

МИНИСТЕРСТВО ТРАНСПОРТА И КОММУНИКАЦИЙ
РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ
«БЕЛОРУССКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ ТРАНСПОРТА»

Кафедра строительных технологий и конструкций

В. В. ТАЛЕЦКИЙ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ

*Рекомендовано учебно-методическим объединением
в сфере высшего образования Республики Беларусь
по образованию в области строительства и архитектуры
в качестве учебно-методического пособия
для студентов специальности
1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство»*

Гомель 2020

УДК 624.012.35.001.63 (075.8)

ББК 38.53

T16

Рецензент – главный инженер ОАО «Гомельжилпроект» *А. В. Марченко*

Талецкий, В. В.

T16 Проектирование железобетонных конструкций многоэтажного здания : учеб.-метод. пособие по курсовому и дипломному проектированию / В. В. Талецкий ; М-во трансп. и коммуникаций Респ. Беларусь, Белорус. гос. ун-т трансп. – Гомель : БелГУТ, 2020. – 109 с.
ISBN 978-985-554-925-4

Изложена последовательность расчета несущих железобетонных конструкций многоэтажного промышленного здания: сборного ригеля перекрытия прямоугольного сечения, центрально нагруженных сборной колонны и монолитного фундамента, плиты и второстепенной балки монолитного железобетонного перекрытия. Даны краткие указания по конструированию этих элементов. Все расчеты выполнены в соответствии с СНБ 5.03.01–02 «Конструкции бетонные и железобетонные». Приведены правила оформления чертежей по новым нормативным документам.

Предназначено для выполнения курсового проекта № 1 по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» студентами специальности «Промышленное и гражданское строительство», может быть полезно при дипломном проектировании и в проектной практике.

УДК 624.012.35.001.63 (075.8)

ББК 38.53

ISBN 978-985-554-925-4

© Талецкий В. В., 2020

© Оформление. БелГУТ, 2020

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение	5
1 Компоновка элементов сборного перекрытия	8
2 Подбор плиты перекрытия	12
2.1 Сбор нагрузок.....	12
2.2 Назначение марки плиты.....	12
3 Расчет ригеля	13
3.1 Сбор нагрузок и подбор сечения.....	13
3.2 Статический расчет.....	14
3.3 Огибающие эпюры изгибающих моментов и поперечных сил.....	16
3.4 Конструктивный расчет.....	23
3.4.1 Подбор продольной арматуры и расчет несущей способности ригеля.....	23
3.4.2 Подбор поперечной арматуры.....	29
3.4.3 Построение эпюры материалов и определение мест обрыва продольных стержней..	37
3.5 Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси ригеля.....	39
3.6 Расчет прогиба ригеля.....	42
3.7 Расчет стыка ригеля с колонной.....	44
4 Расчет колонны и ее элементов	47
4.1 Расчетно-конструктивная схема.....	47
4.2 Расчет колонны.....	47
4.3 Конструирование колонны.....	48
4.4 Пример расчета колонны.....	49
4.5 Расчет консоли колонны.....	53
4.6 Расчет стыка колонн.....	55
5 Проектирование фундаментов	57
5.1 Определение размеров подошвы.....	57
5.2 Расчет тела фундамента.....	57
5.2.1 Определение высоты.....	57
5.2.2 Расчет на раскалывание.....	60
5.2.3 Проверка прочности нижней ступени.....	60
5.2.4 Расчет арматуры.....	61
5.3 Конструирование фундаментов.....	65
6 Расчет и конструирование элементов монолитного перекрытия	65
6.1 Конструктивная схема.....	65
6.2 Расчет плиты.....	68
6.3 Расчет второстепенной балки.....	71
6.3.1 Определение размеров поперечного сечения.....	71
6.3.2 Построение эпюр изгибающих моментов и поперечных сил.....	72
6.3.3 Расчет продольной арматуры балки.....	73
6.3.4 Расчет поперечной арматуры балки.....	77
6.3.5 Построение огибающей эпюры моментов, эпюры материалов и определение мест обрыва продольных стержней.....	83

7 Правила оформления чертежей.....	90
7.1 Общие сведения.....	90
7.2 Схемы расположения элементов конструкций.....	92
7.3 Чертежи элементов железобетонных конструкций.....	93
7.4 Расчетные схемы.....	94
7.5 Надписи на чертежах.....	95
Приложения	
А Типовые сборные железобетонные плиты перекрытия.....	97
Б Изгибающие моменты неразрезных балок с равными пролетами при равномерно распределенной нагрузке.....	98
В Характеристики бетона и арматуры.....	99
Г Таблица для практического расчета изгибаемых элементов симметричного сечения по деформационной модели (бетон классов по прочности при сжатии $C^{12/15} \dots C^{50/60}$).....	100
Д Сортамент арматуры.....	103
Е Предельно допустимые прогибы железобетонных конструкций.....	104
Ж Дополнительные материалы для расчета конструкций.....	105
И Схема расположения элементов здания. Разрез 1–1. Узлы.....	вкл.
К Конструкция ригеля, колонны и фундамента.....	вкл.
Л Конструкция монолитного перекрытия.....	вкл.
М Сетки арматурные сварные для железобетонных конструкций и изделий (ГОСТ 23279–85).....	107
Список литературы.....	109

ВВЕДЕНИЕ

Курсовой проект № 1 по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» для студентов специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» включает расчет и конструирование несущих конструкций многоэтажного промышленного здания: сборного и монолитного перекрытий, центрально нагруженных колонны и фундамента.

Цель данного учебно-методического пособия – помочь усвоить студентам основные понятия, приобрести навыки по расчету и конструированию, ознакомиться с правилами оформления чертежей железобетонных конструкций.

Учебно-методическое пособие содержит разработку конструктивной схемы сборного перекрытия, выбор плиты перекрытия по каталогам и сериям, расчет ригеля прямоугольного поперечного сечения в сборном варианте, расчет и конструирование плиты и второстепенной балки монолитного перекрытия, расчет центрально нагруженных колонны и фундамента. Также приведен расчет опорного стыка ригеля с колонной, расчет консоли колонны и стыка колонн.

В пособии приведены правила оформления чертежей и приложения с тремя листами формата А2 графической части проекта. На листах даны схемы расположения и чертежи запроектированных ригелей, колонн и фундаментов для варианта из сборного железобетона, чертежи плиты и второстепенной балки из монолитного железобетона с фрагментами схем раскладки арматурных сеток и установки каркасов.

Для большинства расчетов приведены алгоритмы, позволяющие выполнять их на персональном компьютере в программах *Mathcad* или *Excel*, что значительно сократит вычислительную работу.

Задание на курсовой проект. Требуется запроектировать основные несущие железобетонные конструкции многоэтажного промышленного здания в сборном варианте – ригель, колонну и фундамент. Разработать вариант междуэтажного перекрытия из монолитного железобетона и запроектировать плиту и второстепенную балку.

Исходные данные для выполнения курсового проекта принимаются из следующей таблицы в соответствии с выданным шифром из трех цифр:

Исходные данные	Номер варианта									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
<i>По последней цифре шифра</i>										
1 Район строительства, снеговой район, высота над уровнем моря А, м	Борисов, 2б, 172	Гомель, 1в, 138	Брест, 1б, 142	Витебск, 2а, 150	Гродно, 1а, 139	Добруш, 3, 125	Мозырь, 1в, 152	Полоцк, 2а, 129	Могилев, 1в, 193	Минск, 2в, 220
2 Длина здания, м	72	54	60	36	66	48	72	78	42	84
3 Ширина здания, м	21	18	24	15	21	27	12	18	30	24
4 Количество этажей	5	4	4	3	4	3	4	5	4	4
5 Высота этажа, м	3,0	4,8	5,4	3,6	3,6	6,0	5,4	3,0	4,2	4,8
6 Высота подвала, м	–	–	2,0	2,8	–	2,2	2,4	–	–	2,6
<i>По предпоследней цифре шифра</i>										
7 Нормативная переменная нагрузка, кН/м ²	15	11	8	10	6	13	7	14	9	12
8 В том числе длительно действующая, кН/м ²	5,0	3,5	2,0	2,5	1,5	2,0	3,0	4,5	3,0	4,0
<i>По третьей от конца цифре шифра</i>										
9 Класс бетона	C ¹⁶ / ₂₀	C ²⁵ / ₃₀	C ²⁰ / ₂₅	C ³⁰ / ₃₇	C ¹² / ₁₅	C ²⁰ / ₂₅	C ³⁰ / ₃₇	C ²⁵ / ₃₀	C ¹⁶ / ₂₀	C ¹² / ₁₅
10 Класс арматурной стали	S400	S500	S400	S500	S400	S500	S400	S500	S400	S500
11 Условное расчетное сопротивление грунта, R ₀ , кПа	350	250	300	400	350	250	300	400	350	250
<i>Примечание – Для поперечных стержней ригелей, колонн, монтажных петель, сеток монолитной плиты, поперечных стержней второстепенных балок класс арматурной стали – S240.</i>										

Состав курсового проекта. Материалы проекта представляются в виде пояснительной записки, содержащей выполненные расчеты, и графической части из трех листов чертежей формата А2 (420×594 мм).

Примерное содержание пояснительной записки

Оглавление

Введение. Во введении дается краткое описание принятых в проекте конструктивных решений, характеристика выбранных элементов и узлов их сопряжения. Например, в соответствии с заданием (шифр ...) запроектированы основные несущие конструкции 3-этажного промышленного здания с подвалом. Здание прямоугольное в плане с размерами в осях 24×90 м. Здание разбито на два температурных блока длиной 42 и 48 м. Здание запроектировано в неполном каркасе с наружными стенами из камней силикатных толщиной 510 мм. Выбран вариант сборного перекрытия с поперечным расположением ригелей. Шаг колонн – 6,0 м, пролет ригелей – 6,0 м. Высота этажа

здания – 4,2 м, высота подвала – 3,0 м. Колонны – квадратного поперечного сечения, ригели – прямоугольного поперечного сечения. Плиты перекрытия опираются на верх ригелей. Ригели опираются на наружные стены и на консоли колонн. Фундаменты – монолитные железобетонные со стаканами для сопряжения с колоннами. Вариант монолитного перекрытия запроектирован с расположением главных балок поперек здания, соответственно второстепенных балок – вдоль здания.

1 Варианты компоновки сборного перекрытия. Здесь разрабатываются два варианта перекрытия, с продольным расположением ригелей и поперечным расположением ригелей.

2 Подбор плиты перекрытия

2.1 Сбор нагрузок

2.2 Назначение марки плиты

3 Расчет ригеля

3.1 Сбор нагрузок и подбор сечения

3.2 Статический расчет

3.3 Огибающие эпюры M и V

3.4 Конструктивный расчет

3.4.1 Подбор продольной арматуры и расчет несущей способности ригеля

3.4.2 Подбор поперечной арматуры

3.4.3 Построение эпюры материалов и определение мест обрыва продольных стержней

3.5 Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси ригеля

3.6 Определение прогиба ригеля

3.7 Расчет стыка ригеля с колонной

4 Расчет колонны и ее элементов

4.1 Расчетно-конструктивная схема

4.2 Расчет колонны

4.3 Конструирование колонны

4.4 Расчет консоли колонны

4.5 Расчет стыка колонн

5 Проектирование фундаментов

5.1 Определение размеров подошвы

5.2 Расчет тела фундамента

5.2.1 Определение высоты

5.2.2 Расчет на раскалывание

5.2.3 Проверка прочности нижней ступени

5.3 Конструирование фундаментов

6 Расчет и конструирование элементов монолитного перекрытия

6.1 Конструктивная схема

6.2 Расчет плиты

6.3 Расчет второстепенной балки

6.3.1 Определение размеров поперечного сечения

6.3.2 Построение эпюр изгибающих моментов и поперечных сил

6.3.3 Подбор продольной арматуры балки

6.3.4 Подбор поперечной арматуры балки

6.3.5 Построение огибающей эпюры моментов, эпюры материалов и определение мест обрыва продольных стержней

Список литературы

Кроме расчетов пояснительная записка должна иметь поясняющие чертежи и расчетные схемы.

В графической части проекта чертежи выполняются для сборного и монолитного вариантов перекрытия здания. На листах должны быть размещены:

– 1-й лист – схемы расположения фундаментов, колонн, ригелей и плит перекрытий. Поперечный разрез и чертежи монтажных узлов. Все конструктивные элементы маркируются, и приводится их спецификация;

– 2-й лист – опалубочные и арматурно-опалубочные чертежи ригеля, колонны и фундамента. Чертежи арматурных изделий, закладных деталей, спецификация арматуры и ведомость расхода стали по элементам;

– 3-й лист – схема расположения элементов монолитного перекрытия. Схемы раскладки арматурных сеток плиты, арматурно-опалубочные чертежи плиты и второстепенной балки. Спецификация арматуры и ведомость расхода стали.

1 КОМПОНОВКА ЭЛЕМЕНТОВ СБОРНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ

Балочные сборные перекрытия представляют собой систему балок (ригелей), расположенных в одном (продольном или поперечном) или в двух направлениях и опирающихся на них плит перекрытий.

Балки опираются на колонны. Так как проектируется здание с неполным каркасом, то балки в крайних пролетах одним концом опираются на промежуточные колонны каркаса, другим – на наружные несущие стены.

Компоновка перекрытия заключается в выборе типа балок, их направления и пролета, назначении шага колонн, выборе типа и ширины плит.

Для перекрытий многоэтажных производственных зданий применяются унифицированные сетки колонн 6×6 м и 6×9 м. В курсовом проекте шаг колонн принимается равным 6 м, а пролеты балок (ригелей) могут отличаться от унифицированных, но они должны быть приняты кратными модулю 100 мм.

Ригели перекрытия проектируются неразрезными, но изготавливаются и монтируются из однопролетных сборных элементов. Неразрезность обеспечивается за счет сварки выпусков арматуры, закладных и накладных деталей и омоноличивания стыков сопрягаемых элементов.

Поперечное сечение ригеля зависит от способа опирания на него плит перекрытия. При укладке панелей поверху ригелей их сечение принимается тавровым с полкой в сжатой зоне или прямоугольным (рисунок 1.1, *a*). При опирании панелей в пределах высоты ригеля сечение принимается тавровым с полкой в средней или растянутой зоне, что позволяет уменьшить строительную высоту перекрытия (рисунок 1.1, *б*).

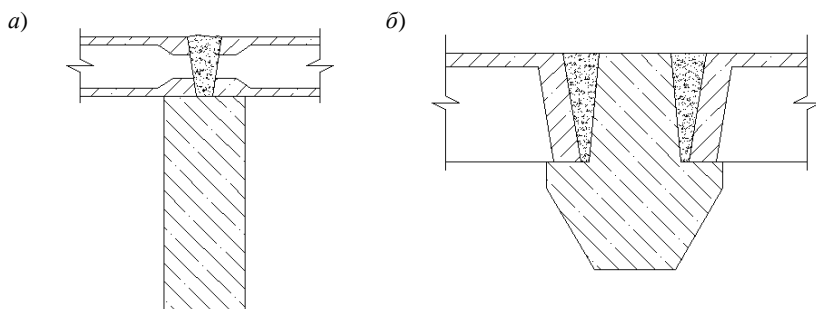


Рисунок 1.1 – Опирание плит перекрытий на ригель:
a – ригель прямоугольного сечения; *б* – ригель с полкой в средней зоне

В курсовом проекте следует рассмотреть два варианта компоновки перекрытия с поперечным и продольным расположением ригелей и изобразить их схемы в пояснительной записке.

Привязка колонн к разбивочным осям здания – «осевая». Привязка наружных стен к разбивочным осям следующая: при опирании плит перекрытий на стены – 130 мм стены внутрь здания, остальная часть наружу; при опирании ригелей – внутрь здания 250 мм стены.

Тип плит перекрытий назначается в зависимости от полной нагрузки и вида потолка. При переменных нагрузках до 10 кПа включительно и необходимости устройства гладкого потолка применяются плоские плиты с круглыми пустотами толщиной 220 мм или ребристые с ребрами вверх. Номинальная ширина таких плит изменяется от 800 до 2400 мм через 200 мм (и есть ширина 1500 мм). При переменных нагрузках 11 кПа и выше рекомендуются ребристые плиты с ребрами вниз номинальной шириной 1500 мм, высотой несущих ребер 400 мм. Нагрузка от ребристых плит на ригель передается в местах (точках) опирания ребер, т. е. как от сосредоточенных сил. Для упрощения статического расчета ригеля ребристые плиты раскладывают таким образом, чтобы количество мест опирания по длине ригеля было не менее 4. В таком случае нагрузка принимается как равномерно распределенная вдоль ригеля.

