot \ell_{\text{sb}}^2. \quad (3.7)$$

Полная расчетная нагрузка на главную балку

$$(g_{\text{mb}} + q_{\text{mb}}) = (g_{\text{sb}} + q_{\text{sb}}) \ell_{\text{sb}} + 0,07 \cdot \gamma_n \cdot \ell_s \cdot \ell_{\text{mb}}^2. \quad (3.8)$$

Согласно эмпирическим формулам вычисляем приведенную толщину бетона.

Вариант 1

Исходные данные (рисунок 3.1):

$$\ell_s = 1,85 \text{ м}; \ell_{\text{s1}} = 1,85 \text{ м}; n_s = 20; \gamma_n = 0,95; \gamma_f = 1,5;$$

$$\ell_{\text{sb}} = 5,6 \text{ м}; \ell_{\text{sb1}} = 5,6 \text{ м}; n_{\text{sb}} = 5; H_{\text{fl}} = 3,4 \text{ м}; g_k = 0;$$

$$\ell_{\text{mb}} = 7,4 \text{ м}; \ell_{\text{mb1}} = 7,4 \text{ м}; n_{\text{mb}} = 5; n_{\text{fl}} = 5; q_k = 8,1 \text{ кН/м}^2.$$



Решение

$$g_s + q_s = 0,95[1,1(0+1,85)+1,5 \cdot 8,1] = 13,48 \text{ кН/м};$$

$$g_{sb} + q_{sb} = 13,48 \cdot 1,85 + 0,04 \cdot 0,95 \cdot 5,6^2 = 26,13 \text{ кН/м};$$

$$g_{mb} + q_{mb} = 26,13 \cdot 5,6 + 0,07 \cdot 0,95 \cdot 1,85 \cdot 7,4^2 = 153,06 \text{ кН/м};$$

$$h_{s,red} = 8,2 \cdot 1,85 \cdot \sqrt{13,48} = 55,7 \text{ мм};$$

$$h_{sb,red} = 0,54 \cdot \frac{5,6}{1,85} \cdot \sqrt[3]{26,13^2 \cdot 5,6 \cdot \frac{20-1}{20}} = 25,13 \text{ мм};$$

$$h_{mb,red} = \frac{1,25}{5,6} \cdot \sqrt[3]{153,06^2 \cdot 7,4 \cdot \frac{5-1}{5}} = 11,55 \text{ мм};$$

$$h_{c,red} = \frac{5 \cdot 3,4 \cdot 153,06}{11,5 \cdot 1,85 \cdot 5,6} \cdot \frac{(5-1) \cdot (5-1)}{5 \cdot 5} = 13,98 \text{ мм};$$

$$h_{red} = 55,7 + 25,13 + 11,55 + 13,98 = 106,36 \text{ мм}.$$

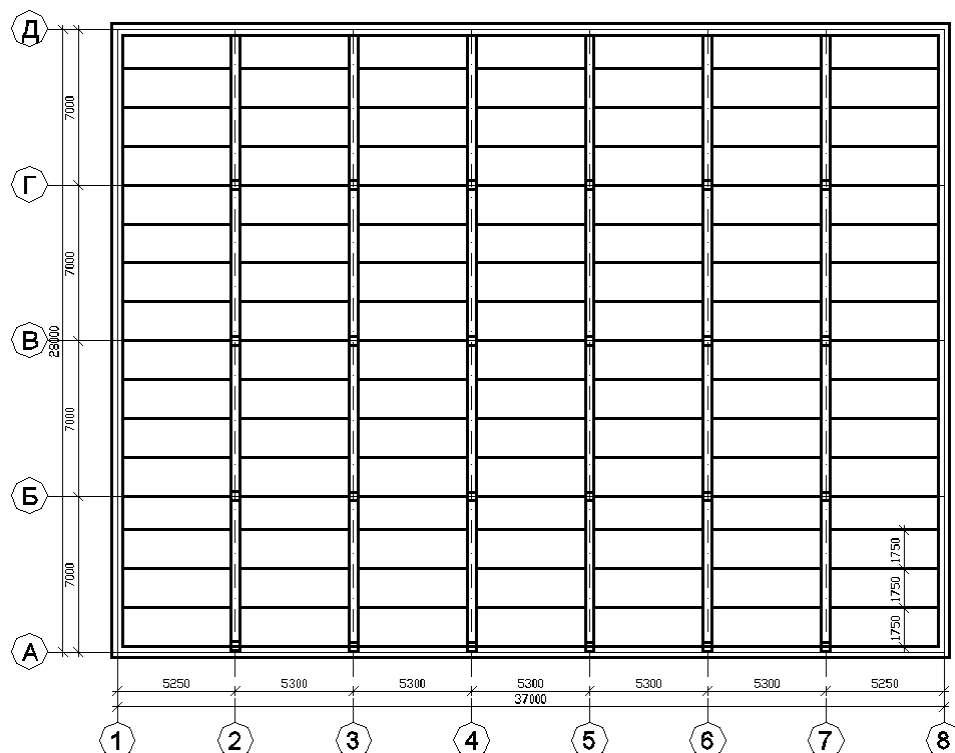


Рисунок 3.1 – Вариант 1 компоновки монолитного междуэтажного перекрытия

Вариант 2

Исходные данные (рисунок 3.2):

$$\begin{aligned} \ell_s &= 1,75 \text{ м}; \ell_{s1} = 1,75 \text{ м}; n_s = 16; \gamma_n = 0,95; \gamma_f = 1,5; \\ \ell_{sb} &= 5,3 \text{ м}; \ell_{sb1} = 5,25 \text{ м}; n_{sb} = 7; H_{f1} = 3,4 \text{ м}; g_k = 0; \\ \ell_{mb} &= 7 \text{ м}; \ell_{mb1} = 7 \text{ м}; n_{mb} = 4; n_{f1} = 5; q_k = 8,1 \text{ кН/м}^2. \end{aligned}$$

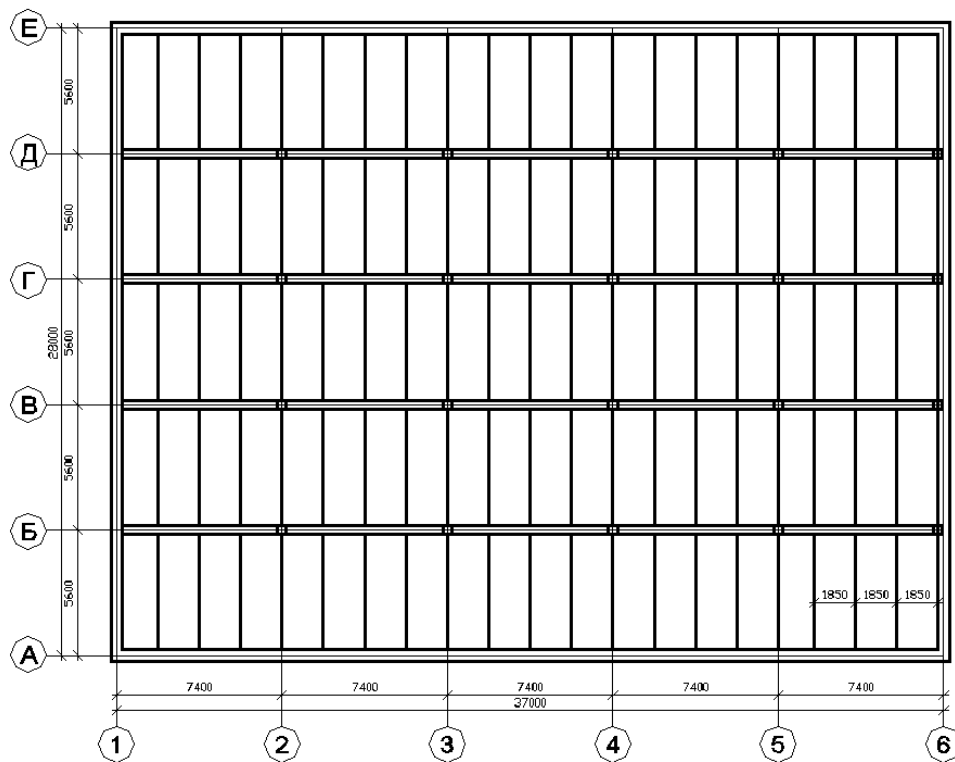


Рисунок 3.2 – Вариант 2 компоновки монолитного междуэтажного перекрытия

Решение

$$g_s + q_s = 0,95 [1,1(0 + 1,75) + 1,5 \cdot 8,1] = 13,37 \text{ кН/м};$$

$$g_{sb} + q_{sb} = 13,37 \cdot 1,75 + 0,04 \cdot 0,95 \cdot 5,3^2 = 24,46 \text{ кН/м};$$

$$g_{mb} + q_{mb} = 24,46 \cdot 5,3 + 0,07 \cdot 0,95 \cdot 1,75 \cdot 7^2 = 135,34 \text{ кН/м};$$

$$h_{s,red} = 8,2 \cdot 1,75 \cdot \sqrt{13,37} = 52,47 \text{ мм};$$

$$h_{sb,red} = 0,54 \cdot \frac{5,3}{1,75} \cdot \sqrt[3]{24,46^2 \cdot 5,3 \cdot \frac{16-1}{16}} = 23,52 \text{ мм};$$

$$h_{mb,red} = \frac{1,25}{5,3} \cdot \sqrt[3]{135,34^2 \cdot 7 \cdot \frac{7-1}{7}} = 11,3 \text{ мм};$$

$$h_{c,red} = \frac{5 \cdot 3,4 \cdot 135,34}{11,5 \cdot 1,75 \cdot 5,3} \cdot \frac{(4-1)(7-1)}{4 \cdot 7} = 13,87 \text{ мм};$$

$$h_{red} = 52,47 + 23,52 + 11,3 + 13,87 = 101,16 \text{ мм.}$$

К дальнейшим расчетам принимаем второй вариант как более экономичный по расходу бетона, т. к. $h_{red1} = 106,36 \text{ мм} > h_{red2} = 101,16 \text{ мм}$.

3.3 Определение предварительных размеров поперечных сечений элементов для выбранного оптимального варианта перекрытия

Толщина плиты h_s принимается:

- для монолитных перекрытий гражданских зданий – не менее 60 мм;
- из условий прочности при полной расчетной нагрузке $g_s + q_s = 13,37 \text{ кН/м}$

$$h_s = 26L_s \sqrt{(g_s + q_s) / (\alpha f_{cd})} = 26 \cdot 1,75 \cdot \sqrt{13,37 / (1 \cdot 13,33)} = 45,57 \text{ мм},$$

где f_{cd} – расчетное сопротивление бетона сжатию,

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

- по конструктивным требованиям из условия жесткости

$$h_s = \left(\frac{1}{35} \dots \frac{1}{45} \right) \cdot L_s = 50 \dots 38,9 \text{ мм.}$$

Окончательно принимаем $h_s = 60 \text{ мм}$ (из конструктивных соображений и величины нормативной временной нагрузки).