При раскладке плит необходимо учитывать, что колонны препятствуют свободной раскладке, поэтому в местах их расположения устанавливают специальные плиты, имеющие вырез, или устраивают монолитные участки

шириной, равной поперечному размеру колонны. Если между крайней плитой и стеной образуются зазоры, их замоноличивают.

На рисунках 1.2 и 1.3 приведены примеры компоновочных схем перекрытий с продольным и поперечным расположением ригелей.

Для дальнейшего расчета выбирается вариант перекрытия с поперечным расположением ригелей.

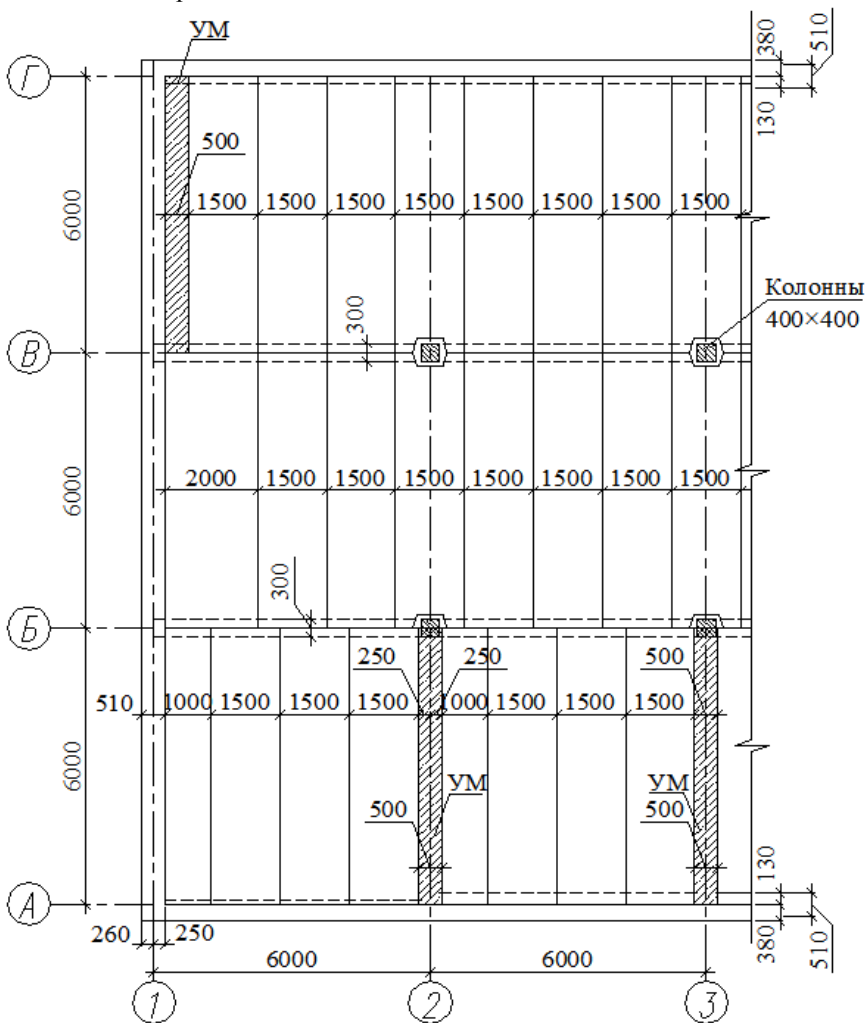


Рисунок 1.2 – Компоновочная схема раскладки плит перекрытий с продольным расположением ригелей

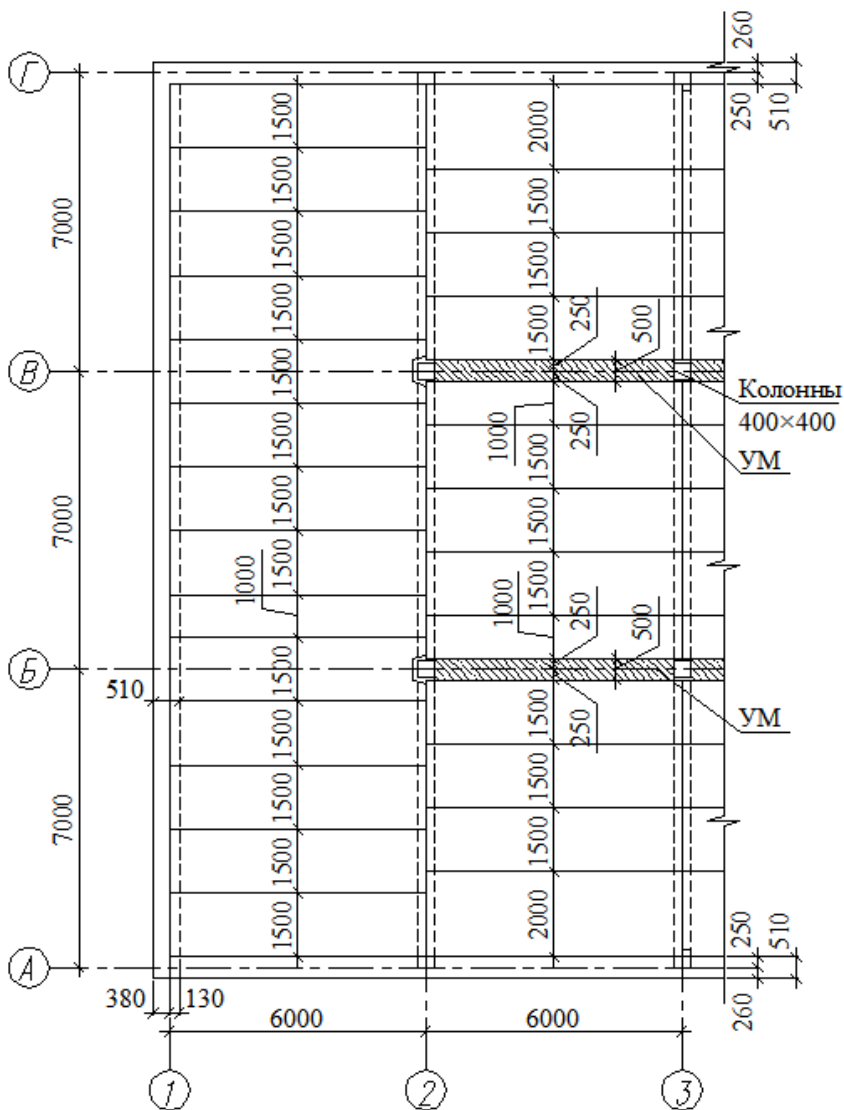


Рисунок 1.3 – Компановочная схема раскладки плит перекрытий с поперечным расположением ригелей

2 ПОДБОР ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ

Плиты перекрытий подбираются по каталогам или типовым сериям в зависимости от действующей на перекрытие полной нагрузки.

2.1 Сбор нагрузок

Нагрузки складываются из постоянных и переменных. Переменные нагрузки могут быть кратковременно и длительно действующими. В таблице 2.1 приведен порядок сбора нагрузки, кН/м².

Т а б л и ц а 2.1 – Нагрузки, действующие на плиту перекрытия

Вид нагрузки	Величина нагрузки		
	нормативная	коэффициент надежности по нагрузке γ_f	расчетная
<i>Постоянные (g)</i>			
1 Пол	0,5	1,35	0,675
2 Плита перекрытия	3,0*	1,35	4,05
И т о г о	3,5		4,725
<i>Переменные (p)</i>			
3 Стационарное оборудование (длительно действующая)	5,5	1,5	8,25
4 Вес людей и материалов (кратковременно действующая)	1,5	1,5	2,25
И т о г о	7,0		10,5
<i>Суммарные (q)</i>			
5 Полные	10,5		15,225
6 В том числе длительно действующие	9,0		12,975
*Равномерно распределенная нагрузка для плоских плит с круглыми пустотами. Для плит с ребрами вниз принимать 2,2 кН/м ² .			

2.2 Назначение марки плиты

Марку плиты перекрытия по каталогу или серии назначаем, учитывая полную расчетную нагрузку, конструктивную длину и ширину плиты. В приложении А приведены плиты с круглыми пустотами (таблица А.1) и ребристые с ребрами вниз (таблица А.2). Несущая способность подобранной плиты перекрытия должна быть больше полной расчетной нагрузки. Если в каталоге или серии дана допускаемая расчетная нагрузка на плиту без учета ее собственного веса, то от полной расчетной нагрузки необходимо вычесть собственный вес плиты перекрытия (п. 2 таблицы 2.1) и при подборе учитывать полученную разность.

Окончательно приводится марка плиты, серия по которой подобрана плита и допускаемая нагрузка на плиту.

3 РАСЧЕТ РИГЕЛЯ

3.1 Сбор нагрузок и подбор сечения

При расчете ригеля необходимо нагрузку, распределенную по площади перекрытия (см. таблицу 2.1), собрать в распределенную по длине ригеля. Для этого ее умножают на грузовую ширину ригеля, которая равна шагу ригелей.

Кроме этого, необходимо учесть нагрузку от собственного веса ригеля.

Примерные размеры сечения ригеля в метрах можно определить по следующим формулам:

– рабочая высота

$$d = 1,853 \sqrt{\frac{M}{f_{cd}}}; \quad (3.1)$$

– ширина

$$b = \frac{d}{2,4}, \quad (3.2)$$

где $M = \frac{ql^2}{8}$ – расчетный изгибающий момент для свободно опертой балки наибольшего из пролетов (l) без учета нагрузки от ее собственного веса, кН·м·10⁻³. Расчетная нагрузка q , кН/м, определяется из произведения полной расчетной нагрузки (из таблицы 2.1) на шаг ригелей; f_{cd} – расчетная прочность бетона, МПа; d – рабочая высота сечения. Для получения высоты сечения к рабочей высоте добавляют 30–50 мм: $h = d + (0,03 \dots 0,05)$ м.

При назначении размеров сечения ширина принимается $b = 10, 12, 15$ см и далее кратно 5 см, высота – кратно 5 см при $h \leq 60$ см и кратно 10 см при большей высоте.

Нагрузка от собственного веса ригеля, кН/м, $g = 25bh$, где 25 кН/м³ – объемный вес железобетона, b и h – принятые ширина и высота сечения ригеля соответственно, м.

Нагрузки, действующие на ригель, сводятся в таблицу 3.1.

Пример сбора нагрузок, кН/м, выполнен для данных таблицы 2.1 с шагом ригелей 6,0 м.

Т а б л и ц а 3.1 – Нагрузки, действующие на ригель

Вид нагрузки	Величина нагрузки		
	нормативная	коэффициент надежности по нагрузке γ_f	расчетная
<i>Постоянные (g)</i>			
1 Пол	3,0	1,35	4,05
2 Плита перекрытия	18,0	1,35	24,3
3 Ригель ($b = 20$ см, $h = 60$ см)	3,0	1,35	4,05
И т о г о	24,0		32,4

Окончание таблицы 3.1

Вид нагрузки	Величина нагрузки		
	нормативная	коэффициент надежности по нагрузке γ_f	расчетная
<i>Переменные (p)</i>			
4 Стационарное оборудование (длительно действующая)	33,0	1,5	49,5
5 Вес людей и материалов (кратковременно действующая)	9,0	1,5	13,5
Итого	42,0		63,0
<i>Суммарные (q)</i>			
6 Полные	66,0	–	95,4
7 В том числе длительно действующие	57,0	–	81,9

3.2 Статический расчет

Изгибающие моменты в пролетном и опорном сечениях определяются по формуле

$$M = (\alpha g + \beta p)l^2, \quad (3.3)$$

где α и β – табличные коэффициенты, зависящие от характера загрузки неразрезной балки (приложение Б); g и p – соответственно величины постоянной и переменной равномерно распределенных нагрузок; l – пролет ригеля (для опорного момента – наибольший из примыкающих к опоре).

Расчет с помощью таблиц разрешается для балок, пролеты которых равны или отличаются друг от друга не более чем на 10 %.

В таблице 3.2 приведены результаты определения максимальных моментов на опорах и серединах пролетов для четырехпролетного ригеля, кН·м, при $g = 28,2$ кН/м, $p = 51,3$ кН/м, $l = 6$ м.

Таблица 3.2 – Максимальные изгибающие моменты в ригеле

Загрузка			Пролетные моменты				Опорные моменты		
номер	индекс	схема	M_1	M_2	M_3	M_4	$-M_B$	$-M_C$	$-M_D$
		A B C D E 1 2 3 4							
2	420 410		262,9	-46,6	186,1	35,7	208,4	138,6	208,4
3	430 410						332,1 232,5*	105,3 131,9	215,7 209,0
4	440 410						175,1 184,4	269,7 232,5*	175,1 184,4
5	450 410		35,7	186,1	-46,6	262,9	208,4	138,6	208,4

Примечание – Моменты, отмеченные звездочкой, понижены.

Вычисления их проводились по формуле (3.3). Например:

– для опоры B при третьем варианте загрузки

$$M_B = -(0,107 \cdot 28,2 + 0,121 \cdot 51,3) \cdot 6^2 = -332,1 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

– для середины первого пролета при втором варианте загрузки

$$M_1 = (0,077 \cdot 28,2 + 0,100 \cdot 51,3) \cdot 6^2 = 262,9 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

В целях экономии материалов и унификации армирования производится перераспределение моментов. Оно сводится, как правило, к понижению и выравниванию опорных моментов. Понижение моментов на первой промежуточной опоре не должно превышать 30 % в целях исключения чрезмерного раскрытия трещин. Пролетные моменты при рассматриваемом нагружении увеличиваются, но, как правило, не превосходят их значений при невыгодном нагружении на пролетный момент.

В рассматриваемом примере момент на опоре B при первом нагружении понижен на 30 %, а на опоре C при втором нагружении – до величины, равной моменту на опоре B . При понижении момента на какой-либо опоре изменяются моменты на других опорах. Эти изменения могут быть определены с помощью добавочных эпюр, изображенных на рисунке 3.1.

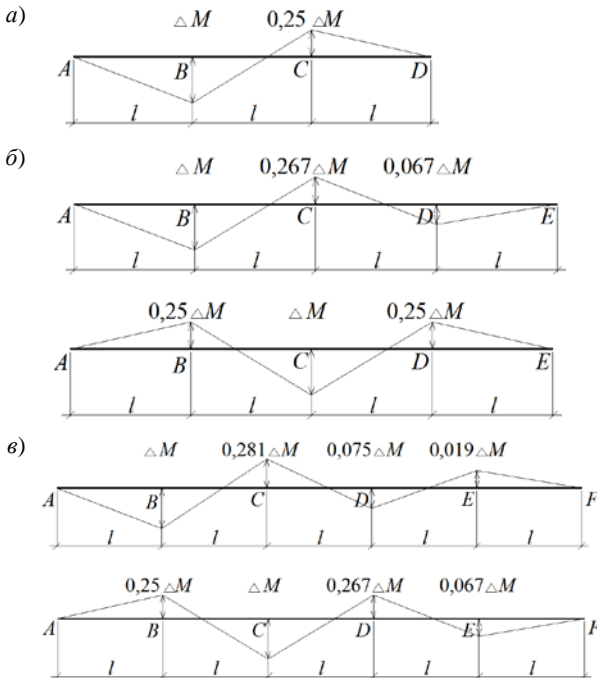


Рисунок 3.1 – Значения опорных моментов при нагружении балки на крайней или любой средней опоре моментом ΔM :

a – трехпролетной балки; b – четырехпролетной балки; c – пятипролетной балки

3.3 Огибающие эпюры изгибающих моментов и поперечных сил

Огибающие эпюры усилий дают полное представление о работе ригеля и позволяют решать задачи о поперечном армировании и обрыве стержней, если они выполняются графически.

Изгибающие моменты в любом сечении $M_{(x)}$ определяются по формуле

$$M_{(x)} = M_0 - M_{\text{sup},l}(1-\xi) - M_{\text{sup},r}\xi, \quad (3.4)$$

где M_0 – момент в свободно опертой балке. Для равномерно распределенной нагрузки

$$M_0 = \frac{(g+p)l^2}{2}\xi(1-\xi); \quad (3.5)$$

$M_{\text{sup},l}$ и $M_{\text{sup},r}$ – значения моментов по абсолютной величине на левой и правой опорах с учетом перераспределения усилий; $\xi = x/l$ – относительное расстояние, а x – расстояние от левой опоры до расчетного сечения.