Высота второстепенной балки h_{sb} принимается:

- при полной расчетной нагрузке $g_{sb} + q_{sb} = 24,46 \text{ кН/м}$

$$h_{sb} = 80 \cdot \sqrt[3]{\frac{(g_{sb} + q_{sb}) \cdot L_{sb}^2}{\alpha \cdot f_{cd}}} = 80 \cdot \sqrt[3]{\frac{24,46 \cdot 5,3^2}{1 \cdot 13,33}} = 297,73 \text{ мм};$$

- по конструктивным требованиям из условий жесткости

$$h_{sb} = \left(\frac{1}{12} \dots \frac{1}{20} \right) \cdot L_{sb} = 442 \dots 265 \text{ мм.}$$

Принимая во внимание требования градации размеров балок и величину временной нормативной нагрузки, окончательно принимаем $h_{sb} = 400 \text{ мм}$.

Ширина балки $b_{sb} = (0,3 \dots 0,5) \cdot h_{sb} = 120 \dots 200 \text{ мм}$.

Принимаем $b_{sb} = 200 \text{ мм}$.



Высота главной балки h_{mb} принимается:

– при полной расчетной нагрузке $g_{mb} + q_{mb} = 135,34$ кН/м

$$h_{mb} = 125 \cdot \sqrt[3]{\frac{(g_{mb} + q_{mb}) \cdot L_{mb}}{\alpha \cdot f_{cd}}} = 125 \cdot \sqrt[3]{\frac{135,34 \cdot 7,0}{1 \cdot 13,33}} = 517,78 \text{ мм};$$

– по конструктивным требованиям из условий жесткости

$$h_{mb} = \left(\frac{1}{8} \dots \frac{1}{15} \right) \cdot L_{mb} = 875 \dots 467 \text{ мм.}$$

Окончательно принимаем $h_{mb} = 800$ мм.

Ширина главной балки $b_{mb} = (0,3 \dots 0,5) \cdot h_{mb} = 240 \dots 400$ мм.

Принимаем $b_{mb} = 400$ мм.

Сторона квадратного сечения колонны определяется следующим образом:

$$h_c = b_c = 160 \cdot \sqrt{\frac{n_{fl} \cdot q_{mb} \cdot L_{mb}}{L_s [30(\alpha \cdot f_{cd} + 4) - \gamma_n \cdot n_{fl} \cdot H_{fl}]}} =$$

$$= 160 \cdot \sqrt{\frac{5 \cdot 135,34 \cdot 7,0}{1,75 [30(1 \cdot 13,33 + 4) - 1 \cdot 5 \cdot 3,4]}} = 320,8 \text{ мм.}$$

Принимаем с учетом градации размеров сечения колонны $h_c = b_c = 400$ мм.

4 Расчет и конструирование монолитной железобетонной балочной плиты

4.1 Определение расчетных пролетов

Статический расчет плиты выполняем, рассматривая ее как многопролетную неразрезную балку шириной $b = 1000$ мм.

Привязку кирпичных стен принимаем $a = 250$ мм.

Крайний расчетный пролет (рисунок 4.1)

$$l_{o.кр} = l_s - a - \frac{b_{sb}}{2} + \frac{l_{s,sup}}{2} = 1750 - 250 - \frac{200}{2} + \frac{120}{2} = 1460 \text{ мм.}$$

Средний расчетный пролет

$$l_{o.ср} = l_s - b_{sb} = 1750 - 200 = 1550 \text{ мм.}$$



Размер поля плиты в длинном направлении:
– между осями А–Б и Д–Е (см. рисунок 3.2)

$$l_{s,кп} = l_{sb} - a - \frac{b_{mb}}{2} + \frac{l_{s,sup}}{2} = 7000 - 250 - \frac{400}{2} + \frac{120}{2} = 6790 \text{ мм};$$

– между осями Б–В (см. рисунок 3.2)

$$l_{s,сп} = l_s - b_{mb} = 7000 - 400 = 6600 \text{ мм.}$$

Так как $\frac{l_{s,кп}}{l_{o,кп}}$ и $\frac{l_{s,сп}}{l_{o,сп}} \approx 4,25 > 2$, плита рассчитывается как балочная.

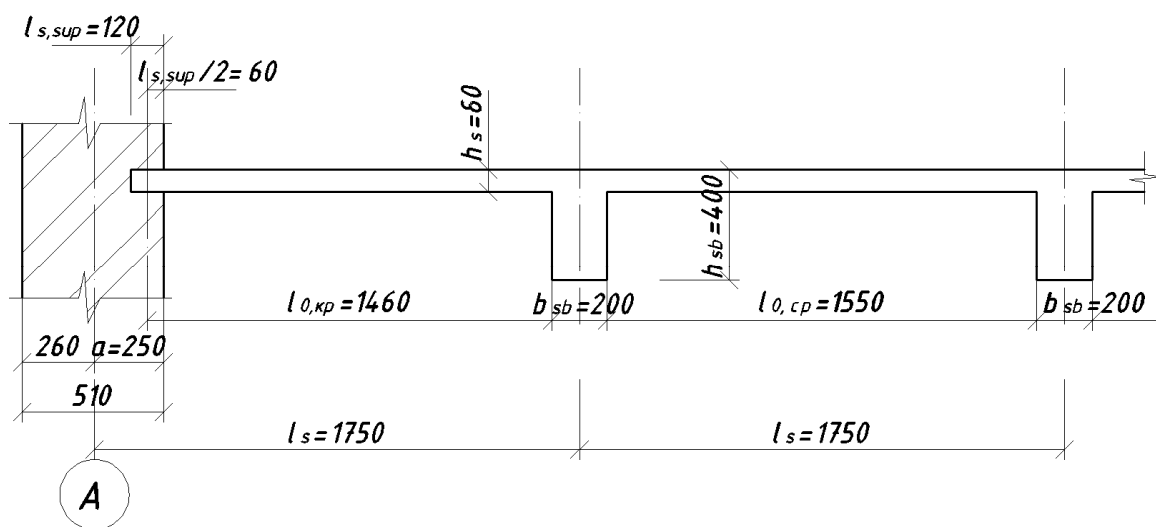


Рисунок 4.1 – К определению расчетных пролетов монолитной плиты

4.2 Подсчет нагрузок на плиту

Нагрузка, действующая на перекрытие, состоит из постоянной и временной. Принимаем следующую конструкцию пола перекрытия: бетонный пол, цементно-песчаная стяжка. Расчетные постоянную g_d и временную q_d нагрузки вычисляют путем умножения нормативных на соответствующие коэффициенты безопасности по нагрузке, т. е.

$$g_d = g_k \cdot \gamma_f; \quad (4.1)$$

$$q_d = q_k \cdot \gamma_f, \quad (4.2)$$

где γ_f – коэффициент безопасности по нагрузке (для постоянной нагрузки $\gamma_f = 1,35$, для временной $\gamma_f = 1,5$).

Расчетные характеристики арматуры принимаются по таблице Б.1.

Нагрузки на 1 м² поверхности плиты приведены в таблице 4.1.

Таблица 4.1 – Подсчет нагрузок на 1 м² перекрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кПа	γ_f	Расчетная нагрузка, кПа
Постоянная g: линолеум (t = 2 мм, $\rho = 12$ кН/м ³) мастика (t = 1 мм, $\rho = 15$ кН/м ³) ц/п стяжка (t = 50 мм, $\rho = 18$ кН/м ³) ж/б плита ($h_s = 80$ мм, $\rho = 25$ кН/м ³)	0,039 0,27 2	1,35 1,35 1,35	0,053 0,365 2,7
Итого	2,309		3,118
Переменная q (по заданию)	8,1	1,5	12,15

4.3 Определение внутренних усилий в плите

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

При ширине полосы $b_s = 1000$ мм или 1 м нагрузка, приходящаяся на 1 м² плиты, равна по величине нагрузке на 1 м погонной полосы. Таким образом, расчетная нагрузка на плиту: постоянная $g = 3,118$ кН/м, переменная $q = 12,15$ кН/м.

В крайних пролетах и опорах

$$M_1 = \frac{(g+q)\ell_{o.кр}^2}{11} = \frac{(3,118+12,15)1,46^2}{11} = 1,96 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

В средних пролетах и на средних опорах

$$M_2 = \frac{(g+q)\ell_{o.сп}^2}{16} = \frac{(3,118+12,15)1,55^2}{16} = 2,29 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

В средних пролетах и на средних опорах, где плиты окаймлены по всему контуру монолитно связанными с ними балками,

$$M_3 = 0,8 \cdot M_2 = 0,8 \cdot 2,29 = 1,83 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Поперечные силы:

$$V_B^I = V_{\max} = 0,6(g+q) \cdot \ell_{o.кр} = 0,6 \cdot (3,118+12,15) \cdot 1,46 = 13,37 \text{ кН};$$

$$V_A = 0,4(g+q) \cdot \ell_{o.кр} = 0,4 \cdot (3,118+12,15) \cdot 1,46 = 8,92 \text{ кН};$$

$$V_B^{II} = V_C^I + V_C^{II} = 0,5(g+q) \cdot \ell_{o.кр} = 0,5 \cdot (3,118+12,15) \cdot 1,55 = 12,61 \text{ кН.}$$



Расчетная схема плиты и эпюры внутренних усилий представлены на рисунке 4.2.

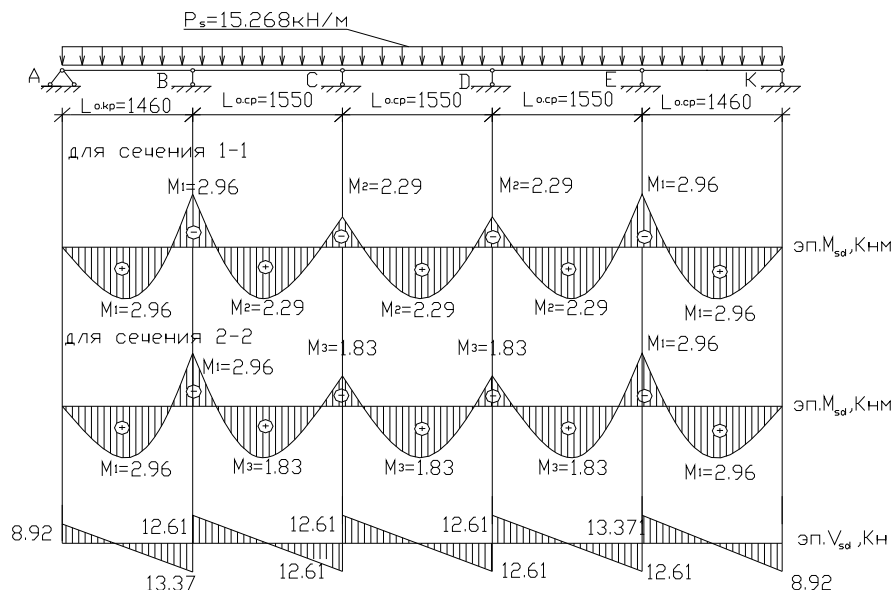


Рисунок 4.2 – К расчету сопротивления нормальных и наклонных сечений

4.4 Расчет сопротивления нормальных и наклонных сечений

Для бетона класса С20/25 нормативные и расчетные характеристики бетона: $f_{ck} = 20$ МПа; $\gamma_c = 1,5$, тогда $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{20}{1,5} = 13,33$ МПа; $\alpha = 1,0$.

Расчетное сопротивление для арматуры класса S500 (проволочная): $f_{yd} = 417$ МПа. Размеры сечения, принятые для расчета: $b = 1000$ мм; $h_s = 60$ мм;

$$c = c_c + \varnothing/2 = 25 + 5/2 = 28 \text{ мм},$$

где c_c – защитный слой бетона арматуры плиты;

\varnothing – предполагаемый максимальный диаметр арматуры плиты.