Момент в середине любого пролета при $\xi = 0,5$

$$M_{x=l/2} = M_0 - \frac{M_{\text{sup},r} + M_{\text{sup},l}}{2},$$

где $M_0 = \frac{(g+p)l^2}{8}$.

Поперечные силы $V_{(x)}$ определяются по формуле

$$V_{(x)} = \frac{g+p}{2}l(1-2\xi) - \frac{M_{\text{sup},r} - M_{\text{sup},l}}{l}. \quad (3.6)$$

Чтобы определить максимальные значения поперечных сил, необходимо выбрать соответствующее загрузение. При рассмотрении первого пролета следует учесть, что пластические свойства арматуры могут не реализоваться и понижение опорного момента на первой промежуточной опоре не произойдет. Тогда поперечная сила на этой опоре слева будет больше, чем вычисленная при пониженном опорном моменте. Не прибегая к вычислениям, эту поперечную силу можно увеличить на 20 %.

Вычисления следует вести в табличной форме и приведенной последовательности. Для сокращения времени расчет лучше вести в табличном редакторе Excel. Результаты вычислений для всех видов загрузения приведены в таблицах 3.3–3.6. В таблице 3.7 полученные в сечениях ригеля всех пролетов внутренние усилия M и V сведены воедино. По значениям M и V таблицы 3.7 строятся эпюры изгибающих моментов и поперечных сил для всех вариантов загрузений (рисунок 3.2).

Таблица 3.3 – Вычисление M и V при загрузении № 2 [($g + p$) – g – ($g + p$) – g]

Формула или обозначения	Результаты вычислений									
	для 1-го пролета					для 2-го пролета				
l , м	6					6				
g , кН/м	28,2					28,2				
p , кН/м	51,3					51,3				
$q = g + p$, кН/м	79,5					–				
$q = g$, кН/м	–					28,2				
$M_{sup,l}$, кН·м	0					208,4				
$M_{sup,r}$, кН·м	208,4					138,6				
$V_M = (M_{sup,r} - M_{sup,l})/l$, кН	34,7					–11,6				
ξ	0	0,25	0,5	0,75	1	0	0,25	0,5	0,75	1
$1 - \xi$	1	0,75	0,5	0,25	0	1	0,75	0,5	0,25	0
$\xi(1 - \xi)$	0	0,19	0,25	0,19	0	0	0,19	0,25	0,19	0
$1 - 2\xi$	1	0,5	0	–0,5	–1	1	0,5	0	–0,5	–1
$M_{li} = M_{sup,l}(1 - \xi)$, кН·м	0	0	0	0	0	208,4	156,3	104,2	52,1	0
$M_{ri} = M_{sup,r}\xi$, кН·м	0	52,1	104,2	156,3	208,4	0	34,7	69,3	104	138,6
$M = qP\xi(1 - \xi)/2 - M_{li} - M_{ri}$, кН·м	0	216,2	253,6	112	–208	–208	–95,8	–46,6	–60,9	–139
$V = ql(1 - 2\xi)/2 - V_M$, кН	203,8	84,5	–34,73	–154	–273	49,9	7,6	–34,7	–77,0	–119

Окончание таблицы 3.3

Формула или обозначения	Результаты вычислений									
	для 3-го пролета					для 4-го пролета				
l , м	6					6				
g , кН/м	28,2					28,2				
p , кН/м	51,3					51,3				
$q = g + p$, кН/м	79,5					–				
$q = g$, кН/м	–					28,2				
$M_{sup,l}$, кН·м	138,6					208,4				
$M_{sup,r}$, кН·м	208,4					0				
$V_M = (M_{sup,r} - M_{sup,l})/l$, кН	11,6					–34,7				
ξ	0	0,25	0,5	0,75	1	0	0,25	0,5	0,75	1
$1 - \xi$	1	0,75	0,5	0,25	0	1	0,75	0,5	0,25	0
$\xi(1 - \xi)$	0	0,19	0,25	0,19	0	0	0,19	0,25	0,19	0
$1 - 2\xi$	1	0,5	0	–0,5	–1	1	0,5	0	–0,5	–1
$M_{li} = M_{sup,l}(1 - \xi)$, кН·м	138,6	104	69,3	34,7	0	208,4	156,3	104,2	52,1	0
$M_{ri} = M_{sup,r}\xi$, кН·м	0	52,1	104,2	156,3	208,4	0	0	0	0	0
$M = qP\xi(1 - \xi)/2 - M_{li} - M_{ri}$, кН·м	–138,6	112,3	184,3	77,4	–208	–208,4	–61,1	22,7	43,1	0

кН·м										
$V = ql(1 - 2\xi)/2 - V_m$, кН	203,8	84,5	-34,7	-154	-273	49,9	7,6	-34,7	-77	-119,3

Т а б л и ц а 3.4 – Вычисление M и V при загрузении № 3 $[(g + p) - (g + p) - g - (g + p)]$

Формула или обозначения	Результаты вычислений									
	для 1-го пролета					для 2-го пролета				
l , м	6					6				
g , кН/м	28,2					28,2				
p , кН/м	51,3					51,3				
$q = g + p$, кН/м	79,5					79,5				
$q = g$, кН/м	–					–				
$M_{sup,l}$, кН·м	0					232,5				
$M_{sup,r}$, кН·м	232,5					131,9				
$V_m = (M_{sup,r} - M_{sup,l})/l$, кН	38,75					–16,77				
ξ	0	0,25	0,5	0,75	1	0	0,25	0,5	0,75	1
$1 - \xi$	1	0,75	0,5	0,25	0	1	0,75	0,5	0,25	0
$\xi(1 - \xi)$	0	0,19	0,25	0,19	0	0	0,19	0,25	0,19	0
$1 - 2\xi$	1	0,5	0	-0,5	-1	1	0,5	0	-0,5	-1
$M_{li} = M_{sup,l}(1 - \xi)$, кН·м	0	0	0	0	0	232,5	174,4	116,3	58,1	0
$M_{ri} = M_{sup,r}\xi$, кН·м	0	58,1	116,3	174,4	232,5	0	33,0	66,0	98,9	131,9
$M = qP\xi(1 - \xi)/2 - M_{li} - M_{ri}$, кН·м	0	210,2	241,5	93,9	-233	-233	61,0	175,6	111,3	-132
$V = ql(1 - 2\xi)/2 - V_m$, кН	199,8	80,5	-38,8	-158	-277	199,8	80,5	-38,8	-158	-277

Окончание таблицы 3.4

Формула или обозначения	Результаты вычислений									
	для 3-го пролета					для 4-го пролета				
l , м	6					6				
g , кН/м	28,2					28,2				
p , кН/м	51,3					51,3				
$q = g + p$, кН/м	–					79,5				
$q = g$, кН/м	28,2					–				
$M_{sup,l}$, кН·м	131,9					222,4				
$M_{sup,r}$, кН·м	222,4					0				
$V_m = (M_{sup,r} - M_{sup,l})/l$, кН	15,1					–37,1				
ξ	0	0,25	0,5	0,75	1	0	0,25	0,5	0,75	1
$1 - \xi$	1	0,75	0,5	0,25	0	1	0,75	0,5	0,25	0

$\xi(1 - \xi)$	0	0,19	0,25	0,19	0	0	0,19	0,25	0,19	0
$1 - 2\xi$	1	0,5	0	-0,5	-1	1	0,5	0	-0,5	-1
$M_{li} = M_{sup,l}(1 - \xi)$, кН·м	131,9	98,9	66,0	33,0	0	222,4	166,8	111,2	55,6	0
$M_{ri} = M_{sup,r}\xi$, кН·м	0	55,6	111,2	166,8	222,4	0	0	0	0	0
$M = qP\xi(1 - \xi)/2 - M_{li} - M_{ri}$, кН·м	-131,9	-59,4	-50,3	-104,6	-222	-222,4	101,5	246,6	212,7	0
$V = ql(1 - 2\xi)/2 - V_m$, кН	45,9	3,4	-38,8	-81,05	-123	199,8	80,5	-38,8	-158	-277,3

Т а б л и ц а 3.5 – Вычисление M и V при загрузении № 4 [$g - (g + p) - (g + p) - g$]

Формула или обозначения	Результаты вычислений									
	для 1-го пролета					для 2-го пролета				
l , м	6					6				
g , кН/м	28,2					28,2				
p , кН/м	51,3					51,3				
$q = g + p$, кН/м	–					79,5				
$q = g$, кН/м	28,2					–				
$M_{sup,l}$, кН·м	0					184,4				
$M_{sup,r}$, кН·м	184,4					232,5				
$V_m = (M_{sup,r} - M_{sup,l})/l$, кН	30,73					8,02				
ξ	0	0,25	0,5	0,75	1	0	0,25	0,5	0,75	1
$1 - \xi$	1	0,75	0,5	0,25	0	1	0,75	0,5	0,25	0
$\xi(1 - \xi)$	0	0,19	0,25	0,19	0	0	0,19	0,25	0,19	0
$1 - 2\xi$	1	0,5	0	-0,5	-1	1	0,5	0	-0,5	-1
$M_{li} = M_{sup,l}(1 - \xi)$, кН·м	0	0	0	0	0	184,4	138,3	92,2	46,1	0
$M_{ri} = M_{sup,r}\xi$, кН·м	0	46,1	92,2	138,3	184,4	0	58,13	116,3	174,4	232,5
$M = qP\xi(1 - \xi)/2 - M_{li} - M_{ri}$, кН·м	0	49,1	34,7	-43,1	-184	-184	71,9	149,3	47,8	-233
$V = ql(1 - 2\xi)/2 - V_m$, кН	53,87	11,6	-30,7	-73	-115	207,8	88,5	-30,7	-150	-269

О к о н ч а н и е т а б л и ц ы 3.5

Формула или обозначения	Результаты вычислений									
	для 3-го пролета					для 4-го пролета				
l , м	6					6				
g , кН/м	28,2					28,2				
p , кН/м	51,3					51,3				
$q = g + p$, кН/м	79,5					–				
$q = g$, кН/м	–					28,2				

$M_{\text{sup},l}, \text{кН}\cdot\text{м}$	232,5					184,4				
$M_{\text{sup},r}, \text{кН}\cdot\text{м}$	184,4					0				
$V_M = (M_{\text{sup},r} - M_{\text{sup},l})/l,$ кН	-8,02					-30,73				
ξ	0	0,25	0,5	0,75	1	0	0,25	0,5	0,75	1
$1 - \xi$	1	0,75	0,5	0,25	0	1	0,75	0,5	0,25	0
$\xi(1 - \xi)$	0	0,19	0,25	0,19	0	0	0,19	0,25	0,19	0
$1 - 2\xi$	1	0,5	0	-0,5	-1	1	0,5	0	-0,5	-1
$M_{ll} = M_{\text{sup},l}(1 - \xi), \text{кН}\cdot\text{м}$	232,5	174,4	116,3	58,13	0	184,4	138,3	92,2	46,1	0
$M_{rr} = M_{\text{sup},r}\xi, \text{кН}\cdot\text{м}$	0	46,1	92,2	138,3	184,4	0	0	0	0	0
$M = qP\xi(1 - \xi)/2 - M_{ll} -$ $M_{rr},$ кН·м	-232,5	47,8	149,3	71,9	-184	-184,4	-43,1	34,7	49,1	0
$V = q(1 - 2\xi)/2 - V_M,$ кН	207,8	88,5	-30,7	-150	-269	53,9	11,6	-30,7	-73	-115,3

Т а б л и ц а 3.6 – Вычисление M и V при загрузении № 5 [$g - (g + p) - g - (g + p)$]

Формула или обозначения	Результаты вычислений									
	для 1-го пролета					для 2-го пролета				
$l, \text{м}$	6					6				
$g, \text{кН/м}$	28,2					28,2				
$p, \text{кН/м}$	51,3					51,3				
$q = g + p, \text{кН/м}$	-					79,5				
$q = g, \text{кН/м}$	28,2					-				
$M_{\text{sup},l}, \text{кН}\cdot\text{м}$	0					208,4				
$M_{\text{sup},r}, \text{кН}\cdot\text{м}$	208,4					138,6				
$V_M = (M_{\text{sup},r} - M_{\text{sup},l})/l,$ кН	34,73					-11,63				
ξ	0	0,25	0,5	0,75	1	0	0,25	0,5	0,75	1
$1 - \xi$	1	0,75	0,5	0,25	0	1	0,75	0,5	0,25	0
$\xi(1 - \xi)$	0	0,19	0,25	0,19	0	0	0,19	0,25	0,19	0
$1 - 2\xi$	1	0,5	0	-0,5	-1	1	0,5	0	-0,5	-1
$M_{ll} = M_{\text{sup},l}(1 - \xi), \text{кН}\cdot\text{м}$	0	0	0	0	0	208,4	156,3	104,2	52,1	0
$M_{rr} = M_{\text{sup},r}\xi, \text{кН}\cdot\text{м}$	0	52,1	104,2	156,3	208,4	0	34,7	69,3	104	138,6
$M = qP\xi(1 - \xi)/2 - M_{ll} -$ $M_{rr},$ кН·м	0	43,1	22,7	-61,1	-208	-208	77,4	184,3	112,3	-139
$V = q(1 - 2\xi)/2 - V_M,$ кН	49,87	7,567	-34,73	-77	-119	203,8	84,5	-34,7	-154	-273

О к о н ч а н и е т а б л и ц ы 3.6

Формула	Результаты вычислений									
---------	-----------------------	--	--	--	--	--	--	--	--	--

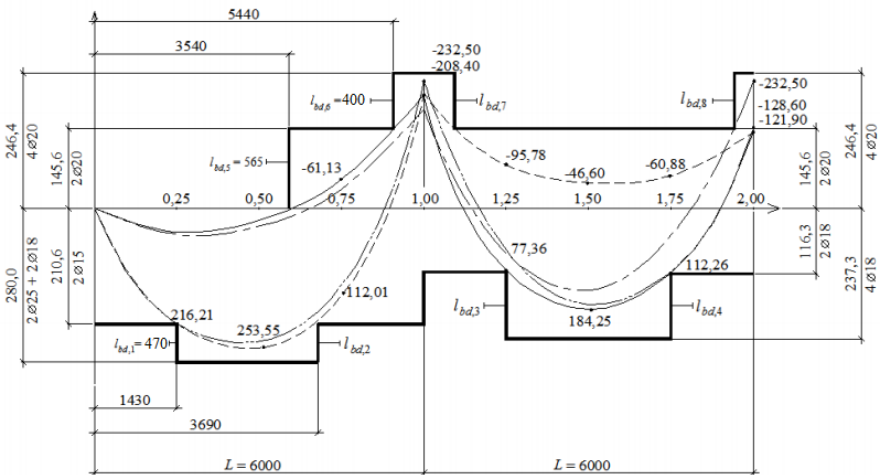
или обозначения	для 3-го пролета					для 4-го пролета				
l , м	6					6				
g , кН/м	28,2					28,2				
p , кН/м	51,3					51,3				
$q = g + p$, кН/м	–					79,5				
$q = g$, кН/м	28,2					–				
$M_{sup,l}$, кН·м	138,6					208,4				
$M_{sup,r}$, кН·м	208,4					0				
$V_M = (M_{sup,r} - M_{sup,l})/l$, кН	11,6					–34,7				
ξ	0	0,25	0,5	0,75	1	0	0,25	0,5	0,75	1
$1 - \xi$	1	0,75	0,5	0,25	0	1	0,75	0,5	0,25	0
$\xi(1 - \xi)$	0	0,19	0,25	0,19	0	0	0,19	0,25	0,19	0
$1 - 2\xi$	1	0,5	0	–0,5	–1	1	0,5	0	–0,5	–1
$M_{li} = M_{sup,l}(1 - \xi)$, кН·м	138,6	104	69,3	34,7	0	208,4	156,3	104,2	52,1	0
$M_{ri} = M_{sup,r}\xi$, кН·м	0	52,1	104,2	156,3	208,4	0	0	0	0	0
$M = qP\xi(1 - \xi)/2 - M_{li} - M_{ri}$, кН·м	–138,6	–60,9	–46,6	–95,8	–208	–208,4	112	253,6	216,2	0
$V = q(1 - 2\xi)/2 - V_M$, кН	49,9	7,6	–34,7	–77,03	–119	203,8	84,5	–34,7	–154	–273,2