Рабочая высота сечения плиты: $d = h_s - c = 60 - 28 = 32$ мм.

Подбираем площадь рабочей арматуры в крайней промежуточной опоре и крайнем пролете.

Вычисляем значение коэффициента α_m по формуле

$$\alpha_m = \frac{M_{Sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}, \quad (4.3)$$

где M_{Sd} – расчетный изгибающий момент.

$$\alpha_m = \frac{2,96 \cdot 10^6}{13,33 \cdot 1000 \cdot 32^2 \cdot 1} = 0,082.$$

Относительная высота сжатой зоны

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,082} = 0,086.$$

Определим значение предельной относительной высоты сжатой зоны

$$\xi_{\text{lim}} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s,\text{lim}}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}, \quad (4.4)$$

где $\omega = k_c - 0,008 \cdot f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 13,33 = 0,74$.

$$\xi_{\text{lim}} = \frac{0,74}{1 + \frac{417}{500} \left(1 - \frac{0,74}{1,1}\right)} = 0,576.$$

$$\xi = 0,086 < \xi_{\text{lim}} = 0,576.$$

Используя значение коэффициента ξ , найдем численное значение коэффициента

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,086 = 0,957.$$

Рассчитаем площадь рабочей арматуры

$$A_{st} = \frac{M_{Sd}}{\eta \cdot d \cdot f_{yd}}. \quad (4.5)$$

$$A_{st} = \frac{2,96 \cdot 10^6}{0,957 \cdot 52 \cdot 417} = 136,74 \text{ мм}^2.$$

Минимальный процент армирования для изгибаемых элементов $\rho_{\text{min}} = 0,13 \%$, поэтому

$$A_{s,\text{min}} = \rho_{\text{min}} \cdot b \cdot d = 0,0013 \cdot 1000 \cdot 52 = 67,6 \text{ мм}^2.$$

На средних пролетах и опорах без учета окаймления балками:

$$\alpha_m = \frac{2,29 \cdot 10^6}{13,33 \cdot 1000 \cdot 52^2 \cdot 1} = 0,064;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,064} = 0,066;$$

$$\xi = 0,066 < \xi_{\text{lim}} = 0,576;$$

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot 0,066 = 0,967;$$



$$A_{st} = \frac{2,29 \cdot 10^6}{0,967 \cdot 52 \cdot 435} = 104,69 \text{ мм}^2.$$

В средних пролетах и на средних опорах с учетом окаймления балками:

$$\alpha_m = \frac{1,83 \cdot 10^6}{13,33 \cdot 1000 \cdot 52^2 \cdot 1} = 0,051;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,051} = 0,052;$$

$$\xi = 0,052 < \xi_{lim} = 0,576;$$

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot 0,052 = 0,974;$$

$$A_{st} = \frac{1,83 \cdot 10^6}{0,974 \cdot 52 \cdot 417} = 83,06 \text{ мм}^2.$$

Результаты расчета сводим в таблицу 4.2.

Таблица 4.2 – Требуемая площадь сечения арматуры на 1 п. м плиты

Сечение арматуры	M, кН·м	d, мм	α_m	η	Площадь сечения, мм ²	
					расчетная A_{st}	минимальная $A_{st,min}$
Крайний пролет и крайняя промежуточная опора	2,96	52	0,082	0,957	136,74	67,6
Средний пролет и средняя опора без учета окаймления балками	2,29	52	0,064	0,967	104,69	
Средний пролет и средняя опора с учетом окаймления балками	1,83	52	0,051	0,974	83,06	

4.5 Конструирование плиты

По расчетной площади A_{st} подбирают рабочую и распределительную арматуру плиты.

При толщине плиты $h_s \leq 150$ мм расстояние между осями стержней рабочей арматуры в средней части пролета плиты (внизу) и над опорой (вверху) многопролетных плит должно быть не более 200 мм, при $h_s > 150$ мм – не более $1,5h_s$.

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

Площадь сечения распределительной арматуры в плитах должна составлять не менее 10 % площади сечения рабочей арматуры в месте наи-

большого изгибающего момента, диаметр и шаг стержней такой арматуры зависит от диаметра и шага стержней рабочей арматуры.

Многопролетные балочные монолитные плиты толщиной до 100 мм с рабочей арматурой средних пролетов и опор диаметром до 6 мм включительно рекомендуется армировать сварными рулонными типовыми сетками с продольной рабочей арматурой.

Рулоны при этом раскатывают поперек второстепенных балок, а поперечные стержни сеток, являющиеся распределительной арматурой плиты, стыкуют внахлестку без сварки.

В крайних пролетах и на первых промежуточных опорах, где обычно требуется дополнительная арматурная сетка, ее укладывают на основную и заводят за грань первой промежуточной опоры во второй пролет на 1/4 пролета плиты.

Сварные рулонные сетки принимают в соответствии с сортаментом по ГОСТ 8478-81.

Ширина унифицированных сеток: 1140, 1280, 1340, 1440, 1540, 1660, 2350, 2550, 2660, 2830, 2940, 3030, 3260, 3330, 3560, 3630 мм.

Необходимо помнить, что сварные сетки из обыкновенной проволоки класса S500 изготавливают диаметром 4–5 мм.

Рассматриваем вариант армирования плиты сварными рулонными сетками с продольной рабочей арматурой.

Между главными балками можно уложить две, три или четыре сетки с нахлестом распределительных стержней 50–100 мм, причем ширина сеток принимается не менее 2 м.

Диаметр и шаг стержней этой арматуры в зависимости от диаметра и шага стержней рабочей арматуры можно принимать по таблицам 4.3 и 4.4.

Таблица 4.3 – Площадь поперечного сечения арматуры на 1 м ширины плиты

В квадратных сантиметрах

Шаг стержней	Диаметр стержней, мм								
	3	4	5	6	8	10	12	14	16
100	0,71	1,26	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11
125	0,57	1,01	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,31	16,08
150	0,47	0,84	1,31	1,84	3,35	5,23	7,54	10,26	13,4
200	0,35	0,63	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,69	10,05
250	0,28	0,50	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04
300	0,23	0,42	0,65	0,94	1,68	2,61	3,77	5,13	6,70
350	0,20	0,36	0,56	0,81	1,44	2,24	3,23	4,44	5,74
400	0,18	0,32	0,49	0,71	1,25	1,96	2,82	3,50	5,02

Таблица 4.4 – Диаметр и шаг стержней распределительной арматуры балочных плит

Диаметр стержней рабочей арматуры, мм	Шаг стержней рабочей арматуры, мм					
	100	125	150	200	250	300
4	3/350	3/350	3/350	3/350	3/350	3/350
5	3/350	3/350	3/350	3/350	3/350	3/350
6	4/350	4/350	3/350	3/350	3/350	3/350
8	5/350	5/350	4/350	4/350	3/350	3/350
10	6/350	6/350	5/350	5/350	5/350	5/350
12	6/250	6/300	6/350	6/350	6/350	6/350
14	8/300	8/350	8/350	6/300	6/350	6/350

При применении двух сеток необходимая ширина сетки

$$B = \frac{\ell_{sb} - b_{mb} + c}{n} + 2 \cdot c_1, \quad (4.6)$$

где c – минимальная длина нахлестки распределительных стержней;
 c_1 – минимальная длина свободных концов распределительных стержней;

n – количество сеток.

$$B = \frac{5300 - 400 + 50}{2} + 2 \cdot 10 = 2495 \text{ мм.}$$

Можно принять между главными балками две сетки шириной $B = 2550$ мм с действительным нахлестом $c = 50 + (2550 - 2495) = 105$ мм.

При трех сетках необходимая ширина сетки

$$B = \frac{5300 - 400 + 50 \cdot 2}{3} + 2 \cdot 10 = 1686,67 \text{ мм.}$$

Можно принять между главными балками три сетки шириной $B = 2350$ мм с действительным нахлестом $c = 50 + (2350 - 1686,67) = 713,3$ мм.

При четырех сетках необходимая ширина сетки

$$B = \frac{5300 - 400 + 50 \cdot 3}{4} + 2 \cdot 10 = 1282,5 \text{ мм.}$$

Можно принять между главными балками четыре сетки шириной $B = 1340$ мм с действительным нахлестом $c = 50 + (1340 - 1282,5) = 107,5$ мм.

Окончательно принимаем вариант с двумя сетками шириной $B = 2550$ мм с длиной нахлеста $c = 105$ мм.

Армирование плиты рулонными сетками приведено в таблице 4.5.



Таблица 4.5 – Армирование плиты рулонными сетками

Сечение	Площадь сечения, требуемая по расчету A_{st} , мм ²	Принятое армирование					Марка сетки
		Рабочая арматура			Распределительная арматура		
		Диаметр	Шаг	Площадь сечения, см ²	Диаметр	Шаг	
Первая промежуточная опора и первый пролет: основная сетка	136,74	4	125	1,01	4	350	$C_1 \cdot \frac{4S500-125}{4S500-350} \cdot 2550 \cdot 37000 \cdot \frac{65}{25}$
дополнительная		4	200	0,63	4	350	$C_2 \cdot \frac{4S500-200}{3S500-350} \cdot 2550 \cdot 37000 \cdot \frac{100}{25}$
Средний пролет и средняя опора без учета окаймления	104,69	4	100	1,26	4	350	$C_3 \cdot \frac{4S500-100}{4S500-350} \cdot 2550 \cdot 37000 \cdot \frac{50}{25}$
Средний пролет и средняя опора с учетом окаймления	83,06	4	150	0,84	4	350	$C_4 \cdot \frac{4S500-150}{4S500-350} \cdot 2550 \cdot 37000 \cdot \frac{50}{25}$

Условное обозначение сеток:

$$C \cdot \frac{\text{диаметр} \cdot \text{класс} - \text{шаг (продольных стержней)}}{\text{диаметр} \cdot \text{класс} - \text{шаг (поперечных стержней)}} \cdot B \cdot L \cdot \frac{c_1}{c_2}, \quad (4.7)$$

где c_1 – ширина свободных концов продольных стержней;

c_2 – то же поперечных стержней;

B – ширина сетки;

L – длина сетки.

Фрагмент плана раскладки сеток плиты монолитного перекрытия приведен на рисунке 4.3. Схема конструирования сеток представлена на рисунке 4.4.