Т а б л и ц а 3.7 – Внутренние усилия M и V во всех пролетах для всех загружений

Загружение			Вид уси- лия	Расстояние сечения от опоры $\xi = x/l$				
но- мер	ин- декс	схема		0	0,25	0,50	0,75	1,00
<i>Первый пролет</i>								
2	420	[[$(g + p) - g - (g + p) - g$]]	M	0,00	216,21	253,55	112,01	–208,40
	410		V	203,77	84,52	–34,73	–153,98	–273,23
3	430	[[$(g + p) - (g + p) - g - (g + p)$]]	M	0,00	210,19	241,50	93,94	–232,50
	410		V	199,75	80,50	–38,75	–158,00	–277,25
4	440	[[$g - (g + p) - (g + p) - g$]]	M	0,00	49,08	34,70	–43,13	–184,40
	410		V	53,87	11,57	–30,73	–73,03	–115,33
5	450	[[$g - (g + p) - g - (g + p)$]]	M	0,00	43,08	22,70	–61,13	–208,40
	410		V	49,87	7,57	–34,73	–77,03	–119,33
<i>Второй пролет</i>								
2	420	[[$(g + p) - g - (g + p) - g$]]	M	–208,40	–95,78	–46,60	–60,88	–138,60
	410		V	49,87	7,57	–34,73	–77,03	–119,33
3	430	[[$(g + p) - (g + p) - g - (g + p)$]]	M	–232,50	60,96	175,55	111,26	–131,90
	410		V	199,75	80,50	–38,75	–158,00	–277,25
4	440	[[$g - (g + p) - (g + p) - g$]]	M	–184,40	71,89	149,30	47,84	–232,50

	410		V	207,77	88,52	-30,73	-149,98	-269,23
5	450	$[g - (g + p) - g - (g + p)]$	M	-208,40	77,36	184,25	112,26	-138,60
	410		V	203,77	84,52	-34,73	-153,98	-273,23
<i>Третий пролет</i>								
2	420	$[(g + p) - g - (g + p) - g]$	M	-138,60	112,26	184,25	77,36	-208,40
	410		V	203,77	84,52	-34,73	-153,98	-273,23
3	430	$[(g + p) - (g + p) - g - (g + p)]$	M	-131,90	-59,35	-50,25	-104,60	-222,40
	410		V	45,85	3,55	-38,75	-81,05	-123,35
4	440	$[g - (g + p) - (g + p) - g]$	M	-232,50	47,84	149,30	71,89	-184,40
	410		V	207,77	88,52	-30,73	-149,98	-269,23
5	450	$[g - (g + p) - g - (g + p)]$	M	-138,60	-60,88	-46,60	-95,78	-208,40
	410		V	49,87	7,57	-34,73	-77,03	-119,33
<i>Четвертый пролет</i>								
2	420	$[(g + p) - g - (g + p) - g]$	M	-208,40	-61,13	22,70	43,08	0,00
	410		V	49,87	7,57	-34,73	-77,03	-119,33
3	430	$[(g + p) - (g + p) - g - (g + p)]$	M	-222,40	101,51	246,55	212,71	0,00
	410		V	199,75	80,50	-38,75	-158,00	-277,25
4	440	$[g - (g + p) - (g + p) - g]$	M	-184,40	-43,13	34,70	49,08	0,00
	410		V	53,87	11,57	-30,73	-73,03	-115,33
5	450	$[g - (g + p) - g - (g + p)]$	M	-208,40	112,01	253,55	216,21	0,00
	410		V	203,77	84,52	-34,73	-153,98	-273,23

Эпюры M , кН·м



Эпюры V , кН

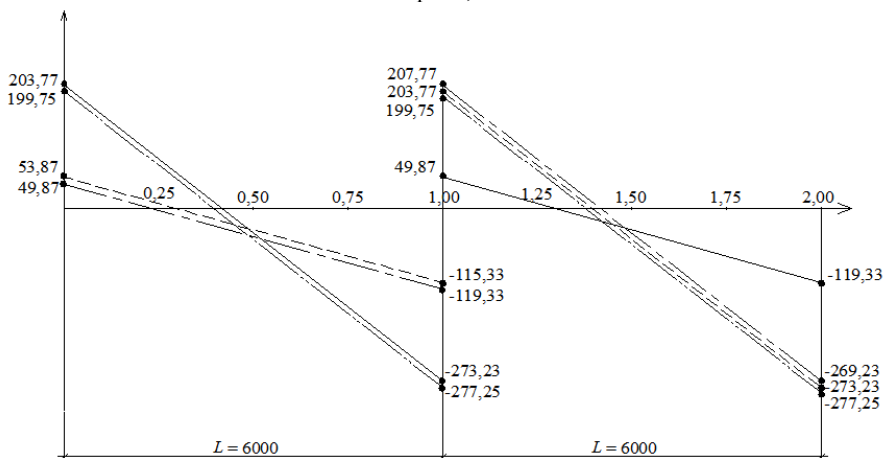


Рисунок 3.2 – Эпюры моментов и поперечных сил и их огибающие.
Эпюры материалов

Условные обозначения:

- — — — — загрузка № 2;
- · · · · загрузка № 3;
- · - · - · загрузка № 4;
- — — — — загрузка № 5.

3.4 Конструктивный расчет

3.4.1 Подбор продольной арматуры и расчет несущей способности ригеля

Учитывая симметричность конструкции балочного перекрытия и разделения неразрезной балки на отдельные сборные железобетонные ригели, выполняем расчет двух ригелей. При двух пролетах рассчитываем один (крайний) ригель, при трех и более пролетах – один крайний и один средний, т. е. средние пролеты балки выполняем из одинаковых ригелей. Поэтому арматуру подбираем для первого и второго пролетов и первой промежуточной опоры по максимальным изгибающим моментам, растягивающим верхние и нижние волокна бетонного сечения.

Расчет производим по алгоритму, приведенному в таблице 3.8 при расчете по деформационной модели или в таблице 3.9 при расчете по альтернативной модели. Предварительно назначаем величину $c = 40 \dots 60$ мм и определяем рабочую высоту сечения d . В приведенных расчетах ригеля: класс бетона $C^{20}/_{25}$, $f_{cd} = 13,3$ МПа, класс арматуры S500, $f_{yd} = 450$ МПа,

класс по условиям эксплуатации ХС1; $b = 200$ мм, $c = 60$ мм, $h = 600$ мм, $d = h - c = 600 - 60 = 540$ мм.

Таблица 3.8 – Определение сечения арматуры в изгибаемых элементах прямоугольного сечения (деформационная модель)

№ п/п	Алгоритм	Пояснения
1	$\alpha_m = \frac{M_{Sd}}{\alpha f_{cd} b d^2} \leq \alpha_{m, \text{lim}}$	Если $\alpha_m > \alpha_{m, \text{lim}}$, увеличивают размеры сечения, повышают класс бетона или усиливают сжатую зону сечения арматурой A_{sc}
2	$\alpha_{m, \text{lim}} = \omega_c \xi_{\text{lim}} (1 - k_2 \xi_{\text{lim}})$ $\xi_{\text{lim}} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu}}$ $\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s}$	Для бетона класса $C^{50/60}$ и меньше: $\omega_c = 0,81$; $k_2 = 0,416$; $\varepsilon_{cu} = 3,5$ ‰ – предельная относительная величина деформации бетона; коэффициент $\alpha = 1$
3	$A_s^{\text{тp}} = \frac{M_{Sd}}{f_{yd} \eta d}$ $\eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - k_2 \frac{\alpha_m}{\omega_c}}$	Определение требуемого сечения растянутой арматуры
4	Определяем A_s , c и d	По сортаменту (приложение Д) назначаем диаметр и количество стержней. В зависимости от защитного слоя бетона и расположения стержней в сечении определяем c и d

Таблица 3.9 – Определение сечения арматуры в изгибаемых элементах прямоугольного сечения (по методу предельных усилий – альтернативная модель)

№ п/п	Алгоритм	Пояснения
1	$\alpha_m = \frac{M_{Sd}}{\alpha f_{cd} b d^2}$	Коэффициент $\alpha = 1$ для бетона класса $C^{50/60}$ и меньше
2	$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} \leq \xi_{\text{lim}}$	Если $\xi > \xi_{\text{lim}}$, увеличивают размеры сечения, повышают класс бетона или усиливают сжатую зону сечения арматурой A_{sc}
3	$\xi_{\text{lim}} = \frac{\omega}{1 + \frac{f_{yd}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}$ $\omega = k_c - 0,008 f_{cd}$	Предельное значение относительной высоты сжатой зоны бетона; $\sigma_{sc,u} = 500$ МПа; $k_c = 0,85$ – для тяжелого бетона; $k_c = 0,8$ – для мелкозернистого бетона; f_{cd} подставляется в МПа
4	$A_s^{\text{тp}} = \frac{\alpha f_{cd} b \xi d}{f_{yd}}$	Определение требуемого сечения растянутой арматуры
5	Определяем A_s , c и d	По сортаменту (см. приложение Д) назначаем диаметр и количество стержней. В зави-

	симости от защитного слоя бетона и расположения стержней в сечении определяем c и d
--	---

Первый пролет. Нижняя арматура. Максимальный момент будет в сечении, где поперечная сила равна нулю.

$$V_A - (g + p)x = 0; \quad x = \frac{V_A}{(g + p)} = \frac{203,77}{79,5} = 2,56 \text{ м};$$

$$M_{Sd,x} = V_A x - \frac{(g + p)x^2}{2} = 203,77 \cdot 2,56 - \frac{79,5 \cdot 2,56^2}{2} = 261,1 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Расчет выполняем по деформационной модели:

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{450}{2 \cdot 10^5} = 2,25 \text{ ‰};$$

$$\varepsilon_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu}} = \frac{3,5}{2,25 + 3,5} = 0,6087;$$

$$\alpha_{m,lim} = \omega_c \xi_{lim} (1 - k_2 \xi_{lim}) = 0,81 \cdot 0,6087 (1 - 0,416 \cdot 0,6087) = 0,368.$$

$$\alpha_m = \frac{M_{Sd,x}}{\alpha f_{cd} b d^2} = \frac{261,1 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 13,3 \cdot 0,2 \cdot 0,54^2} = 0,337 < \alpha_{m,lim} = 0,368,$$

растянутая арматура достигает предельных значений

$$\eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - k_2 \frac{\alpha_m}{\omega_c}} = 0,5 + \sqrt{0,25 - 0,416 \frac{0,337}{0,81}} = 0,777;$$

$$A_s^{TP} = \frac{M_{Sd}}{f_{yd} \eta d} = \frac{261,1 \cdot 10^{-3}}{450 \cdot 0,777 \cdot 0,54} = 13,83 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 13,83 \text{ см}^2.$$

По конструктивным требованиям минимальный процент армирования для растянутой арматуры изгибаемых элементов $\rho_{min} = 0,13 \%$, тогда $A_{s,min} = \rho_{min} b d = 0,13 \cdot 0,2 \cdot 0,54 / 100 = 1,4 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 1,4 \text{ см}^2$.

По сортаменту (см. приложение Д) назначаем $2\varnothing 25$ мм, $A_{s1} = 9,82 \text{ см}^2$ и $2\varnothing 18$ мм, $A_{s2} = 5,09 \text{ см}^2$ с расположением арматуры в два ряда (рисунок 3.3, а). Общая площадь арматуры $A_s = A_{s1} + A_{s2} = 9,82 + 5,09 = 14,91 \text{ см}^2$. Расстояние от растянутых волокон до центра тяжести арматуры

$$c = \frac{A_{s1} y_1 + A_{s2} y_2}{A_{s1} + A_{s2}} = \frac{9,82 \cdot 37,5 + 5,09 \cdot 84}{14,91} = 53 \text{ мм}.$$

Рабочая высота сечения $d = 600 - 53 = 547 \text{ мм} = 0,547 \text{ м}$.

Опора В. Верхняя арматура, $M_{Sd} = 232,5 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Расчет выполняем по деформационной модели:

$$\alpha_m = \frac{232,5 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 13,3 \cdot 0,2 \cdot 0,54^2} = 0,3;$$

$$\eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - 0,416 \frac{0,3}{0,81}} = 0,81;$$

$$A_s^{\text{тп}} = \frac{232,5 \cdot 10^{-3}}{450 \cdot 0,81 \cdot 0,54} = 11,81 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 11,81 \text{ см}^2.$$

Назначаем $4\varnothing 20$ мм, $A_s = 12,56 \text{ см}^2$ с расположением арматуры в два ряда (рисунок 3.3, б).

$$c = c_{\text{cov}} + \varnothing + 20/2 = 20 + 20 + 10 = 50 \text{ мм};$$

$$d = 600 - 50 = 550 \text{ мм} = 0,55 \text{ м}.$$

Второй пролет. Нижняя арматура, $M_{sd} = 184,25$ кН·м. Расчет выполняем по альтернативной модели:

$$\alpha_m = \frac{M_{sd}}{\alpha f_{cd} b d^2} = \frac{184,25 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 13,3 \cdot 0,2 \cdot 0,54^2} = 0,238.$$

Относительная высота сжатой зоны бетона

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,24} = 0,276.$$

Предельное значение относительной высоты сжатой зоны бетона

$$\omega = k_c - 0,008 f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 13,3 = 0,744;$$

$$\xi_{\text{lim}} = \frac{\omega}{1 + \frac{f_{yd}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,744}{1 + \frac{450}{500} \left(1 - \frac{0,744}{1,1}\right)} = 0,576;$$

$$\xi = 0,279 < \xi_{\text{lim}} = 0,576.$$

Требуемая площадь арматуры

$$A_s^{\text{тп}} = \frac{\alpha f_{cd} b \xi d}{f_{yd}} = \frac{1 \cdot 13,3 \cdot 0,2 \cdot 0,276 \cdot 0,54}{450} = 8,81 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 8,81 \text{ см}^2.$$

Принимаем $4\varnothing 18$ мм, $A_s = 10,17 \text{ см}^2$ с расположением арматуры в два ряда (рисунок 3.3, в).

а)

б)

в)

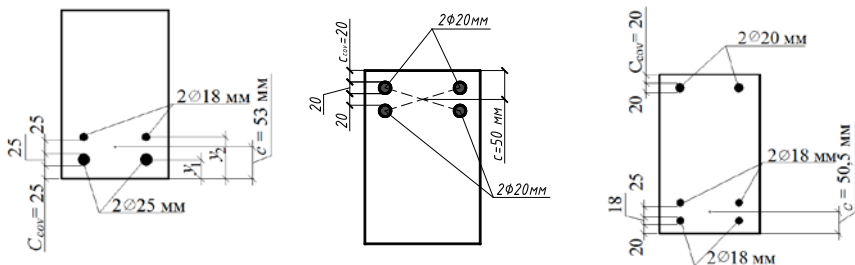


Рисунок 3.3 – Поперечное сечение ригеля:
 а – первый пролет; б – опора В; в – второй пролет

$$c = c_{cov} + \varnothing + 25/2 = 20 + 18 + 12,5 = 50,5 \text{ мм} \approx 51 \text{ мм};$$

$$d = 600 - 51 = 549 \text{ мм} = 0,549 \text{ м}.$$

Верхняя арматура. Принимаем однорядное расположение арматуры в верхней зоне: $c = 30 \text{ мм}$, $d = 570 \text{ мм}$. Расчет выполняем для отрицательного максимального момента (середина третьего пролета)

$$\alpha_m = \frac{50,25 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 13,3 \cdot 0,2 \cdot 0,57^2} = 0,058.$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,058} = 0,06 < \xi_{lim} = 0,576;$$

$$A_s^{TP} = \frac{1 \cdot 13,3 \cdot 0,2 \cdot 0,058 \cdot 0,57}{450} = 1,95 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 1,95 \text{ см}^2 > A_{s,min} = 1,62 \text{ см}^2.$$

Назначаем два стержня, идущих от опоры В, $2\varnothing 20 \text{ мм}$,

$$A_s = 6,28 \text{ см}^2 > A_s^{TP} = 1,95 \text{ см}^2.$$

После назначения сечения арматуры выполняем проверку расчета, т. е. определяем несущую способность сечения M_{Rd} и сравниваем ее с действующим изгибающим моментом M_{Sd} . Алгоритм определения несущей способности бетонного сечения с одиночной арматурой для деформационной модели приведен в таблице 3.10, для альтернативной – в таблице 3.11.