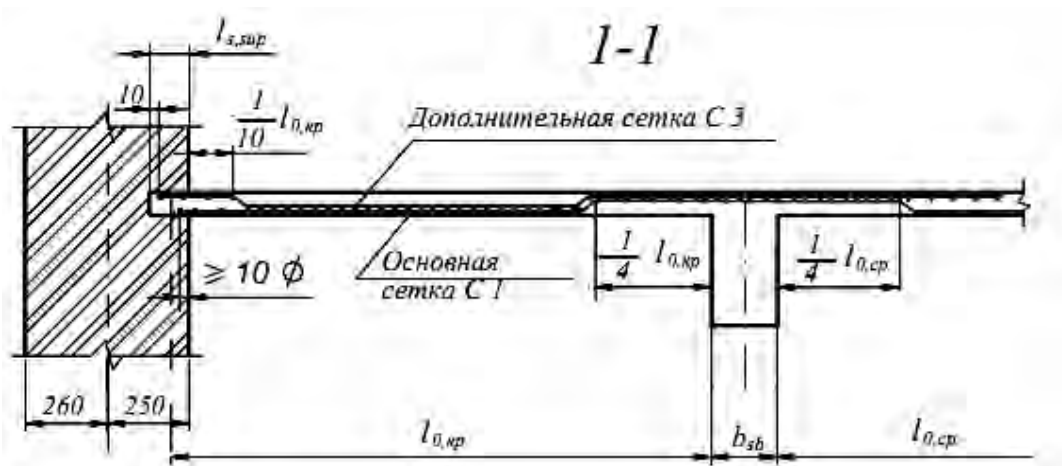


Рисунок 4.3 – Непрерывное армирование монолитных неразрезных плит сварными рулонными сетками

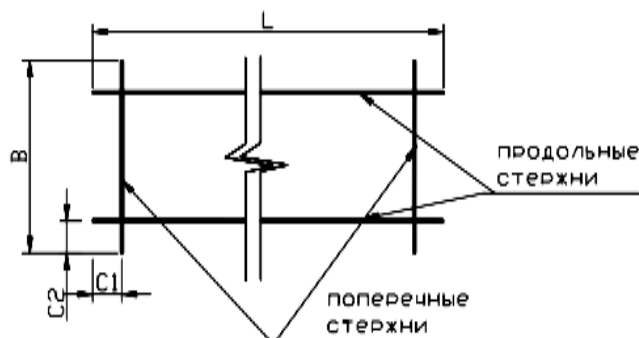


Рисунок 4.4 – Схема конструирования сеток

Расчет сопротивления железобетонных элементов на действие поперечных сил производится из условия

$$V_{Sd} \leq V_{Rd,ct}, \quad (4.8)$$

где V_{Sd} – расчетная поперечная сила от внешних воздействий;

$V_{Rd,ct}$ – поперечная сила, воспринимаемая железобетонным элементом без поперечного армирования,

$$V_{Rd,ct} = \left[\left(\frac{0,18}{\gamma_c} \right) k (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} - 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d =$$

$$= \left[\left(\frac{0,18}{1,5} \right) 2 (100 \cdot 0,0024 \cdot 20)^{\frac{1}{3}} \right] 100 \cdot 52 = 2033 \text{ Н} = 20,33 \text{ кН},$$

но не менее

$$V_{Rd,ct,min} = (0,4 \cdot f_{ctd} - 0,15 \cdot \sigma_{cp}) b_w \cdot d = (0,4 \cdot 0,87) 1000 \cdot 52 = 18512 \text{ Н} = 18,5 \text{ кН}.$$

Здесь

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{52}} = 2,96 > 2,0.$$

Принимаем $k = 2,0$, тогда

$$\rho_1 = \frac{A_{st}}{b_w d} = \frac{1,26}{100 \cdot 5,2} = 0,0024 \leq 0,02;$$

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 0,21 \cdot 20^{\frac{2}{3}} / 1,5 = 0,87 \text{ МПа}.$$

При отсутствии осевого усилия (сжимающей силы) $\sigma_{cp} = 0$.

Поскольку условие $V_{Sd} = V_B^I = 13,37 \text{ кН} < V_{Rd} = 20,33 \text{ кН}$ выполня-

ется, то расчет поперечной арматуры не производится и согласно конструктивным требованиям постановка поперечной арматуры не требуется.

5 Расчет второстепенной балки

5.1 Исходные данные

Размеры второстепенной балки: $\ell_{sb} = 5300$ мм (размер в осях), $b_{sb} = 200$ мм, $h_{sb} = 400$ мм; шаг второстепенных балок $s_{sb} = \ell_s = 1750$ мм; размеры сечения главной балки: $b_{mb} = 400$ мм, $h_{mb} = 800$ мм.

Для бетона класса С20/25 принимаем расчетные характеристики бетона: $f_{ck} = 20$ МПа; $\gamma_c = 1,5$, тогда

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{20}{1,5} = 13,33 \text{ МПа}; \quad f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{0,21 \cdot 20^{\frac{2}{3}}}{1,5} = 1,03 \text{ МПа}.$$

Расчетное сопротивление арматуры класса S500 (продольной и поперечной): $f_{yd} = 435$ МПа; $f_{ywd} = 313$ МПа.

5.2 Определение расчетных пролетов

Расчетный пролет для крайних пролетов (рисунок 5.1):

$$\ell_{o,кр} = \ell_{sb1} - 250 - \frac{b_{mb}}{2} + \frac{\ell_{sb,sup}}{2}. \quad (5.1)$$

$$\ell_{o,кр} = 5250 - 250 - \frac{400}{2} + \frac{120}{2} = 4860 \text{ мм}.$$

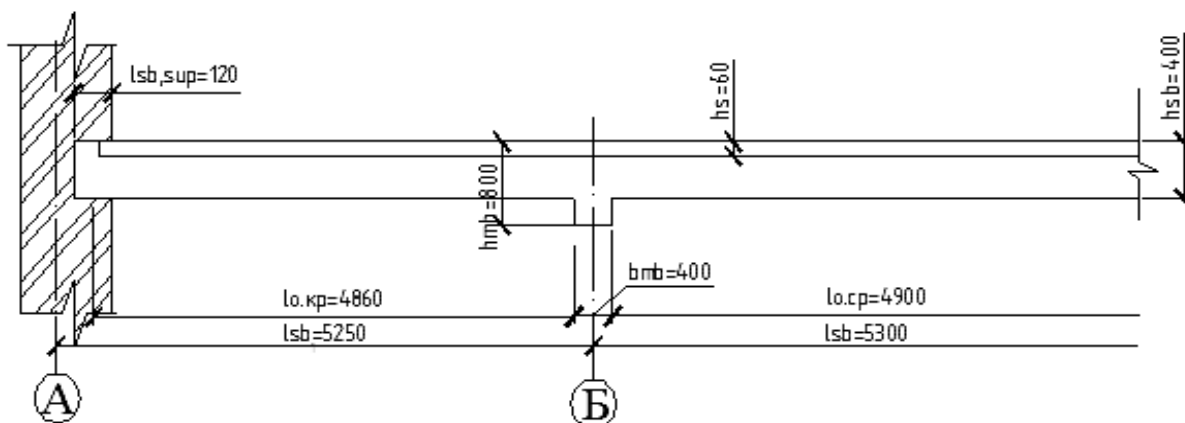


Рисунок 5.1 – К определению расчетных пролетов второстепенной балки

Расчетный пролет для средних пролетов:

$$l_{o,cp} = l_{sb} - b_{mb} . \quad (5.2)$$

$$l_{o,cp} = 5300 - 400 = 4900 \text{ мм.}$$

5.3 Подсчет нагрузок на второстепенную балку

Второстепенная балка работает совместно с прилегающими к ней участками плит, т. е. расчетное сечение будет тавровое с шириной полки в сжатой зоне b_{eff} , равной расстоянию между осями (шагу) второстепенных балок: $b_{eff} = l_s = 1750$ мм.

Определение погонной нагрузки в килоньютонах на метр на второстепенную балку сводим в таблицу 5.1.

Таблица 5.1 – Подсчет нагрузок на 1 п. м второстепенной балки

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м	γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м
Постоянная нагрузка g_{sb} :			
от веса пола и монолитной плиты: нормативная ($g_k \cdot l_s = 2,309 \cdot 1,75$) расчетная ($g_d \cdot l_s = 3,118 \cdot 1,75$)	4,04	1,35	5,46
от собственного веса второстепенной балки ($h_{sb} - h_s$) \cdot $b_{sb} \cdot 25 = (0,40 - 0,08) \cdot 0,2 \cdot 25 = 1,6$	1,6	1,35	2,16
Итого	5,64		7,62
Временная нагрузка q_{sb} : по заданию ($q_{sb} = q_k \cdot l_s = 8,1 \cdot 1,75$)	14,175	1,5	21,26

5.4 Построение эпюр изгибающих моментов и поперечных сил

Второстепенную балку рассчитываем как неразрезную пятипролетную балку с шарнирным опиранием на стену (крайние опоры) и на главные балки (средние опоры). При количестве пролетов балки более пяти принимаем к расчету пятипролетную схему (рисунок 5.2).

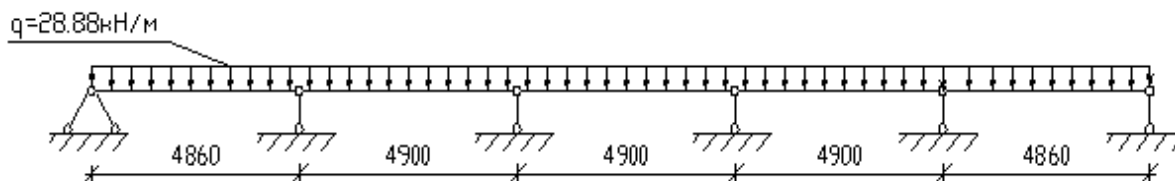


Рисунок 5.2 – Расчетная схема второстепенной балки

Статический расчет второстепенной балки выполняем с учетом перераспределения усилий в стадии предельного равновесия конструкции. При определении ординат огибающей эпюры изгибающих моментов величины коэффициентов β (таблица А.1) для эпюр положительных моментов в крайних и средних пролетах, для эпюры отрицательных моментов приведены в [8] в зависимости от величины отношения

$$\frac{q_{sb}}{g_{sb}} = \frac{21,26}{7,62} = 2,8,$$

где q_{sb} , g_{sb} – постоянная и переменная расчетные нагрузки на балку. Величину ординат огибающей эпюры моментов определяем по формуле

$$M_{Sd} = \beta \cdot (g_{sb} + q_{sb}) \ell_{sb,расч}^2 \quad (5.3)$$

Величины поперечных сил на опорах:

– на крайней свободной опоре

$$V_A^{PP} = V_K^{JI} = 0,4(g_{sb} + q_{sb}) \ell_{o,кп} = 0,4(7,62 + 21,26)4,860 = 56,14 \text{ кН};$$

– на первой промежуточной опоре (слева и справа)

$$V_B^{JI} = V_E^{PP} = 0,6(g_{sb} + q_{sb}) \ell_{o,кп} = 0,6(7,62 + 21,26)4,9 = 84,91 \text{ кН};$$

– на первой промежуточной опоре справа и на всех промежуточных опорах слева и справа (опора В, справа):

$$V_B^{PP} = V_C^{JI} = V_C^{PP} = 0,5(g_{sb} + q_{sb}) \ell_{o,ср} = 0,5 \cdot 28,88 \cdot 4,9 = 70,76 \text{ кН}.$$

Результаты сведены в таблицу 5.2.

Таблица 5.2 – Значения изгибающих моментов в сечениях балки

Номер пролета	Номер точек	В долях пролета	Значение β		$(g_{sb} + q_{sb}) \ell_{sb,расч}^2$	Значение моментов M_{Sd} , кН·м	
			+ β	- β		Пролетные + M_{Sd}	Опорные и пролетные - M_{Sd}
1	2	3	4	5	6	7	8
1	1	0,2	0,065	–	$(7,62 + 21,26) \times 4,86^2 = 682,13$	44,34	–
	2	0,4	0,090	–		61,39	–
	max	0,425	0,091	–		62,07	–
	3	0,6	0,075	–		51,16	–
	4	0,8	0,02	–		13,64	–
	5	1	–	–		-0,0715	–

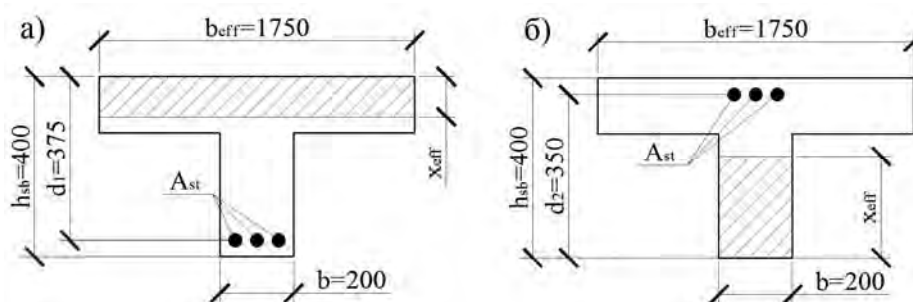


Окончание таблицы 5.2

1	2	3	4	5	6	7	8
2	6	0,2	0,018	-0,034	$(7,62 + 21,26) \times 4,9^2 = 693,4$	12,48	16,35
	7	0,4	0,058	-0,014		40,22	9,71
	max	0,5	0,0625	-		43,34	-
	8	0,6	0,058	-0,012		40,22	8,32
	9	0,8	0,018	-0,019		12,48	13,17
	10	1	-	-0,0625		-	43,34
3	11	0,2	0,018	-0,027	$(7,62 + 21,26) \times 4,9^2 = 693,4$	12,48	18,72
	12	0,4	0,058	-0,008		40,22	5,55
	max	0,5	0,0625	-		43,34	-
	13	0,6	0,058	-0,008		40,22	5,55
	14	0,8	0,018	-0,027		12,48	18,72
	15	1	-	-0,0625		-	43,34

5.5 Расчет сопротивления нормальных сечений и подбор арматуры в расчетных сечениях 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 5.3).



а – в пролете; б – на опоре

Рисунок 5.3 – Расчетные нормальные сечения второстепенной балки

В пролете сечение балки рассматриваем как тавровое (см. рисунок 5.3).

При расчете элементов, имеющих полку в сжатой зоне сечения, следует ограничивать значение ее расчетной ширины b_f' из условия, что размер свеса полки в каждую сторону от ребра должен быть не более $1/6$ пролета элемента.

Размеры сечения, принятые к расчету: $b_{eff} = 1750$ мм; $b_{sb} = 200$ мм;

$h_{sb} = 400$ мм; $h_s = h_f' = 60$ мм.

Задаемся величиной $c = 25$ мм в пролете и $c = 50$ мм на опоре, тогда рабочая высота сечения

$$d = h_{sb} - c. \quad (5.4)$$

Вычисляем

$$d_1 = h_{sb} - c = 400 - 25 = 375 \text{ мм}; \quad d_2 = h_{sb} - c = 400 - 50 = 350 \text{ мм}.$$

Предполагая, что нейтральная ось проходит по нижней грани полки, определяем область деформирования для прямоугольного сечения шириной $b_{eff} = 1750$ мм.

Находим величину изгибающего момента по формуле

$$M_{Rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_f' \cdot h_f' (d - 0,5h_f'). \quad (5.5)$$

$$M_{Rd} = 1 \cdot 13,33 \cdot 1750 \cdot 60 (375 - 0,5 \cdot 60) = 625,177 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Так как в первом пролете $M_{Sd} = 62,07$ кН·м $<$ $M_{Rd} = 625,177$ кН·м, то нейтральная линия проходит в полке и расчет производится как для элементов прямоугольного сечения с шириной $b = b_{eff} = 1750$ мм.

Для бетона класса C20/25 принимаем нормативные и подсчитанные расчетные характеристики бетона: $f_{ck} = 20$ МПа; $\gamma_c = 1,5$, тогда

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{20}{1,5} = 13,33 \text{ МПа}; \quad \alpha = 1,0.$$

Расчетное сопротивление арматуры класса S500: $f_{yd} = 435$ МПа.

Определим значение граничной высоты сжатой зоны

$$\xi_{lim} = \frac{0,74}{1 + \frac{435}{500} \left(1 - \frac{0,74}{1,1}\right)} = 0,576,$$

где

$$\omega = k_c - 0,008 \cdot f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 13,33 = 0,74.$$

Первый пролет. Определяем значение коэффициента α_m и значение относительной высоты сжатой зоны ξ при $M_{Sd} = 62,07$ кН·м, $d = 375$ мм, $b = b_{eff} = 1,75$ м:

$$\alpha_m = \frac{M_{Sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{62,07}{1 \cdot 13,33 \cdot 1750 \cdot 375^2} = 0,0189;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0189} = 0,019.$$

$$\xi = 0,019 < \xi_{lim} = 0,576.$$



Используя значение относительной высоты сжатой зоны ξ , найдем численное значение коэффициента

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,019 = 0,99.$$

Тогда площадь рабочей арматуры

$$A_{st} = \frac{M_{Sd}}{\eta \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{62,07 \cdot 10^6}{0,99 \cdot 375 \cdot 435} = 384,35 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 2 \emptyset 14 с $A_{st} = 308 \text{ мм}^2$, 1 \emptyset 10 с $A_{st} = 78,5 \text{ мм}^2$.

Минимальное значение площади арматуры

$$A_{st,min} = 0,0013 \cdot b_{sb} \cdot d = 0,0013 \cdot 200 \cdot 375 = 97,5 \text{ мм}^2.$$

Средний пролет. При $M_{Sd} = 43,34 \text{ кН}\cdot\text{м}$

$$\alpha_m = \frac{43,34 \cdot 10^6}{13,33 \cdot 1750 \cdot 375^2 \cdot 1} = 0,013;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,013} = 0,013;$$

$$\xi = 0,013 < \xi_{lim} = 0,576;$$

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot 0,013 = 0,993;$$

$$A_{st} = \frac{43,34 \cdot 10^6}{0,993 \cdot 375 \cdot 435} = 267,56 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 2 \emptyset 10 с $A_{st} = 157 \text{ мм}^2$, 1 \emptyset 12 с $A_{st} = 113,1 \text{ мм}^2$.

Опора В (верхняя арматура). При $M_{Sd} = 48,77 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $d_2 = 350 \text{ мм}$;
 $b = 200 \text{ мм}$

$$\alpha_m = \frac{48,77 \cdot 10^6}{13,33 \cdot 200 \cdot 350^2 \cdot 1} = 0,149;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,149} = 0,163;$$

$$\xi = 0,163 < \xi_{lim} = 0,576;$$

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot 0,163 = 0,992;$$

$$A_{st} = \frac{48,77 \cdot 10^6}{0,992 \cdot 350 \cdot 435} = 322,91 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 3 \emptyset 12 с $A_{st} = 339 \text{ мм}^2$.



Опора С (верхняя арматура). При $M_{Sd} = 43,34$ кН·м; $d_2 = 350$ мм; $b = 200$ мм

$$\alpha_m = \frac{43,34 \cdot 10^6}{13,33 \cdot 200 \cdot 350^2 \cdot 1} = 0,133;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,133} = 0,143;$$

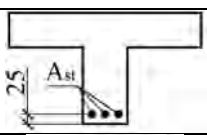
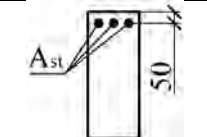
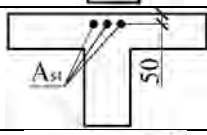
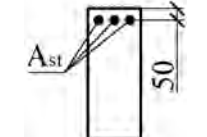
$$\xi = 0,143 < \xi_{lim} = 0,576;$$

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot 0,143 = 0,928;$$

$$A_{st} = \frac{43,34 \cdot 10^6}{0,928 \cdot 350 \cdot 435} = 306,75 \text{ мм}^2.$$

Принимаем $2\text{Ø}12$ с $A_{st} = 226 \text{ мм}^2$, $1\text{Ø}10$ с $A_{st} = 78,5 \text{ мм}^2$.
Результаты расчета сводим в таблицу 5.3.

Таблица 5.3 – Определение площади сечения рабочей арматуры второстепенной балки

Положение сечения	Расположение арматуры	M_{Sd} , кН·м	Расчетное сечение	α_m	η	$A_{st}^{тp}$, см ²	$A_{st}^{пp}$, см ²	Принятое армирование
Пролет 1	Нижняя	62,07		0,019	0,99	3,84	3,9	2Ø14 и Ø10
Пролет 1	Верхняя	–		Монтажная конструктивная арматура			1,6	2Ø10
Опора В	Верхняя	48,77		0,149	0,992	3,23	3,4	3Ø12
Пролет 2	Нижняя	43,34		0,013	0,993	2,68	1,7	2Ø10 и Ø12
Пролет 2	Верхняя	–		Монтажная конструктивная арматура			1,6	2Ø10
Опора С	Верхняя	43,34		0,133	0,928	3,07	3,1	2Ø12 и Ø10

5.6 Расчет сопротивления наклонных сечений по поперечной силе

Второстепенные балки армируют сварными каркасами и – в некоторых 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.

При назначении поперечного армирования используют данные таблицы В.1.

Диаметр хомутов d_w в вязаных 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 приопорных участках (1/4 пролета) назначают в зависимости от высоты балки: при высоте балки $h_{sb} \leq 450$ мм – $S \leq h_{sb}/2$ 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 S500 диаметром 6 мм. Шаг хомутов в приопорных участках принимаем 150 мм, что меньше $h_{sb}/2 = 400/2 = 200$ мм. На средних участках пролетов назначаем шаг хомутов равным 300 мм, что меньше 3/4: $h_{sb} = 3/4 \cdot 400 = 300$ мм, а также меньше 500 мм.

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

$$V_{Rd,max} \leq 0,3 \cdot \eta_{w1} \cdot \eta_{cl} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d, \quad (5.6)$$

где η_{w1} – коэффициент, учитывающий влияние хомутов, нормальных к продольной оси элемента,

$$\eta_{w1} = 1 + 5\alpha_e \cdot \rho_{sw}, \quad (5.7)$$

но не более 1,3.

Отношение модулей упругости арматуры и бетона:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}; \quad (5.8)$$

$$\rho_{sw} = \frac{a_{sw} \cdot n_w}{b_w \cdot S}, \quad (5.9)$$

где E_s – модуль упругости для арматуры класса S500, $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа;

E_{cm} – средний модуль упругости для бетона; для бетона класса С20/25 при марке удобоукладываемости П1, П2 $E_{cm} = 32 \cdot 10^3$ МПа.

Для одного стержня диаметром 6 мм $a_{sw} = 0,283$ см².

Минимальный процент поперечного армирования

$$\rho_{sw,min} = 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,08 \cdot \frac{\sqrt{20}}{500} = 0,00072.$$



$$\alpha_e = \frac{20 \cdot 10^4}{32 \cdot 10^3} = 5,71;$$

$$\rho_{sw} = \frac{28,3 \cdot 2}{200 \cdot 150} = 0,0019;$$

$$\eta_{w1} = 1 + 5 \cdot \alpha \cdot \rho = 1 + 5 \cdot 5,71 \cdot 0,0019 = 1,05.$$

$$\eta_{c1} = 1 - \beta_4 \cdot f_{cd}; \quad (5.10)$$

где β_4 – коэффициент, $\beta_4 = 0,01$ для тяжелого бетона.