Таблица 3.10 – **Определение несущей способности сечения изгибаемого элемента с одиночной арматурой (деформационная модель)**

№ п/п	Алгоритм	Пояснения
1	$\xi = \frac{A_s f_{yd}}{\omega_c \alpha f_{cd} b d} \leq \xi_{lim},$ иди к п. 3 или п. 6	Определение относительной высоты сжатой зоны бетона, $\xi = x/d$, $\omega_c = 0,810$
2	$\xi_{lim} = \frac{\omega}{1 + \frac{f_{yd}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}$ $\omega = k_c - 0,008 f_{cd}$	Предельное значение относительной высоты сжатой зоны бетона; $\sigma_{sc,u} = 500 \text{ МПа}$; $k_c = 0,85$ – для тяжелого бетона; $k_c = 0,8$ – для мелкозернистого бетона; f_{cd} подставляется в МПа

3	$\eta = 1 - k_2 \xi$	$\eta = z/d$ – относительная величина плеча внутренней пары сил; $k_2 = 0,416$
4	$M_{Rd} = A_s f_{yd} \eta d$	Несущая способность сечения по растянутой арматуре
5	$M_{Rd} \geq M_{Sd}$, конец	Сечение арматуры подобрано верно
6	$\alpha_m = \omega_c \xi (1 - k_2 \xi)$	Другой вариант определения несущей способности
7	$M_{Rd} = \alpha_m \alpha f_{cd} b d^2$	Несущая способность сечения по сжатому бетону
8	$M_{Rd} \geq M_{Sd}$, конец	Сечение арматуры подобрано верно

Таблица 3.11 – Определение несущей способности сечения изгибаемого элемента с одиночной арматурой (альтернативная модель)

№ п/п	Алгоритм	Пояснения
1	$\xi = \frac{A_s f_{yd}}{\alpha f_{cd} b d} \leq \xi_{lim}$, идти к п. 3 или п. 6	Определение относительной высоты сжатой зоны бетона, $\xi = x/d$
2	$\xi_{lim} = \frac{\omega}{1 + \frac{f_{yd}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}$ $\omega = k_c - 0,008 f_{cd}$	Предельное значение относительной высоты сжатой зоны бетона; $\sigma_{sc,u} = 500$ МПа; $k_c = 0,85$ – для тяжелого бетона; $k_c = 0,8$ – для мелкозернистого бетона; f_{cd} подставляется в МПа
3	$\alpha_m = \xi (1 - \xi / 2)$	Один вариант определения несущей способности
4	$M_{Rd} = \alpha_m \alpha f_{cd} b d^2$	Несущая способность сечения по сжатому бетону
5	$M_{Rd} \geq M_{Sd}$, конец	Сечение арматуры подобрано верно
6	$\zeta = 1 - \xi / 2$	Другой вариант определения несущей способности
7	$M_{Rd} = A_s f_{yd} \zeta d$	Несущая способность сечения по растянутой арматуре
8	$M_{Rd} \geq M_{Sd}$, конец	Сечение арматуры подобрано верно

Первый пролет. Продолжаем расчет по деформационной модели:

$$\xi = \frac{A_s f_{yd}}{\omega_c \alpha f_{cd} b d} = \frac{14,91 \cdot 10^{-4} \cdot 450}{0,81 \cdot 1 \cdot 13,3 \cdot 0,2 \cdot 0,547} = 0,569 < \xi_{lim} = 0,576;$$

$$\eta = 1 - k_2 \xi = 1 - 0,416 \cdot 0,569 = 0,763;$$

$$M_{Rd} = A_s f_{yd} \eta d = 14,91 \cdot 10^{-4} \cdot 450 \cdot 10^3 \cdot 0,763 \cdot 0,547 = 280,0 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{Rd} = 280,0 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_{Sd} = 261,1 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Несущая способность сечения при двух оборванных стержнях $\varnothing 18$ мм составит ($c = 37,5$; $d = 600 - 37,5 = 562,5 \approx 562$ мм):

$$\xi = \frac{9,82 \cdot 10^{-4} \cdot 450}{0,81 \cdot 1 \cdot 13,3 \cdot 0,2 \cdot 0,562} = 0,365 < \xi_{\text{lim}} = 0,576;$$

$$\eta = 1 - 0,416 \cdot 0,365 = 0,848;$$

$$M_{Rd} = 9,82 \cdot 10^{-4} \cdot 450 \cdot 10^3 \cdot 0,848 \cdot 0,562 = 210,6 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Опора В.

$$\xi = \frac{12,56 \cdot 10^{-4} \cdot 450}{0,81 \cdot 1 \cdot 13,3 \cdot 0,2 \cdot 0,55} = 0,477 < \xi_{\text{lim}} = 0,576;$$

$$\eta = 1 - 0,416 \cdot 0,477 = 0,8;$$

$$M_{Rd} = 12,56 \cdot 10^{-4} \cdot 450 \cdot 10^3 \cdot 0,8 \cdot 0,55 = 248,7 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{Rd} = 248,7 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_{Sd} = 232,5 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Несущая способность сечения при двух оборванных стержнях $2\varnothing 20$ мм составит ($c = 30$; $d = 600 - 30 = 570$ мм):

$$\xi = \frac{6,28 \cdot 10^{-4} \cdot 450}{0,81 \cdot 1 \cdot 13,3 \cdot 0,2 \cdot 0,57} = 0,23 < \xi_{\text{lim}} = 0,576;$$

$$\eta = 1 - 0,416 \cdot 0,23 = 0,904;$$

$$M_{Rd} = 6,28 \cdot 10^{-4} \cdot 450 \cdot 10^3 \cdot 0,904 \cdot 0,57 = 145,6 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Второй пролет. Продолжаем расчет по альтернативной модели. Расчет выполняем с учетом сжатой арматуры из $2\varnothing 20$ мм ($A'_s = 6,28 \text{ см}^2$), идущей от опоры В:

$$\xi = \frac{(A_s - A'_s) f_{yd}}{\alpha f_{cd} b d} = \frac{(10,17 - 6,28) \cdot 10^{-4} \cdot 450}{1 \cdot 13,3 \cdot 0,2 \cdot 0,549} = 0,12 < \xi_{\text{lim}} = 0,576;$$

$$\alpha_m = \xi \left(1 - \frac{\xi}{2} \right) = 0,12 \left(1 - \frac{0,12}{2} \right) = 0,113;$$

$$M_{Rd} = \alpha_m \alpha f_{cd} b d^2 + A'_s f_{yd} (d - c') = 0,113 \cdot 1 \cdot 13,3 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,549^2 + 6,28 \cdot 10^{-4} \times \\ \times 450 \cdot 10^3 (0,549 - 0,03) = 237,3 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{Rd} = 237,3 \text{ кН}\cdot\text{м} > 184,25 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Несущая способность при двух оборванных стержнях $2\varnothing 18$ мм и без учета сжатых стержней ($c = 29$; $d = 600 - 29 = 571$ мм) составит:

$$\xi = \frac{5,085 \cdot 10^{-4} \cdot 450}{1 \cdot 13,3 \cdot 0,2 \cdot 0,549} = 0,157 < \xi_{\text{lim}} = 0,576;$$

$$\alpha_m = 0,157 \left(1 - \frac{0,157}{2} \right) = 0,145;$$

$$M_{Rd} = 0,145 \cdot 1 \cdot 13,3 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,549^2 = 116,3 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

3.4.2 Подбор поперечной арматуры

Поперечные стержни (хомуты) устанавливаются для обеспечения прочности наклонных сечений балки на действие поперечной силы. Для наклонных сечений приопорных участков расчет ведется на максимальное значение поперечных сил в опорных сечениях V_l и V_r , определяемых по формуле (3.6). Для наклонных сечений пролетных участков расчет ведется на максимальное значение поперечной силы в средних четвертях пролета

$$V_{(l/4)} = \frac{(3V_l - V_r)}{4}; \quad (3.7)$$

$$V_{(3l/4)} = \frac{(V_l - 3V_r)}{4}. \quad (3.8)$$

Подбор поперечных стержней начинается проверкой условия

$$V_{Sd} \leq V_{Rd,ct}, \quad (3.9)$$

где V_{Sd} – расчетная поперечная сила от внешних воздействий; $V_{Rd,ct}$ – поперечная сила, воспринимаемая железобетонным элементом без поперечного армирования:

$$V_{Rd,ct} = 0,12k\sqrt[3]{100\rho_i f_{ck}} bd \geq V_{Rd,ct,min}. \quad (3.10)$$

Здесь $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$, величина d подставляется в мм; $\rho_i = \frac{A_{st}}{bd} < 0,02$ – коэффициент армирования, A_{st} – площадь продольной растянутой арматуры; $V_{Rd,ct,min} = 0,4 f_{ctd} bd$.

Если условие (3.9) выполняется, то поперечная арматура устанавливается конструктивно. При $V_{Sd} > V_{Rd,ct}$ необходима постановка поперечной арматуры по расчету.

Алгоритм подбора поперечной арматуры приведен в таблице 3.12.

Т а б л и ц а 3.12 – **Определение сечения и шага поперечной арматуры**

№ п/п	Алгоритм	Пояснения
1	$v_{sw} = \frac{V_{Sd}}{4\eta_{c2}(1 + \eta_f + \eta_N)f_{ctd}bd^2}$	Величина распределенной поперечной силы, приходящейся на один хомут. Для прямоугольного сечения $\eta_f = 0$; при отсутствии продольной силы $\eta_N = 0$
2	$l_{inc,cr} = \sqrt{\frac{\eta_{c2}f_{ctd}bd^2}{v_{sw}}}$	Длина проекции опасной наклонной трещины на продольную ось элемента
3	$d \leq l_{inc,cr} \leq 2d$	–

4	$v_{sw} \geq \frac{V_{sd}}{2dn}$	Требования, вытекающие из предыдущего условия. n – количество ветвей (плоских каркасов в поперечном сечении)
5	$v_{sw} \geq \frac{\eta_{c3} f_{ctd} b}{2}$	Требования СНБ 5.03.01–02, п. 7.2.2.10 для хомутов, установленных по расчету
6	$\varnothing_{sw} \geq \frac{\varnothing_s}{4}$ или $\varnothing_{sw} \geq \frac{\varnothing_s}{2}$	Из технологических требований сварки, при крестовом соединении двух и трех стержней соответственно, назначаем \varnothing_{sw}
7	$A_{sw} = n \frac{\pi \varnothing_{sw}^2}{4}$	Суммарная площадь поперечного сечения стержней в ветвях
8	$s = \frac{f_{ywd} A_{sw}}{v_{sw, max}}$	Расчетный шаг поперечных стержней (хомутов). $v_{sw, max}$ – наибольшая величина из п. 1, 4 и 5
9	$s_{max} = \frac{0,75 \eta_{c2} f_{ctd} b d^2}{V_{sd}}$	Максимально допустимый шаг хомутов
10	При $h > 450$ мм: $s \leq h/3$; $s \leq 300$ мм $h \leq 450$ мм: $s \leq h/2$; $s \leq 150$ мм $h > 300$ мм: $s \leq 3h/4$; $s \leq 500$ мм	Конструктивные требования шага хомутов: – для приопорных участков; – для пролетных участков
11	Принято s , мм	Наименьшая величина из п. 8–10
<i>Проверка прочности</i>		
12	$v_{sw} \geq \frac{f_{ywd} A_{sw}}{s}$	Распределенная поперечная сила, воспринимаемая одним хомутом
13	$l_{inc, cr} = \sqrt{\frac{\eta_{c2} f_{ctd} b d^2}{v_{sw}}}$	Длина проекции опасной наклонной трещины на продольную ось элемента
14	$l_{inc, cr} \leq 2d$	Идти к п. 16
15	$l_{inc, cr} > 2d$	Идти к п. 17
16	$V_{Rd} = 2\sqrt{\eta_{c2} f_{ctd} b d^2} v_{sw}$	Поперечное усилие, воспринимаемое наклонным сечением
17	$V_{Rd} = 2dv_{sw} + \frac{\eta_{c2} f_{ctd} b d^2}{l_{inc, cr}}$	Поперечное усилие, воспринимаемое наклонным сечением
18	$V_{Rd} \geq V_{sd}$; конец	Сечение и шаг поперечных стержней подобраны верно

В указанном алгоритме задаются диаметром поперечных стержней \varnothing_{sw} , который по условиям сварки связан с диаметром продольных стержней \varnothing_s . При крестовом соединении двух стержней $\varnothing_{sw} \geq \varnothing_s/4$, а трех стержней $\varnothing_{sw} \geq \varnothing_s/2$. По назначенному диаметру поперечных стержней определяется их шаг s , который не должен превышать шага по конструктивным требованиям и максимально допустимого шага s_{max} , предотвращающего разрушение по наклонному сечению, проходящему между соседними хомутами.

После определения шага поперечных стержней выполняется проверка прочности сечений.

В курсовом проекте выполняется подбор поперечной арматуры для ригелей крайнего (первого) пролета и среднего (второго) пролета. В первом случае рассчитываются поперечные стержни для наклонных сечений, приопорных (левого и правого) и пролетного участков ригеля, во втором – приопорного (левого) и пролетного участков.

При расчете железобетонных элементов с поперечной арматурой должна быть обеспечена прочность по наклонной полосе между наклонными трещинами по формуле

$$V_{Sd} \leq V_{Rd,max}, \quad (3.11)$$

где $V_{Rd,max} = 0,3\eta_{w1}\eta_{cl}f_{cd}bd$; η_{w1} – коэффициент, учитывающий влияние хомутов, нормальных к продольной оси элемента: $\eta_{w1} = 1 + 5\alpha_E\rho_{sw} \leq 1,3$.

Здесь $\alpha_E = \frac{E_s}{E_{cm}}$; E_s – модуль упругости арматуры, $E_s = 200$ МПа; E_{cm} – мо-

дуль упругости бетона (таблица В.3); $\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{bs}$; $\eta_{cl} = 1 - \beta_4 f_{cd}$, здесь $\beta_4 = 0,01$;

f_{cd} подставляется в МПа.

Рассмотрим расчет ригеля крайнего пролета.

Максимальная поперечная сила для левого приопорного участка (левой четверти пролета) $V_{Sd,l} = 203,8$ кН. Необходимые расчетные величины: $d = 0,547$ м, $2d = 1,094$ м, $A_s = 14,91$ см² ($2\varnothing 25$ мм + $2\varnothing 18$ мм), $b = 0,2$ м, бетон класса $C^{20}/_{25}$, $f_{cd} = 13,3$ МПа, $f_{ctd} = 1,0$ МПа, арматура S240, $f_{ywd} = 157$ МПа, число ветвей $n = 2$, $\eta_f = 0$, $\eta_N = 0$, $\eta_{c2} = 2$, $\eta_{c3} = 0,6$.

1 Проверяем необходимость расчета:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{547}} = 1,60 \leq 2;$$

$$\rho_i = \frac{A_s}{bd} = \frac{14,91 \cdot 10^{-4}}{0,2 \cdot 0,547} = 0,0136 < 0,02;$$

$$V_{Rd,ct} = 0,12k\sqrt{100\rho_i f_{ck}}bd = 0,12 \cdot 1,6 \cdot \sqrt{100 \cdot 0,0136 \cdot 20} \cdot 0,2 \cdot 0,547 = 0,063 \text{ МН} = 63 \text{ кН, но не менее}$$

$$V_{Rd,ct,min} = 0,4f_{ctd}bd = 0,4 \cdot 1 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,547 = 43,8 \text{ кН.}$$

Поскольку $V_{Sd} = 203,8$ кН $>$ $V_{Rd,ct} = 63,0$ кН, то необходима постановка поперечной арматуры по расчету.

2 Подбор поперечной арматуры:

$$v_{sw} = \frac{V_{Sd}^2}{4\eta_{c2}(1 + \eta_f + \eta_N)f_{ctd}bd^2} = \frac{203,8^2}{4 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,547^2} = 86,8 \text{ кН/м};$$

$$l_{inc,cr} = \sqrt{\frac{\eta_{c2}f_{ctd}bd^2}{v_{sw}}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 1 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,547^2}{86,8}} = 1,17 > 2d = 1,094 \text{ м};$$

$$v_{sw} \geq \frac{0,5V_{Sd}}{2d} = \frac{0,5 \cdot 203,8}{2 \cdot 0,547} = 93,1 \text{ кН/м};$$

$$v_{sw} \geq \frac{\eta_{c3}f_{ctd}b}{2} = \frac{0,6 \cdot 1 \cdot 10^3 \cdot 0,2}{2} = 60,0 \text{ кН/м};$$

$$\varnothing_{sw} \geq \frac{\varnothing_s}{4} = \frac{25}{4} = 6,25 \text{ мм, принимаем } \varnothing_{sw} = 8 \text{ мм, для двух ветвей}$$

$$A_{sw} = 1,01 \text{ см}^2;$$

$$s = \frac{f_{ywd}A_{sw}}{v_{sw,max}} = \frac{157 \cdot 10^3 \cdot 1,01 \cdot 10^{-4}}{93,1} = 0,17 \text{ м} = 170 \text{ мм};$$

$$s_{max} = \frac{0,75\eta_{c2}f_{ctd}bd^2}{V_{Sd}} = \frac{0,75 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,547^2}{203,8} = 0,44 \text{ м} = 440 \text{ мм}.$$

Конструктивные требования шага хомутов для приопорных участков балки с высотой $h > 450$ мм:

$$s \leq \frac{h}{3} = \frac{600}{3} = 200 \text{ мм, } s \leq 300 \text{ мм}.$$

Принимаем наименьшее значение $s = 170$ мм.