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

Уточняем значение рабочей высоты сечения: $d = 400 - 25 = 375$ мм.

$$V_{Sd} = 70,76 \text{ кН} \leq V_{Rd,max} = 0,3 \cdot 1,05 \cdot 0,867 \cdot 13,33 \cdot 200 \cdot 375 = 273,04 \text{ кН}.$$

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

$$V_{Rd} = 2\sqrt{\eta_{c2}(1 + \eta_f)f_{ctd} \cdot d^2 \cdot b_w \cdot v_{sw}}, \quad (5.11)$$

где η_{c2} – коэффициент, для тяжелого бетона $\eta_{c2} = 2$;

η_f – коэффициент, учитывающий влияние сжатых свесов полки,

$$\eta_f = 0,75 \cdot \frac{(b'_f - b_w)t'_f}{b_w \cdot d} \leq 0,5, \quad (5.12)$$

где

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

$$(b'_f - b_w) = 1750 - 200 = 1550 > 3 \cdot t'_f = 3 \cdot 60 = 180 \text{ мм}.$$

Следовательно, принимаем при расчете $(b'_f - b_w) = 180$ мм.

$$\eta_f = 0,75 \cdot \frac{180 \cdot 80}{200 \cdot 375} = 0,144 \leq 0,5.$$

Находим линейное усилие, которое могут воспринять хомуты, по формуле

$$v_{sw} = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{S}, \quad (5.13)$$

где f_{ywd} – расчетное сопротивление поперечной арматуры (приняты поперечные стержни $\varnothing 6$ S500 с $A_{sw} = 28,3 \text{ мм}^2$, шаг 150 мм), $f_{ywd} = 313$ МПа.



$$v_{sw} = \frac{28,3 \cdot 2 \cdot 313}{150} = 131,31 \text{ Н/мм.}$$

$$V_{Rd} = 2\sqrt{2 \cdot (1 + 0,144) \cdot 1,0 \cdot 375^2 \cdot 200 \cdot 131,31} = 183,85 \text{ кН.}$$

Поперечная сила, которую могут воспринять хомуты и бетон, $V_{Rd} = 183,85 \text{ кН} > V_{Sd} = 70,76 \text{ кН}$, следовательно, прочность наклонного сечения обеспечена.

5.7 Построение эпюры материалов

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

$$M_{Rd} = f_{yd} \cdot A_{st} \cdot d \cdot \eta, \quad (5.14)$$

где d – уточненное значение рабочей высоты сечения;
 η – табличный коэффициент,

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot \xi. \quad (5.15)$$

$$\xi = \frac{A_{st} \cdot f_{yd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}. \quad (5.16)$$

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

Для построения эпюры материалов по фактической площади арматуры A_{st}^{np} в середине пролета и на опоре определяем момент M_{Rd} , воспринимаемый арматурой A_{st}^{np} . Затем в масштабе, принятом для построения эпюры изгибающих моментов, проводим горизонтальную линию, соответствующую A_{st}^{np} .

Эта горизонтальная линия должна быть расположена несколько дальше эпюры изгибающих моментов по отношению к нулевой линии, что показывает, на сколько фактическая арматура A_{st}^{np} близка к расчетной A_{st}^{rp} . Если горизонтальная линия пересекает эпюру изгибающих моментов, то это свидетельствует о том, что арматуры A_{st}^{np} поставлено недостаточно или в вычислениях ошибка.

Затем подсчитываем момент M_{Rd} для меньшего количества стержней, что будет соответствовать обрыву (отгибу) стержней в сечениях с меньшим изгибающим моментом. Обычно обрывают (отгибают) сразу по два



или по одному стержню и начинают при этом обрыв (отгиб) с арматуры, расположенной во втором ряду или в средней части при однорядном расположении. При выполнении обрывов (отгибов) стержней необходимо соблюдать принцип симметрии расположения стержней в поперечном сечении балки.

Зная новое значение M_{Rd} , снова проводим горизонтальную линию на эпюре изгибающих моментов. Точка пересечения этой линии с эпюрой моментов и будет точкой теоретического обрыва (отгиба). Таким же образом поступаем и при определении мест обрыва (отгиба) других стержней.

Из точек теоретического обрыва (т. т. о) проводим перпендикулярные линии до пересечения их с горизонтальными линиями M_{Rd} и окончательно строим эпюру материалов, которая имеет ступенчатый вид в местах теоретического обрыва стержней и наклонный вид в местах отгиба стержней. Следует иметь в виду, что начало каждого отгиба в растянутой зоне располагаем на расстоянии точки теоретического обрыва не менее чем $0,5d$, где d – уточненное значение рабочей высоты сечения.

При выполнении обрывов (отгибов) стержней необходимо соблюдать принцип симметрии расположения стержней в поперечном сечении балки. С целью восприятия изгибающего момента от возможного частичного заземления балки на стене в первом пролете арматуру не обрываем, а отгибаем на крайнюю опору. Начало отгиба располагаем на расстоянии 50–60 мм от внутренней грани стены.

Из точек теоретического обрыва обрываемых стержней по горизонтали откладываем длину анкеровки l_{bd} и окончательно устанавливаем место фактического обрыва стержня.

Расчеты, необходимые для построения эпюры материалов, выполнены в таблице 5.4.

Таблица 5.4 – Вычисление ординат эпюры материалов для продольной арматуры

Диаметр и количество стержней	Уточненная высота сечения d	Фактическая площадь сечения стержней A_{st} , мм ²	Расчетное сопротивление арматуры f_{yd} , МПа	Относительная высота сжатой зоны	Коэффициент η	Момент M_{Rd} , кН·м
1	2	3	4	5	6	7
Первый пролет (нижняя арматура $b = 1750$ мм, $c = 25$ мм)						
2Ø14	375	230	435	0,015	0,993	50,41
1Ø10	375	80	435	0,004	0,998	13,02
Первый пролет (верхняя арматура $b = 200$ мм, $c = 25$ мм)						
2Ø10	375	160	435	0,0696	0,965	25,19
Опорная арматура. Опора В (верхняя арматура $b = 200$ мм, $c = 50$ мм)						
2Ø12	350	230	435	0,107	0,946	33,14
1Ø12	350	110	435	0,052	0,974	16,32



Окончание таблицы 5.4

1	2	3	4	5	6	7
Опорная арматура. Опора В (нижняя арматура $b = 200$ мм, $c = 50$ мм)						
2Ø10	350	160	435	0,075	0,963	23,45
Второй пролет (нижняя арматура $b = 1750$ мм, $c = 25$ мм)						
2Ø10	375	160	435	0,008	0,996	26
1Ø12	375	110	435	0,0055	0,997	17,89
Второй пролет (верхняя арматура $b = 200$ мм, $c = 25$ мм)						
2Ø10	375	160	435	0,0696	0,965	25,19
Опорная арматура. Опора С (верхняя арматура $b = 200$ мм, $c = 50$ мм)						
2Ø12	350	230	435	0,107	0,946	33,14
1Ø10	350	80	435	0,037	0,981	11,95
Опорная арматура. Опора С (нижняя арматура $b = 200$ мм, $c = 50$ мм)						
2Ø10	350	160	435	0,075	0,963	23,45
Примечание – $d = h_{sb} - c$; $\xi = \frac{A_{st} \cdot f_{yd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}$; $\eta = 1 - 0,5 \cdot \xi$; $M_{Rd} = f_{yd} \cdot A_{st} \cdot d \cdot \eta$						

Эпюра материалов представлена на рисунке 5.4.

Сопоставляя эпюру материалов с огибающей эпюрой моментов, можно определить запас прочности (расстояние между эпюрой моментов и эпюрой материалов) в любом сечении по всей длине балки. Эти эпюры не должны пересекаться. Чем ближе эти эпюры подходят к огибающей эпюре моментов, тем экономичнее и рациональнее заармирована балка.

Теоретическое место обрыва стержней определяем графическим путем.

5.8 Определение длины анкеровки и нахлеста обрывааемых стержней

Сечения, в которых обрываемые стержни не требуются по расчету, проще всего определить графически. Для этого необходимо на объемлющую эпюру моментов наложить эпюру арматуры. Точки, в которых ординаты эпюр будут общими (точки пересечения), определяют места теоретического обрыва стержней в пролете. Для обеспечения прочности наклонных сечений второстепенной балки по изгибающим моментам обрываемые в пролете стержни продольной арматуры необходимо завести за точку теоретического обрыва на расстояние не менее

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,red}}{A_{s,prov}} \geq l_{b,min}, \quad (5.17)$$



где $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ – коэффициенты, характеризующие условия анкеровки и определяемые по [1, таблица 11.6];

l_b – базовая длина анкеровки;

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

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

$l_{b,min}$ – минимальная длина анкеровки, принимаемая равной наибольшему значению из величин:

для растянутых стержней, $\max \{0,6l_b; 15\varnothing; 100 \text{ мм}\}$;

для сжатых стержней $\max \{0,3l_b; 15\varnothing; 100 \text{ мм}\}$.

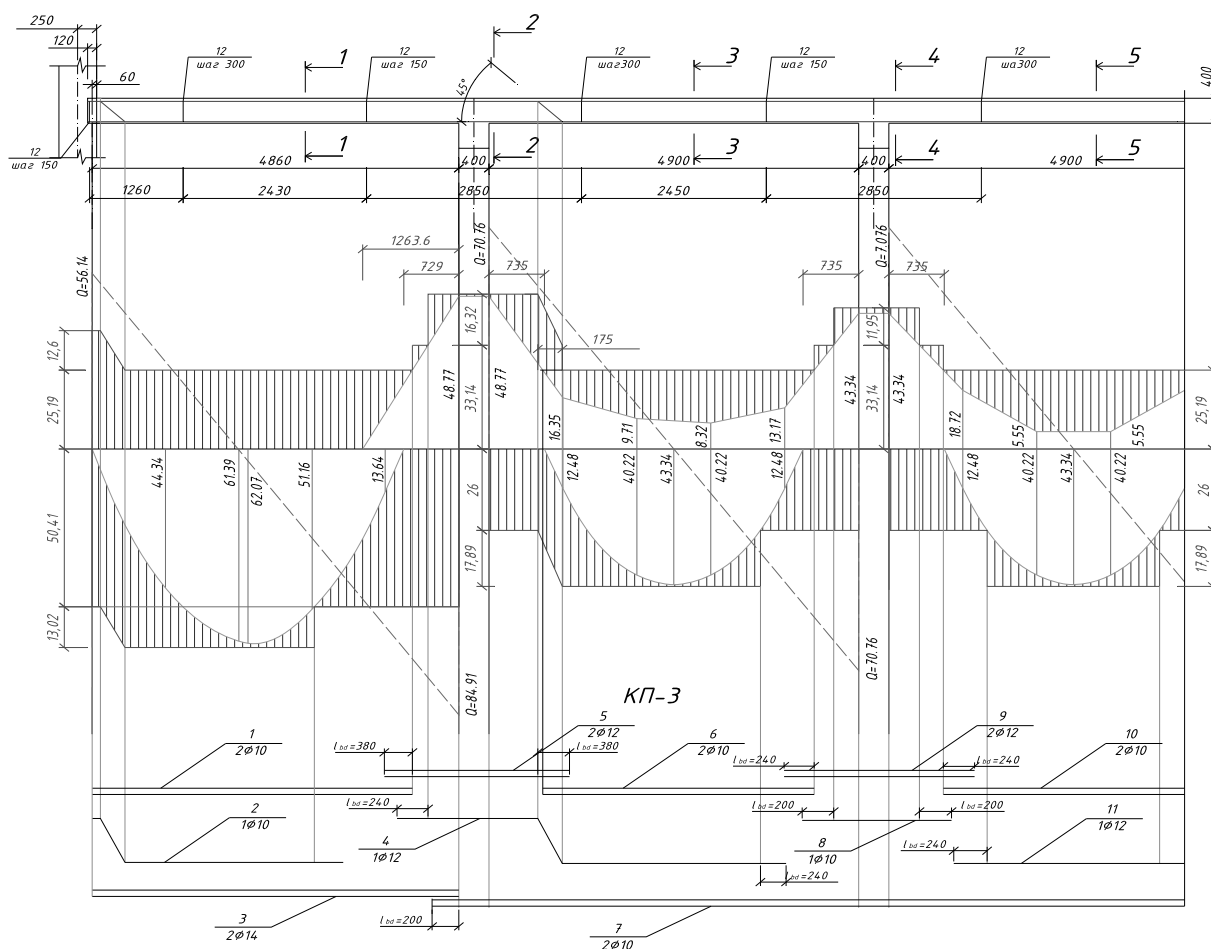


Рисунок 5.4 – Эпюра материалов для второстепенной балки

В связи с тем, что произведение $\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_4$ изменяется в пределах 0,7–1,0 [6], а величина α_3 в условиях обрыва арматуры второстепенной балки принимается равной 0,7, то в курсовом проекте с целью уменьшения расчетной части разрешается принимать $\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_4 = 1$, $\alpha_3 = 0,7$.