3 Проверка прочности:

$$v_{sw} = \frac{f_{ywd}A_{sw}}{s} = \frac{157 \cdot 10^3 \cdot 1,01 \cdot 10^{-4}}{0,17} = 93,3 \text{ кН/м};$$

$$l_{inc,cr} = \sqrt{\frac{\eta_{c2}f_{ctd}bd^2}{v_{sw}}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 1 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,547^2}{93,3}} = 1,13 \text{ м} > 2d = 1,094 \text{ м};$$

$$V_{Rd} = 2dv_{sw} + \frac{\eta_{c2}f_{ctd}bd^2}{l_{inc,cr}} = 1,094 \cdot 93,3 + \frac{2 \cdot 1 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,547^2}{1,13} = 210,6 \text{ кН};$$

$V_{Rd} = 210,6 \text{ кН} > V_{Sd} = 203,8 \text{ кН}$, следовательно, прочность обеспечена.

4 Проверка прочности по наклонной полосе между наклонными трещинами:

$$\alpha_E = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{2,0 \cdot 10^5}{29 \cdot 10^3} = 6,9; \quad \rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{bs} = \frac{1,01 \cdot 10^{-4}}{0,2 \cdot 0,17} = 0,003;$$

$$\eta_{wl} = 1 + 5\alpha_E \rho_{sw} = 1 + 5 \cdot 6,9 \cdot 0,003 = 1,1 < 1,3;$$

$$\eta_{cl} = 1 - \beta_4 f_{cd} = 1 - 0,01 \cdot 13,3 = 0,867;$$

$$V_{Rd,max} = 0,3\eta_{wl}\eta_{cl}f_{cd}bd = 0,3 \cdot 1,1 \cdot 0,867 \cdot 13,3 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,547 = 420,1 \text{ кН};$$

$V_{Rd,max} = 420,1 \text{ кН} > V_{Sd} = 203,8 \text{ кН}$, следовательно, прочность обеспечена.

Максимальная поперечная сила для правого приопорного участка (правой четверти пролета) $V_{Sd,r} = 277,3 \cdot 1,2 = 332,8 \text{ кН}$ (поперечная сила увеличена на 20 % в соответствии с подразд. 3.3).

Необходимые расчетные величины: $d = 0,55 \text{ м}$; $2d = 1,1 \text{ м}$; $A_{st} = 12,56 \text{ см}^2$ ($4\varnothing 20 \text{ мм}$), остальные берем из расчета левого приопорного участка.

1 Проверяем необходимость расчета:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{550}} = 1,60 \leq 2;$$

$$\rho_i = \frac{12,56 \cdot 10^{-4}}{0,2 \cdot 0,550} = 0,0114 < 0,02;$$

$$V_{Rd,ct} = 0,12 \cdot 1,6 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,0114 \cdot 20 \cdot 0,2 \cdot 0,55} = 0,06 \text{ МН} = 60 \text{ кН} < V_{Sd} = 332,8 \text{ кН}.$$

Требуется расчет поперечной арматуры.

2 Подбор поперечной арматуры:

$$v_{sw} = \frac{332,8^2}{4 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,550^2} = 228,83 \text{ кН/м};$$

$$l_{inc,cr} = \sqrt{\frac{2 \cdot 1 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,55^2}{228,83}} = 0,73 \text{ м} < 2d = 1,10 \text{ м};$$

$$\varnothing_{sw} \geq \frac{20}{4} = 5 \text{ мм, принимаем } \varnothing_{sw} = 12 \text{ мм, для двух ветвей } A_{sw} = 2,26$$

см^2 ;

$$s = \frac{157 \cdot 10^3 \cdot 2,26 \cdot 10^{-4}}{228,83} = 0,155 \text{ м} = 155 \text{ мм};$$

$$s_{max} = \frac{0,75 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,55^2}{332,8} = 0,273 \text{ м} = 273 \text{ мм}.$$

Конструктивные требования: $s \leq 200$ мм, $s \leq 300$ мм.

Принимаем $s = 150$ мм.

3 Проверка прочности:

$$v_{sw} = \frac{157 \cdot 10^3 \cdot 2,26 \cdot 10^{-4}}{0,15} = 236,5 \text{ кН/м};$$

$$l_{inc,cr} = \sqrt{\frac{2 \cdot 1 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,55^2}{236,5}} = 0,72 \text{ м} < 2d = 1,1 \text{ м};$$

$$V_{Rd} = 2 \sqrt{\eta_c 2 f_{ctd} b d^2 v_{sw}} = 2 \sqrt{2 \cdot 1 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,55^2 \cdot 236,5} = 338,33 \text{ кН} > V_{Sd} = 332,8 \text{ кН}.$$

Прочность обеспечена.

4 Проверка прочности по наклонной полосе между наклонными трещинами:

$$\rho_{sw} = \frac{2,26 \cdot 10^{-4}}{0,2 \cdot 0,15} = 0,0075;$$

$$\eta_{wl} = 1 + 5 \cdot 6,9 \cdot 0,0075 = 1,26 < 1,3;$$

$$V_{Rd,max} = 0,3 \cdot 1,26 \cdot 0,867 \cdot 13,3 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,55 = 479,46 \text{ кН} > V_{Sd} = 332,8 \text{ кН},$$

следовательно, прочность обеспечена.

Пролетный участок ригеля (средние четверти пролета).

Максимальная поперечная сила

$$V_{(3l/4)Sd} = \frac{(3V_r - V_l)}{4} = \frac{(3 \cdot 277,3 - 203,8)}{4} = 157,0 \text{ кН}.$$

Необходимые расчетные величины аналогичны величинам для левого приопорного участка.

1 Необходимость расчета:

$$V_{Rd,ct} = 63,0 \text{ кН} < V_{Sd} = 157,0 \text{ кН}, \text{ требуется расчет поперечной арматуры.}$$

2 Подбор поперечной арматуры

$$v_{sw} = \frac{157,0^2}{4 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,547^2} = 51,5 \text{ кН/м};$$

$$l_{inc,cr} = \sqrt{\frac{2 \cdot 1 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,547^2}{51,5}} = 1,52 \text{ м} > 2d = 1,094 \text{ м};$$

$$v_{sw} \geq \frac{0,5 \cdot 157,0}{2 \cdot 0,547} = 71,8 \text{ кН/м}; \quad v_{sw} \geq 60 \text{ кН/м};$$

$$\varnothing_{sw} = 12 \text{ мм, для двух ветвей } A_{sw} = 2,26 \text{ см}^2;$$

$$s = \frac{157 \cdot 10^3 \cdot 2,26 \cdot 10^{-4}}{71,8} = 0,490 \text{ м} = 490 \text{ мм};$$

$$s_{\max} = \frac{0,75 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,547^2}{157,0} = 0,572 \text{ м} = 572 \text{ мм}.$$

Конструктивные требования шага хомутов для пролетного участка балки высотой $h > 450$ мм:

$$s \leq \frac{3}{4}h = \frac{3}{4} \cdot 600 = 450 \text{ мм}, \quad s \leq 500 \text{ мм}.$$

Принимаем наименьшее значение $s = 450$ мм.

3 Проверка прочности:

$$v_{sw} = \frac{157 \cdot 10^3 \cdot 2,26 \cdot 10^{-4}}{0,45} = 78,8 \text{ кН/м};$$

$$l_{inc,cr} = \sqrt{\frac{2 \cdot 1 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,547^2}{78,8}} = 1,23 \text{ м} > 2d = 1,094 \text{ м};$$

$$V_{Rd} = 2 \cdot 0,547 \cdot 78,8 + \frac{2 \cdot 1 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,547^2}{1,23} = 183,5 \text{ кН} > V_{Sd} = 157,0 \text{ кН}.$$

Прочность обеспечена.

4 Проверка прочности по наклонной полосе между наклонными трещинами для пролетного участка не выполняется.

Аналогично выполняется расчет прочности наклонных сечений ригелей второго пролета. Схемы поперечного армирования ригелей первого и второго пролетов приведены на рисунке 3.4.

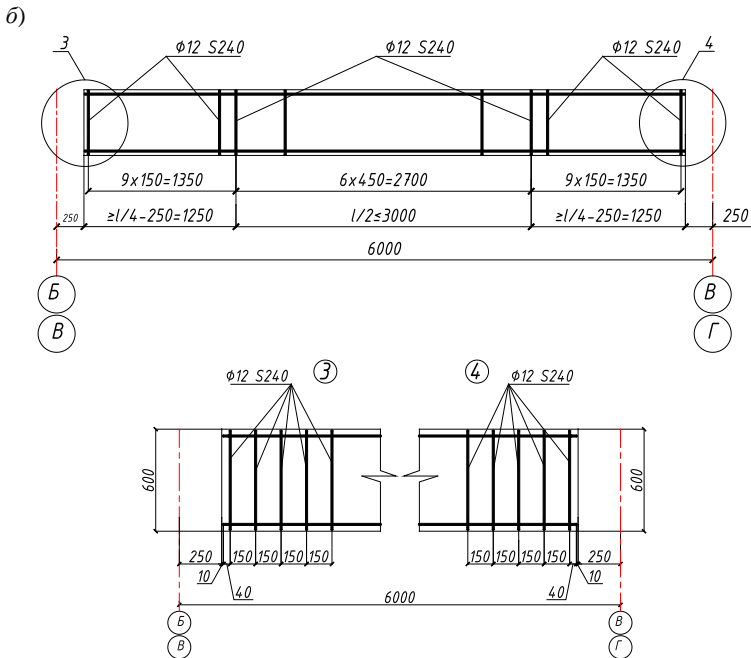
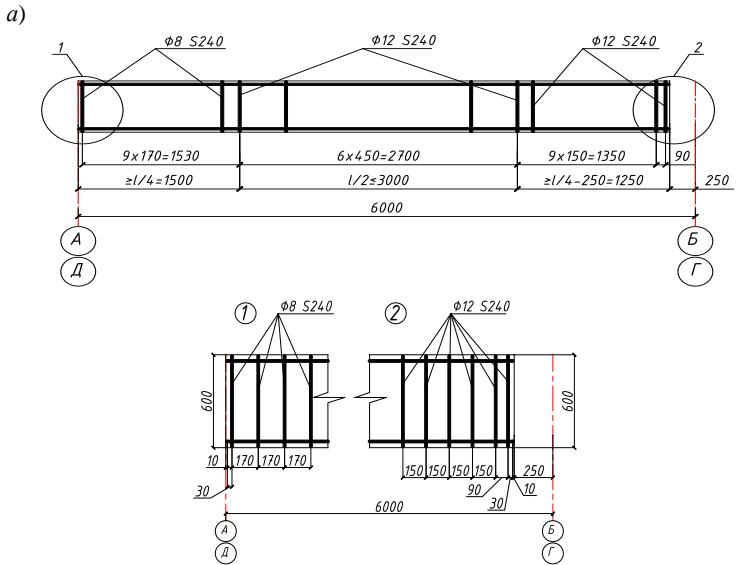


Рисунок 3.4 – Схема армирования ригеля поперечными стержнями:
a – первого пролета; *b* – второго пролета

3.4.3 Построение эпюры материалов и определение мест обрыва продольных стержней

В целях экономии стали часть продольной арматуры (до 50 % максимальной расчетной площади) может не доводиться до опоры и обрываться в пролете, где она не требуется по расчету. Места теоретического обрыва стержней определяются с помощью эпюры материалов.

Эпюра материалов (эпюра моментов, воспринимаемых сечением элемента с подобранной растянутой арматурой) строится по значениям несущей способности сечений при необорванных и оборванных стержнях.

Места теоретического обрыва легко определить графически при совмещении огибающей эпюры изгибающих моментов и эпюры материалов. Точки с общими ординатами (точки пересечения) будут точками теоретического обрыва стержней.

Точное значение мест теоретического обрыва стержней определяют аналитически, используя уравнение (3.4). Решение его относительно $x = \xi l$ дает

$$x_{1,2} = b \pm \sqrt{b^2 - c}, \quad (3.12)$$

где $b = 0,5l + (M_{sup,l} - M_{sup,r})/ql$; $c = 2(M + M_{sup,l})/q$; в зависимости от загрузки $q = g$ или $q = g + p$; M – изгибающий момент, воспринимаемый в сечении необорванными стержнями (для арматуры на опоре подставляется со знаком «минус»); $M_{sup,l}$ и $M_{sup,r}$ – подставляются по абсолютным значениям.

Определим точки теоретического обрыва крайнего ригеля.

Для пролетной арматуры: $l = 6,0$ м; загрузка № 2 (индекс 420), $q = g + p = 79,5$ кН/м; $M_{sup,l} = 0$; $M_{sup,r} = 208,4$ кН·м; $M = 210,6$ кН·м; $b = 0,5 \cdot 6 + (0 - 208,4)/(79,5 \cdot 6) = 2,56$ м; $c = 2(210 + 0)/79,5 = 5,28$ м;

$$x_{1,2} = 2,56 \pm \sqrt{2,56^2 - 5,28} = 2,56 \pm 1,13 \text{ м}; x_1 = 1,43 \text{ м}; x_2 = 3,69 \text{ м}.$$

Для арматуры на опоре В (1-я группа): загрузка № 5 (индекс 450), $q = g = 28,2$ кН/м; $M_{sup,l} = 0$; $M_{sup,r} = 208,4$ кН·м; $M = -145,6$ кН·м; $b = 0,5 \cdot 6 + (0 - 208,4)/(28,2 \cdot 6) = 1,77$ м; $c = 2(-145,6 + 0)/28,2 = -10,33$ м;

$$x_{1,2} = 1,77 \pm \sqrt{1,77^2 - (-10,33)} = 1,77 \pm 3,67 \text{ м}; x_1 = 5,44 \text{ м}.$$

Для арматуры на опоре В (2-я группа): $M = 0$; $b = 1,77$ м; $c = 0$;
 $x_{1,2} = 1,77 \pm 1,77$ м; $x_1 = 3,54$ м.

Для обеспечения прочности наклонных сечений ригеля по изгибающим моментам обрываемые в пролете стержни продольной арматуры необходимо завести за точку теоретического обрыва на расстояние не менее l_{bd} , определяемое по формуле

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 l_b \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \geq l_{b,min}, \quad (3.13)$$

где $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ – коэффициенты, характеризующие условие анкеровки, определяются по таблице 11.6 [1]; l_b – базовая длина анкеровки,

$$l_b = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}},$$

$f_{bd} = \eta_1 \eta_2 \eta_3 f_{ctd}$, η_1 – коэффициент, учитывающий влияние условий сцепления и положение стержней при бетонировании, в нашем случае $\eta_1 = 1$ (рисунок 11.5 [1]); η_2 – коэффициент, учитывающий влияние диаметра стержня: при $\varnothing \leq 32$ мм, $\eta_2 = 1,0$; при $\varnothing > 32$ мм, $\eta_2 = (132 - \varnothing)/100$; η_3 – коэффициент, учитывающий профиль арматурного стержня, равный для гладких стержней 1,5; для стержней периодического серповидного профиля и проволоки с вмятинами – 2,0; для стержней периодического кольцевого профиля – 2,5; $A_{s,req}$ – площадь продольной арматуры, требуемая по расчету; $A_{s,prov}$ – принятая площадь продольной арматуры; $l_{b,min}$ – минимальная длина анкеровки, принимается равной наибольшему значению из величин:

- $0,6l_b$; $15\varnothing$; 100 мм – для растянутых стержней;
- $0,3l_b$; $15\varnothing$; 100 мм – для сжатых стержней.

Кроме того, общая длина запуска стержня за место теоретического обрыва в растянутой зоне должна быть не менее: $0,5h$; $20\varnothing$; l_{bd} , где h – высота ригеля.

В связи с тем, что произведение $\alpha_1 \alpha_2 \alpha_4$ изменяется в пределах 0,7–1,0 (см. п. 11.2.32 [1]), а величина α_3 в условиях обрыва арматуры ригеля принимается равной 0,7, в курсовом проекте разрешается принять $\alpha_1 \alpha_2 \alpha_4 = 1,0$, а $\alpha_3 = 0,7$.

Для пролетной арматуры крайнего ригеля обрываются стержни $\varnothing 18$ мм класса S500. Требуемая площадь сечения арматуры $A_{s,red} = 9,82 \text{ см}^2$ ($2\varnothing 25$ мм), принятая площадь сечения арматуры $A_{s,prov} = 14,91 \text{ см}^2$ ($2\varnothing 18$ мм + $2\varnothing 25$ мм).

Базовая длина анкеровки $l_b = \frac{18}{4} \cdot \frac{450}{2} = 1012,5$ мм, где $f_{bd} = 1 \cdot 1 \cdot 2,0 \cdot 1,0 = 2,0$.

Длина анкеровки обрываемых стержней в соответствии с формулой (3.13):

$$l_{bd,1} = 0,7 \cdot 1012,5 \frac{9,82}{14,91} = 467 \text{ мм.}$$

Минимальная длина анкеровки обрываемых в пролете стержней:

- $l_{bd,1} = 467$ мм;
- $20\varnothing = 20 \cdot 25 = 500$ мм;
- $h/2 = 600/2 = 300$ мм.

Окончательно принимаем наибольшее значение $l_{bd,1} = 470$ мм.

Для арматуры опоры B крайнего ригеля обрываются стержни $\varnothing 20$ мм класса S500: $A_{s,red} = 6,28 \text{ см}^2$ ($2\varnothing 20$ мм), $A_{s,prov} = 12,56 \text{ см}^2$ ($4\varnothing 20$ мм);

$$l_b = \frac{20}{4} \cdot \frac{450}{2} = 1125 \text{ мм}; l_{bd,6} = 0,7 \cdot 1125 \frac{6,28}{12,56} = 394 \text{ мм}.$$

Минимальная длина анкеровки обрываемых стержней:

- $l_{bd,6} = 394$ мм;
- $20 \cdot 20 = 400$ мм;
- $600/2 = 300$ мм.

Окончательно принимаем $l_{bd,6} = 400$ мм.

3.5 Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси ригеля

Значение предельно допустимой ширины раскрытия трещин при практически постоянном сочетании нагрузок (при постоянной и длительной нагрузках) $w_{lim} = 0,4$ мм (таблица 5.1 [1]).

Расчет по раскрытию трещин сводится к проверке условия

$$w_k \leq w_{lim},$$

где w_k – расчетная ширина раскрытия трещин от практически постоянного сочетания нагрузок.

Расчетная ширина раскрытия трещин определяется по формуле

$$w_k = \beta s_{rm} \varepsilon_{cm},$$

где β – коэффициент, учитывающий отношение расчетной ширины раскрытия трещин к средней. При расчете ширины раскрытия трещин, образующихся от усилий, вызванных соответствующим сочетанием нагрузок, $\beta = 1,7$; s_{rm} – среднее расстояние между трещинами; ε_{cm} – средние относительные деформации арматуры, определяемые при соответствующем сочетании нагрузок.

Среднее расстояние между трещинами, мм,

$$s_{rm} = 50 + 0,25k_1k_2 \frac{\varnothing}{\rho_{eff}},$$

где k_1 – коэффициент, учитывающий условия сцепления арматуры с бетоном: для стержней периодического профиля $k_1 = 0,8$, для гладких стержней $k_1 = 1,6$; k_2 – коэффициент, учитывающий вид напряженно-деформированного состояния элемента, для изгиба $k_2 = 0,5$; \varnothing – диаметр рабочих стержней, мм; ρ_{eff} – эффективный коэффициент армирования,

$$\rho_{eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}},$$

A_s – площадь сечения арматуры; $A_{c,eff}$ – эффективная площадь растянутой зоны сечения, определяемая как площадь бетона, окружающего растянутую

арматуру; $A_{c,eff} = h_{c,eff} b = 2(h - d)b$, $h_{c,eff}$ – эффективная высота растянутой зоны сечения.

Значение средней относительной деформации арматуры определяется по формуле

$$\varepsilon_{cm} = \varepsilon_s \psi_s,$$

где ψ_s – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения относительных деформаций растянутой арматуры на участках между трещинами,

$$\psi_s = 1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{M_{cr}}{M_{Sd}} \right)^2,$$

β_1 – коэффициент, принимаемый для стержневой арматуры периодического профиля $\beta_1 = 1,0$, для гладкой стержневой арматуры $\beta_1 = 0,5$; β_2 – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки, при длительно действующих нагрузках $\beta_2 = 0,5$; M_{Sd} – расчетный изгибающий момент при $\gamma_f = 1$ (от действия нормативных нагрузок); M_{cr} – момент трещинообразования (допускается определять как для бетонного сечения).

$$M_{cr} = f_{ctm} W_c,$$

f_{ctm} – средняя прочность бетона при растяжении; W_c – момент сопротивления бетонного сечения в уровне центра тяжести растянутой арматуры. Для вычисления W_c необходимо:

– определить положение центра тяжести бетонного прямоугольного сечения: $y_c = \frac{h}{2}$;

– определить момент инерции прямоугольного сечения относительно горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести: $I_c = \frac{bh^3}{12}$;

– разделить момент инерции сечения на расстояние от центра тяжести сечения до центра тяжести растянутой арматуры: $W_c = \frac{I_c}{y_c - c}$.

Относительная деформация растянутой арматуры в сечении с трещиной определяется по формуле

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}.$$

Напряжение σ_s определяем по упрощенной формуле

$$\sigma_s = \frac{M_{Sd}}{z A_s},$$

а величину z – плеча внутренней пары сил – определяем в зависимости от процента армирования

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \cdot 100;$$

$z = 0,9d$ – при $\rho \leq 0,5 \%$;

$z = 0,85d$ – при $0,5 \% \leq \rho \leq 1,0 \%$;

$z = 0,8d$ – при $\rho > 1,0 \%$.

Определим ширину раскрытия трещин ригеля первого пролета при загрузении № 2, которое вызывает наибольший изгибающий момент. Момент от нормативных длительных действующих нагрузок

$$M_{Sd} = (0,077 \cdot 24,0 + 0,100 \cdot 33,0) \cdot 6^2 = 185,3 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Геометрические характеристики сечения:

$$A_c = bh = 0,2 \cdot 0,6 = 0,12 \text{ м}^2;$$

$$y_c = \frac{h}{2} = \frac{0,6}{2} = 0,3 \text{ м};$$

$$I_c = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,2 \cdot 0,6^3}{12} = 36 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4;$$

$$W_c = \frac{I_c}{y_c - c} = \frac{36 \cdot 10^{-4}}{0,3 - 0,053} = 14,575 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3;$$

$$M_{cr} = f_{cm} W_c = 2,2 \cdot 10^3 \cdot 14,575 \cdot 10^{-3} = 32,1 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$\psi_s = 1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{M_{cr}}{M_{Sd}} \right)^2 = 1 - 1,0 \cdot 0,5 \left(\frac{32,1}{185,3} \right)^2 = 0,985.$$

Процент армирования сечения $\rho = \frac{A_s}{A_c} \cdot 100 = \frac{14,91 \cdot 10^{-4}}{0,12} \cdot 100 = 1,24 \%$,

больше 1 %, следовательно, $z = 0,8d$;

$$\sigma_s = \frac{M_{Sd}}{z A_s} = \frac{185,3 \cdot 10^{-3}}{0,8 \cdot 0,547 \cdot 14,91 \cdot 10^{-4}} = 284,0 \text{ МПа};$$

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} = \frac{284,0}{2,1 \cdot 10^5} = 1,35 \cdot 10^{-3};$$

$$\varepsilon_{cm} = \varepsilon_s \psi_s = 1,35 \cdot 10^{-3} \cdot 0,985 = 1,33 \cdot 10^{-3}.$$

Эффективный коэффициент армирования равен:

$$A_{c,eff} = 2(h - d)b = 2(0,6 - 0,547)0,2 = 2,12 \cdot 10^{-2} \text{ м};$$

$$\rho_{eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{14,91 \cdot 10^{-4}}{2,12 \cdot 10^{-2}} = 0,07;$$

$$s_{rm} = 50 + 0,25k_1k_2 \frac{\varnothing}{\rho_{eff}} = 50 + 0,25 \cdot 0,8 \cdot 0,5 \cdot \frac{25}{0,07} = 85,7 \text{ мм.}$$

Расчетная ширина раскрытия трещин

$$w_k = \beta s_{rm} \varepsilon_{cm} = 1,7 \cdot 85,7 \cdot 1,33 \cdot 10^{-3} = 0,19 \text{ мм}; w_k = 0,19 \text{ мм.}$$

Ширина раскрытия трещин меньше допустимой:

$$w_k = 0,19 \text{ мм} < w_{lim} = 0,4 \text{ мм.}$$

3.6 Расчет прогиба ригеля

Проверку жесткости ригеля следует производить из условия

$$a_k \leq a_{lim},$$

где a_k – прогиб ригеля от действия внешней нагрузки; a_{lim} – предельно допустимый прогиб (приложение Е).

Для железобетонных элементов прямоугольного и таврового сечения с арматурой, сосредоточенной у верхней и нижней граней, и усилиями, действующими в плоскости симметрии сечения, прогиб можно определять по формуле

$$a(\infty, t_0) = \alpha_k \frac{M_{Sd} l_{eff}^2}{B(\infty, t_0)},$$

где α_k – коэффициент, зависящий от схемы опирания плиты и характера нагрузки (таблица Ж.1); M_{Sd} – максимальное значение расчетного момента при $\gamma_f = 1$ (от нормативной нагрузки); $B(\infty, t_0)$ – изгибная жесткость элемента, определяемая при длительном действии нагрузки.

Так как в сечении ригеля образуются трещины, то изгибная жесткость определяется по формуле

$$B(\infty, t_0) = \frac{E_{c,eff} I_{II}}{1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{M_{cr}}{M_{Sd}} \right)^2 \left(1 - \frac{I_{II}}{I_I} \right)},$$

где $E_{c,eff}$ – эффективный модуль упругости бетона. При действии длительной нагрузки $E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \Phi(\infty, t_0)}$, E_{cm} – модуль упругости бетона (таблица В.3);

$\Phi(\infty, t_0)$ – предельное состояние коэффициента ползучести. Определяется по номограммам рисунка 6 [1]. Для бетона в возрасте 100 и более суток, относительной влажности внутреннего воздуха RH = 50 % можно принять: $\Phi(\infty, t_0) = 2,4$ – для бетона класса C¹⁶/₂₀, $\Phi(\infty, t_0) = 2,2$ – для бетона класса C²⁰/₂₅,

$\Phi(\infty, t_0) = 2,0$ – для бетона класса $C^{25}/_{30}$; I_1, I_{II} – соответственно моменты инерции сечения без трещин и с трещиной, определяемые с учетом $\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}}$.

Момент инерции сечения без трещин в растянутой зоне

$$I_1 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(\frac{h}{2} - x_1 \right)^2 + \alpha_e A_s (d - x_1)^2.$$

Высота сжатой зоны

$$x_1 = \frac{bh \frac{h}{2} + \alpha_e A_s d}{bh + \alpha_e A_s}.$$

Момент инерции сечения с трещинами. Высота сжатой зоны x_{II} находится из условия равенства статических моментов сжатой и растянутой зон сечения относительно нейтральной оси:

$$\frac{bx_{II}^2}{2} - \alpha_e A_s (d - x_{II}) = 0; \quad \frac{bx_{II}^2}{2} + \alpha_e A_s x_{II} - \alpha_e A_s d = 0;$$

$$x_{II} = \sqrt{\frac{\alpha_e A_s}{b} \left(\frac{\alpha_e A_s}{b} + 2d \right)} - \frac{\alpha_e A_s}{b};$$

$$I_{II} = \frac{bx_{II}^3}{3} + \alpha_e A_s (d - x_{II})^2.$$

Если в результате расчетов по предельным состояниям второй группы окажется, что ширина раскрытия трещин или прогиб превышают предельные значения, то необходимо увеличить высоту ригеля или увеличить площадь рабочей арматуры.

Определим прогиб ригеля первого пролета при загрузении № 2. Из предыдущего расчета $M_{cr} = 32,1$ кН·м, $M_{Sd} = 185,3$ кН·м. Геометрические характеристики сечения:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \Phi(\infty, t_0)} = \frac{29 \cdot 10^3}{1 + 1,65} = 10,9 \cdot 10^3 \text{ МПа};$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{2,0 \cdot 10^5}{10,9 \cdot 10^3} = 18,3;$$

$$x_1 = \frac{bh \frac{h}{2} + \alpha_e A_s d}{bh + \alpha_e A_s} = \frac{0,2 \cdot 0,6 \frac{0,6}{2} + 18,3 \cdot 14,91 \cdot 10^{-4} \cdot 0,547}{0,2 \cdot 0,6 + 18,3 \cdot 14,91 \cdot 10^{-4}} = 0,346 \text{ м};$$

$$I_I = \frac{bh^3}{12} + bh\left(\frac{h}{2} - x_I\right)^2 + \alpha_e A_s (d - x_I)^2 = \frac{0,2 \cdot 0,6^3}{12} + 0,2 \cdot 0,6 \left(\frac{0,6}{2} - 0,346\right)^2 + 18,3 \cdot 14,91 \cdot 10^{-4} (0,547 - 0,346)^2 = 49,65 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4;$$

$$x_{II} = \sqrt{\frac{\alpha_e A_s \left(\frac{\alpha_e A_s}{b} + 2d\right)}{b}} - \frac{\alpha_e A_s}{b} = \sqrt{\frac{18,3 \cdot 14,91 \cdot 10^{-4}}{0,2} \cdot \left(\frac{18,3 \cdot 14,91 \cdot 10^{-4}}{0,2} + 2 \cdot 0,547\right)} - \frac{18,3 \cdot 14,91 \cdot 10^{-4}}{0,2} = 0,273 \text{ м.}$$

$$I_{II} = \frac{bx_{II}^3}{3} + \alpha_e A_s (d - x_{II})^2 = \frac{0,2 \cdot 0,273^3}{3} + 18,3 \cdot 14,91 \cdot 10^{-4} (0,547 - 0,273)^2 = 34,04 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4.$$

Изгибная жесткость

$$B(\infty, t_0) = \frac{E_{c,eff} I_{II}}{1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{M_{cr}}{M_{Sd}}\right)^2 \left(1 - \frac{I_{II}}{I_I}\right)} = \frac{10,9 \cdot 10^3 \cdot 10^3 \cdot 34,04 \cdot 10^{-4}}{1 - 1,0 \cdot 0,5 \left(\frac{32,1}{185,3}\right)^2 \left(1 - \frac{34,04 \cdot 10^{-4}}{49,65 \cdot 10^{-4}}\right)} = 37478,4 \text{ кН} \cdot \text{м}^2.$$

Коэффициент α_k определяем по 5-й строке таблицы Ж.1.

$$M_A = 0; M_B = (0,107 \cdot 24 + 0,054 \cdot 33) \cdot 6^2 = 156,6 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\alpha_k = \frac{5}{48} \left(1 - \frac{M_A + M_B}{10M_m}\right) = \frac{5}{48} \left(1 - \frac{0 + 156,6}{10 \cdot 185,3}\right) = 0,0954.$$

Величина прогиба

$$a(\infty, t_0) = 0,0954 \frac{185,3 \cdot 6^2}{37478,4} = 0,017 \text{ м} = 17 \text{ мм.}$$

$$a(\infty, t_0) = 17 \text{ мм} < a_{lim} = 30 \text{ мм.}$$

Жесткость ригеля обеспечена.

3.7 Расчет стыка ригеля с колонной

Узлы соединения ригелей между собой и с колонной должны обеспечивать восприятие опорных моментов и поперечных сил ригеля. Это достигается соединением опорной арматуры соседних ригелей и устройством в колоннах опорных консолей.

Варианты стыков приведены на рисунке 3.5. В них опорные стыковые стержни пропускаются через каналы в колонне (они могут быть и забетонированы в колонне при ее изготовлении) и привариваются к закладным деталям ригеля. Сжимающие усилия в нижней части ригеля передаются через сварные швы, соединяющие закладные детали ригеля и консоли.