Кроме того, общая длина запуска стержня за точку теоретического обрыва должна быть не менее $0,5h$ и $20\varnothing$, где h – высота второстепенной

балки.

Анкеровка стержней продольной арматуры на свободной опоре осуществляется путем заведения за внутреннюю грань опоры на длину не менее:

– $5\varnothing$ в элементах, где арматура ставится на восприятие поперечной силы конструктивно;

– $10\varnothing$ в элементах, где поперечная арматура ставится по расчету, если до опоры доводится не менее $2/3$ сечения арматуры, определенной по наибольшему моменту в пролете;

– $15\varnothing$ – то же, если до опоры доводится не менее $1/3$ сечения арматуры.

Для обеспечения анкеровки обрываемой арматуры в сжатой зоне (нижняя арматура сжатой зоны на промежуточных опорах второстепенной балки) длина заводимых стержней за грань опоры определяется по формуле (5.17), при этом принимается $A_{s,red} = 0$.

Стыкуемые в пролетах стержни (стержни верхней продольной арматуры второстепенной балки) необходимо завести друг за друга на величину нахлеста, равную длине анкеровки большего диаметра стыкуемых стержней.

Анкеровка растянутой арматуры (опора В, справа и слева). В сечении обрываются стержни $\varnothing 12$ класса S500. Требуемая площадь сечения арматуры $A_{s,red} = 3,23 \text{ см}^2$ ($2\varnothing 12$), принятая площадь сечения арматуры $A_{s,prov} = 3,4 \text{ см}^2$ ($3\varnothing 12$), $\ell_b = 47 \cdot 12 = 564 \text{ мм}$.

Длина анкеровки обрываемых стержней

$$\ell_{bd} = 0,7 \cdot 564 \cdot \frac{3,23}{3,4} = 375,06 \text{ мм}.$$

Величины остальных параметров:

$$0,6 \cdot \ell_b = 0,6 \cdot 564 = 338,4 \text{ мм};$$

$$20 \cdot \varnothing = 20 \cdot 12 = 240 \text{ мм};$$

$$h_{sd} / 2 = 350 / 2 = 175 \text{ мм}.$$

Окончательно принимается $\ell_{bd} = 380 \text{ мм}$.



6 Расчет и конструирование монолитной колонны первого этажа

6.1 Нагрузки, действующие на колонну

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

Вычисляем продольную силу N_{sd1} от постоянных нагрузок (от собственного веса конструкции, перекрытий и покрытий):

$$N_{sd1} = [G \cdot A_{гр} + b_{mb} (h_{mb} - h_s) \ell_{mb} \cdot \rho \cdot \gamma_G + b_{sb} (h_{sb} - h_s) \ell_{sb} \cdot \rho \cdot \gamma_{fl} \cdot n_{sb} + b_c^2 \cdot H_{fl} \cdot \rho \cdot \gamma_G] \cdot n_{fl}, \quad (6.1)$$

где G – расчетная постоянная нагрузка, действующая на 1 м^2 плиты, $G = 3,118 \text{ кПа}$.

$$A_{гр} = \ell_{sb} \cdot \ell_{mb} = 5,3 \cdot 7,0 = 37,1 \text{ м}^2.$$

$$N_{sd1} = [3,118 \cdot 37,1 + 0,4(0,8 - 0,08)7,0 \cdot 2,5 \cdot 1,35 + 0,2(0,4 - 0,08)5,3 \cdot 2,5 \cdot 1,35 \cdot 4 + 0,4^2 \cdot 3,4 \cdot 2,5 \cdot 1,35]5 = 644,485 \text{ кН}.$$

Продольная сила от длительной нагрузки на перекрытие

$$N_{sd2} = (Q - 1,5) \gamma_Q \cdot A_{гр} (n_{fl} - 1), \quad (6.2)$$

где Q – нормативная временная нагрузка на перекрытие, $Q = 8,1 \text{ кН/м}^2$.

$$N_{sd2} = (8,1 - 1,5) \cdot 1,5 \cdot 37,1(5 - 1) = 1469,16 \text{ кН}.$$

Продольная сила от кратковременной нагрузки на перекрытие

$$N_{sd3} = 1,5 \cdot \gamma_Q \cdot A_{гр} (n_{fl} - 1). \quad (6.3)$$

$$N_{sd3} = 1,5 \cdot 1,5 \cdot 37,1(5 - 1) = 333,9 \text{ кН}.$$

Продольная сила от снеговой нагрузки

$$N_s = S_0 \cdot \gamma_Q \cdot A_{гр}, \quad (6.4)$$

где S_0 – нормативное значение снеговой нагрузки, принимается в зависимости от района строительства (район ПБ), $S_0 = 1,2 \text{ кПа}$

$$N_s = 1,2 \cdot 1,5 \cdot 37,1 = 66,78 \text{ кН}.$$

Полная продольная сила

$$N_{sd} = N_{sd1} + N_{isd2} + N_{isd3} + N_s. \quad (6.5)$$

$$N_{sd} = 644,485 + 1469,16 + 333,9 + 66,78 = 2514,325 \text{ кН}.$$

Высота колонны равна расстоянию в свету: $l_{col} = H_{f1} = 3400 \text{ мм}$.

Расчетная длина колонны

$$l_0 = \beta \cdot l_{col} = 1,0 \cdot 3,4 = 3,4 \text{ м},$$

где β – коэффициент расчетной длины колонны; для монолитного варианта $\beta = 1,0$.

Расчетная схема колонны представляет собой балку, защемленную по обоим концам и нагруженную силой N_{sd} , приложенной по оси колонны (рисунок 6.1).

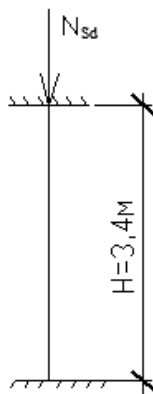


Рисунок 6.1 – Расчетная схема колонны

Условная расчетная длина колонны

$$l_{eff} = l_0 \sqrt{k_{lt}}, \quad (6.6)$$

где l_0 – расчетная длина колонны;

k_{lt} – коэффициент, определяемый по формуле

$$k_{lt} = 1 + 0,5 \frac{N_{sd,lt}}{N_{sd}} \cdot \Phi(\infty; t), \quad (6.7)$$

где $\Phi(\infty, t)$ – предельное значение коэффициента ползучести; для конструкций, эксплуатируемых в условиях относительной влажности RH от 40 до 75 % и нагруженных в возрасте не менее 28 сут, допускается принимать $\Phi(\infty, t) = 2,0$;

$N_{sd,lt}$ – продольная сила, вызванная действием постоянной расчетной нагрузки,

$$N_{Sd,lt} = N_{sd1}. \quad (6.8)$$

$$N_{Sd,lt} = 644,485 \text{ кН.}$$

$$k_{lt} = 1 + 0,5 \cdot \frac{644,485}{2514,325} \cdot 2 = 1,256;$$

$$\ell_{eff} = 3,4 \cdot \sqrt{1,256} = 3,81.$$

Гибкость квадратной колонны определяем по формуле

$$\lambda = \ell_0/h \leq 7. \quad (6.9)$$

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

В случае, когда $\ell_0/h \geq 7$, при определении e_0 следует учитывать величину случайного эксцентриситета e_a , а также в расчете следует учесть гибкость колонны. Следовательно, в расчете учитываем гибкость колонны.

6.2 Определение площади продольной арматуры

Колонна изготавливается из бетона класса C25/30 ($f_{cd} = 16,67$ МПа), продольная арматура – из стали класса S500 ($f_{yd} = 435$ МПа), монтажную арматуру принимаем класса S240. Площадь сечения рабочей арматуры определяем по формулам центрального сжатия, при этом значения эксцентриситета e_a принимают равным случайному эксцентриситету. Ориентировочно в данной работе принимаем сечение колонны 400×400 мм.

Значение случайного эксцентриситета назначают максимальное из трех:

$$e_a = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{\ell_0}{400}; \\ \frac{h_c}{30}; \\ 10 \text{ мм.} \end{array} \right. \quad (6.10)$$

Получаем

$$e_a = \max \left\{ \begin{array}{l} e_a = \frac{3400}{600} = 5,67 \text{ мм}; \\ e_a = \frac{400}{30} = 13,33 \text{ мм}; \\ e_a = 10 \text{ мм.} \end{array} \right.$$

Принимаем $e_a = 13,33$ мм.



Расчетное сечение колонны представлено на рисунке 6.2.

Определяем значение коэффициента φ , учитывающего влияние продольного изгиба и случайного эксцентриситета, по формуле

$$\varphi = 1,14 \left(1 - \frac{2e_{\text{tot}}}{h_c} \right) - 0,02 \cdot \frac{\ell_0}{h_c} \leq 1 - \frac{2e_{\text{tot}}}{h_w}, \quad (6.11)$$

где e_{tot} – полный эксцентриситет приложения силы,

$$e_{\text{tot}} = e_a + e_0 + e_u, \quad (6.12)$$

e_a – случайный эксцентриситет (наибольший);

e_0 – начальный эксцентриситет продольной силы,

$$e_0 = \frac{M_{\text{Sd}}}{N_{\text{Sd}}} = 0; \quad (6.13)$$

e_u – коэффициент, учитывающий ползучесть бетона, допускается в расчетах не учитывать.

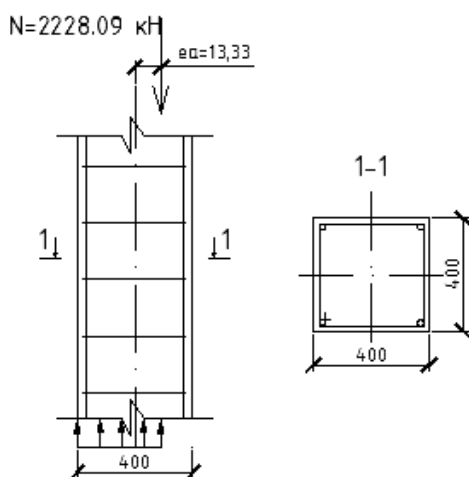


Рисунок 6.2 – Расчетное сечение колонны

Таким образом, $e_{\text{tot}} = e_a$.

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

Так как условие выполняется, то принимаем $\varphi = 0,894$.

Проверяем сечение колонны:

$$A_c = \frac{N_{\text{Sd}}}{\alpha \cdot f_{\text{cd}} + \rho \cdot f_{\text{yd}}}. \quad (6.14)$$

$$A_c = \frac{2514,325}{1 \cdot 16,67 + 0,02 \cdot 435} = 99,106 \text{ см}^2.$$

$$A_c = 40 \cdot 40 = 1600 \text{ см}^2 > 99,106 \text{ см}^2.$$

Площадь сечения рабочей арматуры рассчитывается по формуле

$$A_{s,tot} = \frac{N_{Sd} - \varphi \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot A_c}{\varphi \cdot f_{yd}}. \quad (6.15)$$

$$A_{s,tot,min} = \frac{2514,325 \cdot 10^3 - 0,894 \cdot 1 \cdot 16,67 \cdot 400^2}{0,894 \cdot 435} = 333,89 \text{ мм}^2.$$

С учетом конструктивных требований принимаем четыре стержня диаметром 12 мм с $A_{s,tot} = 452 \text{ мм}^2$.

Окончательно принимаем сечение колонны 400×400 мм.

$$N_{Rd} = 0,894(1,0 \cdot 16,67 \cdot 400^2 + 435 \cdot 452) = 2560,255 \text{ кН};$$

$$N_{Sd} = 2514,325 \text{ кН} \leq N_{Rd} = 2560,255 \text{ кН}.$$

Условие выполняется.

Диаметр поперечных стержней назначаем не менее 1/4 диаметра рабочей арматуры, т. е. $1/4 \cdot 12 = 3 \text{ мм}$.

Таким образом, принимаем поперечную арматуру класса S240 диаметром 6 мм. Шаг поперечной арматуры при вязаном каркасе принимаем $S \leq 15\emptyset$ рабочей арматуры, т. е. $15 \cdot 12 = 180 \text{ мм}$. Принимаем шаг поперечной арматуры $S = 150 \text{ мм}$.

В местах стыковки рабочей арматуры колонны шаг поперечной арматуры назначается $S \leq 10\emptyset$ рабочей арматуры, т. е. $10 \cdot 12 = 120 \text{ мм}$. Принимаем $S = 100 \text{ мм}$.

Список литературы

- 1 **СНБ 5.03.01-02.** Бетонные и железобетонные конструкции. – Минск : Минстройархитектуры РБ, 2003. – 139 с.
- 2 **СНБ 5.03.01-02.** Бетонные и железобетонные конструкции (изменение № 1). – Минск : Минстройархитектуры РБ, 2004. – 31 с.
- 3 **СНБ 5.03.01-02.** Бетонные и железобетонные конструкции (изменение № 3). – Минск : Минстройархитектуры РБ, 2006. – 6 с.
- 4 **СНБ 5.03.01-02.** Бетонные и железобетонные конструкции (изменение № 4). – Минск : Минстройархитектуры РБ, 2007. – 4 с.
- 5 **СНБ 5.03.01-02.** Бетонные и железобетонные конструкции (изменение № 5). – Минск : Минстройархитектуры РБ, 2009. – 14 с.



6 **ТКП EN 1992-1-1-2009 (02250)**. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. – Минск : М-во архитектуры и стр-ва РБ, 2010. – Ч. 1–1. – 191 с.

7 **СНиП 2.01.07-85**. Нагрузки и воздействия. – М. : Стройиздат, 1986. – 49 с.

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

9 **Тур, В. В.** Расчет железобетонных конструкций при действии перерезывающих сил / В. В. Тур, А. А. Кондратчик. – Брест : БГТУ, 2000. – 400 с.

10 **Байков, В. Н.** Железобетонные конструкции. Общий курс / В. Н. Байков, Э. Е. Сигалов. – М. : Стройиздат, 1991. – 767 с.

11 **Гольшев, А. Б.** Проектирование железобетонных конструкций : справ. пособие / А. Б. Гольшев. – Киев : Будівельник, 1990. – 496 с.

12 **Дрозд, Я. Н.** Предварительно напряженные железобетонные конструкции / Я. Н. Дрозд, Г. П. Пастушков. – Минск : Выш. шк., 1984. – 250 с.

13 **Попов, Н. Н.** Проектирование и расчет железобетонных и каменных конструкций / Н. Н. Попов, А. В. Забегаев. – М. : Высш. шк., 1989. – 320 с.

14 Проектирование железобетонных конструкций : справ. пособие / Под ред. А. Б. Гольшева. – 2-е изд., перераб. и доп. – Киев : Будівельник, 1990. – 544 с.

15 Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84). – М. : ЦИГП Госстроя СССР, 1989. – 192 с.



Приложение А (справочное)

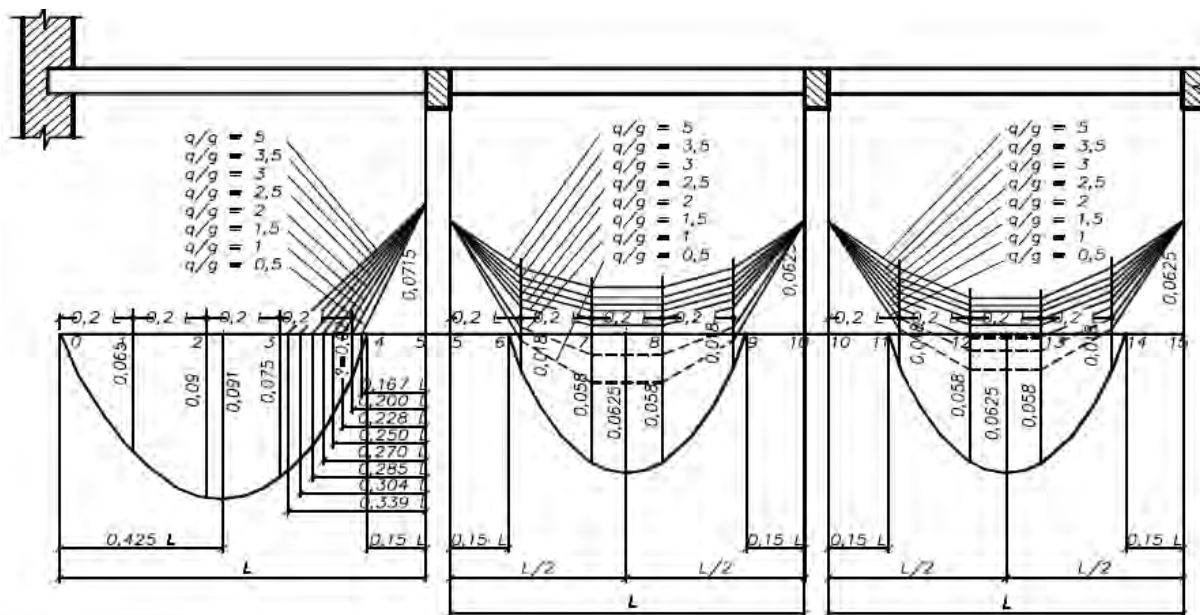


Рисунок А.1 – Эпюры расчетных моментов для равнопролетных неразрезных второстепенных балок

Таблица А.1 – Значения коэффициентов β для определения ординат изгибающих моментов в средних пролетах балок в зависимости от соотношения нагрузок q_{sb}/g_{sb}

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

Приложение Б (справочное)

Таблица Б.1 – Нормативные и расчетные сопротивления арматуры

Класс арматуры	Номинальный диаметр	Вид поверхности	Нормативное сопротивление $f_{yk}(f_{0,1k})$, МПа	Расчетное сопротивление $f_{yd}(f_{0,1d})$, МПа	Расчетное сопротивление поперечной арматуры f_{ywd} , МПа	
S240	5,5–40	Гладкая	240	218	174	157
S400	6–40	Периодического профиля	400	367	290	263
S500	4–5	Гладкая и периодического профиля	500	417	333	300
	6–22	Периодического профиля	500	435	348	313
S500	25–40	Периодического профиля	500	417	333	–

Приложение В (справочное)

Таблица В.1 – Значения β и θ для расчета элементов с поперечным армированием

$\frac{v}{f_{cm}}$	Параметры	Продольные относительные деформации ϵ_x						
		0,0000	0,00025	0,0005	0,00075	0,0010	0,0015	0,0020
0,050	β	0,405	0,290	0,208	0,197	0,185	0,162	0,143
	θ	27,0°	28,5°	29,0°	33,0°	36,0°	41,0°	43,0°
0,075	β	0,405	0,250	0,205	0,194	0,179	0,158	0,137
	θ	27,0°	27,5°	30,0°	33,5°	36,0°	40,0°	42,0°
0,100	β	0,271	0,211	0,200	0,189	0,174	0,143	0,120
	θ	23,5°	26,5°	30,5°	34,0°	36,0°	38,0°	39,0°
0,125	β	0,216	0,208	0,197	0,181	0,167	0,133	0,112
	θ	23,5°	28,0°	31,5°	34,0°	36,0°	37,0°	38,0°
0,150	β	0,212	0,203	0,189	0,171	0,160	0,125	0,103
	θ	25,0°	29,0°	32,0°	34,0°	36,0°	36,5°	37,0°
0,200	β	0,203	0,194	0,174	0,126	0,131	0,100	0,083
	θ	27,5°	31,0°	33,0°	34,0°	34,5°	35,0°	36,0°
0,250	β	0,191	0,167	0,136	0,126	0,116	0,108	0,104
	θ	30,0°	32,0°	33,0°	34,0°	35,5°	38,5°	41,5°



Приложение Г (справочное)

Таблица Г.1 – Сортамент горячекатаных арматурных стержней

Номинальный диаметр, мм	Площадь поперечного сечения, см ² , при числе стержней									Масса 1 м, кг
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	0,222
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	0,302
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	0,395
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	0,499
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	0,617
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	0,888
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	1,208
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	1,578
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	1,998
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	2,466
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,853
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	4,834
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	6,313
36	10,179	20,36	30,54	40,72	50,90	61,07	71,25	81,43	91,61	7,990

Таблица Г.2 – Соотношения между диаметрами свариваемых стержней в сварных сетках и каркасах, изготавливаемых с помощью точечной сварки

Диаметр стержня одного направления, мм	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36
Наименьший допустимый диаметр стержня другого направления, мм	3	3	4	4	5	5	6	8	8	8	10

Таблица Г.3 – Сортамент арматурной проволоки

Номинальный диаметр, мм	Площадь поперечного сечения, см ² , при числе проволок									Масса 1 м, кг
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,051
4	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	0,090
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	0,139



Таблица Г.4 – Коэффициент продольного изгиба

l_0/i	Коэффициент φ_1		
	S240	S400	S500
10	0,988	0,985	0,983
20	0,970	0,962	0,956
30	0,943	0,927	0,919
40	0,905	0,878	0,864
50	0,867	0,823	0,803
60	0,82	0,764	0,736
70	0,77	0,682	0,634
80	0,715	0,604	0,584
90	0,67	0,523	0,454
100	0,582	0,437	0,359