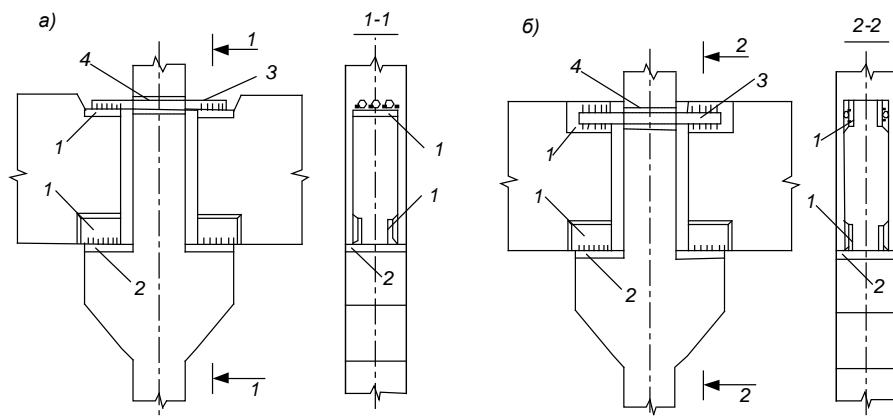
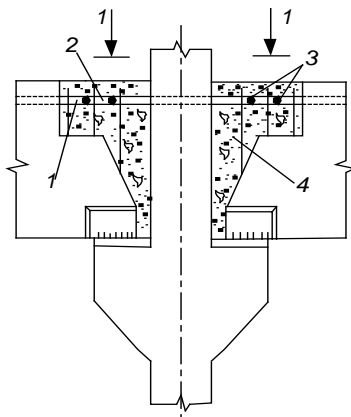


Рисунок 3.5 – Узлы соединения ригеля с колонной:

- а* – стыковые стержни привариваются к горизонтальной закладной детали;
- б* – стыковые стержни привариваются к вертикальной закладной детали;
- 1 – закладные детали ригеля; 2 – закладные детали колонны;
- 3 – стыковые стержни; 4 – отверстия в колонне

Типовым решением является стык с ванной сваркой соединяемых опорных стержней (рисунок 3.6). В этом случае ригель и колонна имеют выпуски арматуры, которые свариваются непосредственно или через короткие соединительные стержни. Сжимающие усилия воспринимаются бетоном полости стыка.

Рисунок 3.6 – Соединение опорной арматуры с помощью ванной сварки:
 1 – выпуски арматуры ригеля; 2 – вставка арматуры; 3 – ванная сварка; 4 – бетон омоноличивания



Стык ригеля с колонной должен обеспечить работу ригеля как неразрезной балки, а соединения стыка должны быть равнопрочны с основной конструкцией. Поэтому площадь стыковых стержней и закладных деталей ригеля принимается по опорной арматуре ригеля. Если стыковые стержни отличаются по классу стали от опорной арматуры, то перерасчет их сечения производится из условий равенства усилий, воспринимаемых опорной арматурой и стыковыми стержнями,

$$A_{sj} \geq A_s \frac{f_{yd}}{f_{yd,j}}. \quad (3.14)$$

Здесь A_s и A_{sj} – сечение опорных и стыковых стержней; f_{yd} и $f_{yd,j}$ – класс стали опорных и стыковых стержней.

Сечение и размеры закладной детали (пластинки или уголка) принимаются конструктивно. Для проверки можно использовать формулу, определяющую минимальное поперечное сечение закладной детали:

$$A_d \geq \frac{N}{R_y}, \quad (3.15)$$

где N – усилие, которое способно воспринимать опорные стержни, т. е. $N = f_{yd}A_s$; A_s – общее сечение опорных стержней; R_y – расчетное сопротивление стали закладной детали.

Сварные швы, соединяющие закладные детали с опорной арматурой ригеля, и стыковые стержни с закладными деталями ригеля рассчитываются на усилие N . Суммарная длина сварных швов определяется по формуле

$$l_w \geq \frac{1,3N}{0,7k_f R_{wf} \gamma_c \gamma_{wf}}, \quad (3.16)$$

где k_f – катет сварного шва; R_{wf} (R_{wz}), γ_c , γ_{wf} – характеристики сварного соединения по СНиП II-23-81* [4]. Длина одного сварного шва зависит от количества стыковых стержней и количества швов, соединяющих один стыковой стержень с закладной деталью ригеля.

Сжимающие усилия в обетонированном стыке воспринимаются бетоном, заполняющим полость между торцом ригеля и гранью колонны. В необетонированных стыках усилие N передается через два фланговых сварных шва, прикрепляющих нижнюю закладную деталь ригеля к закладной детали консоли колонны. Суммарная длина этих сварных швов

$$l_w = \frac{1,3(N - T)}{0,7k_f R_{wf} \gamma_c \gamma_{wf}}, \quad (3.17)$$

где $T = Vf$ – сила трения от вертикального давления на опоре ($f \approx 0,15$).

4 РАСЧЕТ КОЛОННЫ И ЕЕ ЭЛЕМЕНТОВ

4.1 Расчетно-конструктивная схема

Колонны первого, а при наличии подвала – подвального этажа рассматриваются как стойки с жестким защемлением в фундаменте и шарнирно-неподвижным закреплением в уровне междуэтажного перекрытия. Расчетная длина для такой схемы закрепления принимается от обреза фундамента до оси ригеля с коэффициентом 0,7. Колонны остальных этажей рассчитываются как стойки с шарнирно-неподвижным опиранием в уровнях перекрытий с расчетной длиной $l_0 = H$, где H – высота этажа.

Стыки колонн устраиваются в каждом этаже или через этаж. Ригели опираются на консоли колонн. Стык ригеля с колонной предусматривается жестким. Ввиду того, что жесткость ригеля выше жесткости колонн, влияние изгибающих моментов на несущую способность колонн незначительно. Однако при расчете сжатых элементов всегда должен приниматься во внимание случайный эксцентриситет e_a , эксцентриситет от неучтенных факторов, который суммируется с эксцентриситетом приложения продольной силы. Величину случайного эксцентриситета e_a принимают как большую из следующих значений: 1/30 высоты сечения элемента, 1/600 расчетной длины, 20 мм – для сборных колонн.

Для сокращения типоразмеров сборных элементов целесообразно назначать сечение колонн постоянным на всех этажах, за исключением подваль-

ного, варьируя классом бетона и коэффициентом армирования, принимая его в пределах $\rho = 0,02...0,03$. Класс бетона назначается не ниже $C^{12}/_{15}$, а для сильно нагруженных – не ниже $C^{20}/_{25}$.

4.2 Расчет колонны

Колонны прямоугольного поперечного сечения, нагруженные продольной сжимающей силой, приложенной со случайным эксцентриситетом ($e_0 = e_a$), при гибкости $\lambda = l_{eff}/h \leq 24$ и симметричном армировании, разрешается рассчитывать по условию

$$N_{Sd} \leq N_{Rd} = \varphi(\alpha f_{cd} A_c + f_{yd} A_{s,tot}), \quad (4.1)$$

где N_{Rd} – прочность сечения при действии продольного усилия; φ – коэффициент, учитывающий влияние продольного изгиба и случайных эксцентриситетов; A_c – площадь поперечного сечения сжатого элемента; $A_{s,tot}$ – полная площадь продольной арматуры в сечении.

Значение коэффициента φ определяем по таблице Ж.3 в зависимости от гибкости колонны λ и относительной величины эксцентриситета e_a/h .

Рекомендуемый алгоритм определения площади поперечного сечения колонны и расчет продольного армирования приведены в таблице 4.1.

Т а б л и ц а 4.1 – **Определение площади поперечного сечения и продольного армирования центрально сжатых колонн**

№ п/п	Алгоритм	Пояснения
1	$A_{s,tot} = \rho A_c$; $N_{Sd} \leq N_{Rd} = \varphi A_c (\alpha f_{cd} + \rho f_{yd})$	Неравенство, полученное из (4.1), при введении в него коэффициента армирования поперечного сечения ρ
2	$A_c = \frac{N_{Sd}}{\varphi(\alpha f_{cd} + \rho f_{yd})}$	Определение требуемой площади сечения колонны без учета влияния продольного изгиба ($\varphi = 1$) и случайного эксцентриситета
3	Определяем размеры поперечного сечения b и h : $b = h = \sqrt{A_c}$	Размеры сторон сечения колонн при их величине до 500 мм принимают кратными 50 мм, при больших величинах – кратными 100 мм. Не следует принимать сечение колонн меньше 300×300 мм
4	$e_a = \frac{H(\text{см})}{600}$; $e_a = \frac{h(\text{мм})}{30}$; $e_a = 20$ мм	Выбираем величину случайного эксцентриситета e_a как бóльшую из трех значений
5	Определяем условную расчетную длину колонны $l_{eff} = l_0 \sqrt{k}$; $k = 1 + 0,5 \frac{N_{Sd,lt}}{N_{Sd}} \Phi(\infty, t_0)$	$N_{Sd,lt}$ – продольное усилие от постоянной и длительно действующей нагрузок; $\Phi(\infty, t_0)$ – предельное значение ползучести бетона, допускается принимать равным 2,0

6	$\lambda = l_{eff} / h; e_a/h$ и φ	По гибкости λ и относительной величине случайного эксцентриситета, интерполируя данные таблицы Ж.3, получаем коэффициент φ
7	$A_{s,tot}^{TP} = \frac{1}{f_{yd}} \left(\frac{N_{Sd}}{\varphi} - \alpha f_{cd} A_c \right)$	Определяем необходимое сечение всей продольной арматуры
8	$A_{s,tot} \geq A_{s,tot}^{TP}$	Назначаем диаметр и количество стержней продольной арматуры и определяем ее площадь
9	$\rho = \frac{A_{s,tot}}{A_c} \cdot 100 \%$	Определяем процент армирования
10	$\rho = 1 \dots 2 \%$	Сечение арматуры подобрано удовлетворительно

4.3 Конструирование колонны

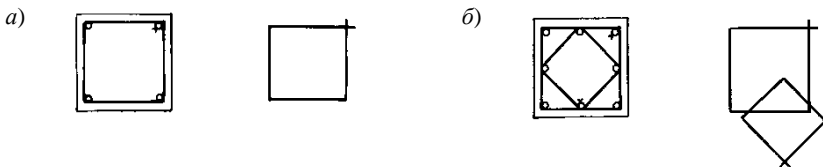
Продольные стержни в поперечном сечении колонны размещают как можно ближе к поверхности элемента с соблюдением минимальной толщины защитного слоя, которая по требованиям норм для класса по условиям эксплуатации ХС1 должна быть не менее диаметра стержней арматуры и не менее 20 мм.

Колонны сечением до 40×40 см можно армировать четырьмя продольными стержнями, что соответствует наибольшему допустимому расстоянию между стержнями рабочей арматуры. При расстоянии между рабочими стержнями более 400 мм следует предусматривать промежуточные стержни по периметру сечения колонны.

Поперечные стержни (хомуты) в колонне ставят без расчета, но с соблюдением требований норм [1]. Расстояние между ними должно быть при сварных каркасах не более $20\varnothing_s$, при вязаных – $15\varnothing_s$, но не более 500 мм (здесь \varnothing_s – наименьший диаметр продольных стержней). Расстояние между хомутами округляют до размеров, кратных 50 мм. Диаметр хомутов \varnothing_{sw} сварных каркасов должен назначаться из условий сварки. Диаметр хомутов \varnothing_{sw} вязаных каркасов должен быть не менее 5 мм и не менее $0,25\varnothing_s$ (\varnothing_s – наибольший диаметр продольных стержней).

Плоские сварные каркасы объединяют в пространственные с помощью поперечных стержней, привариваемых к угловым продольным стержням плоских каркасов.

Примеры армирования колонн приведены на рисунке 4.1.



в)

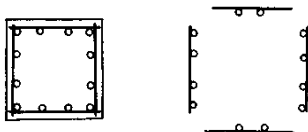


Рисунок 4.1 – Армирование колонн:
а, б – вязанный каркас; в – сварной каркас

4.4 Пример расчета колонны

Подсчет нагрузок, действующих на колонну от покрытия и перекрытия, кН, приведен в таблицах 4.2 и 4.3 соответственно. Здание трехэтажное с подвалом, высота этажа 4,2 м, высота подвала 3,0 м; нормативная полезная нагрузка $7,0 \text{ кН/м}^2$, в том числе длительно действующие $5,5 \text{ кН/м}^2$; грузовая площадь 36 м^2 .

Расчетная снеговая нагрузка определяется по формуле

$$s = \gamma_f \mu s_k,$$

где γ_f – коэффициент надежности по нагрузке, $\gamma_f = 1,5$; μ – коэффициент формы снеговых нагрузок. Для горизонтальной поверхности покрытия принимается равномерное распределение снега, т. е. $\mu = 1$; s_k – нормативное значение веса снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли, принимаемое по таблице Ж.2.

Т а б л и ц а 4.2 – Нагрузки на колонну, передаваемые с покрытия

Вид нагрузки	Величина нагрузки		
	нормативная	коэффициент надежности по нагрузке γ_f	расчетная
<i>Постоянные</i>			
1 Слой гравия на битумной мастике	$0,16 \cdot 36 = 5,76$	1,35	7,78
2 Гидроизоляционный ковер	$0,1 \cdot 36 = 3,6$	1,35	4,86
3 Цементно-песчаная стяжка $\gamma = 20 \text{ кН/м}^3$; $\delta = 20 \text{ мм}$	$20 \cdot 0,02 \cdot 36 = 14,4$	1,35	19,44
4 Утеплитель $\gamma = 4 \text{ кН/м}^3$; $\delta = 150 \text{ мм}$	$4 \cdot 0,15 \cdot 36 = 21,6$	1,35	29,16
5 Пароизоляция	$0,03 \cdot 36 = 1,08$	1,35	1,46
6 Плита покрытия	$3 \cdot 36 = 108$	1,35	145,8
7 Ригель ($b = 20 \text{ см}$, $h = 60 \text{ см}$)	$3 \cdot 6 = 18,0$	1,35	24,3
И т о г о	$G_{k,1} = 172,4$		$G_{d,1} = 232,8$
<i>Временные</i>			
8 Снеговая	$Q_{k,1} = 1,0 \cdot 36 = 36,0$	1,5	$Q_{d,1} = 54,0$

Т а б л и ц а 4.3 – Нагрузки на колонну, передаваемые с перекрытия

Вид нагрузки	Величина нагрузки
--------------	-------------------

	нормативная	коэффициент надежности по нагрузке γ_f	расчетная
<i>Постоянные</i>			
1 Пол	$0,5 \cdot 36 = 18,0$	1,35	24,3
2 Плита	$3 \cdot 36 = 108$	1,35	145,8
3 Ригель	$3 \cdot 6 = 18,0$	1,35	24,3
И т о г о	$G_{k,2} = 144,0$		$G_{d,2} = 194,4$
<i>Временные</i>			
4 Стационарное оборудование	$Q_{k,lт,2} = 5,5 \cdot 36 = 198,0$	1,5	$Q_{d,lт,2} = 297,0$
5 Вес людей и материалов	$1,5 \cdot 36 = 54,0$	1,5	81,0
И т о г о	$Q_{k,2} = 252,0$		$Q_{d,2} = 378,0$

Нагрузка от собственного веса колонны в пределах этажа при предварительно принятых размерах ее сечения $0,4 \times 0,4$ м и объемном весе железобетона 25 кН/м^3 составит: нормативная $0,4 \cdot 0,4 \cdot 2,25 = 17 \text{ кН}$; расчетная $17 \cdot 1,15 = 19 \text{ кН}$; в подвале – соответственно 12 и 14 кН.

По полученным данным вычисляем нагрузки на колонны каждого этажа, кН (таблица 4.4). В качестве доминирующей временной нагрузки принимаем нагрузку на перекрытие. Тогда расчетная продольная сила определяется по второму основному сочетанию:

$$N_{Sd} = \sum_j \gamma_{ff} G_{k,j} + \gamma_{fi} Q_{k,2} + \psi_{0,1} \gamma_{fi} Q_{k,1}; \quad (4.2)$$

$$N_{Sd,lт} = \sum_j \gamma_{ff} G_{k,j} + \gamma_{fi} Q_{k,lт,2} + \psi_{0,1} \gamma_{fi} Q_{k,lт,2}. \quad (4.3)$$

Здесь $\psi_{0,1} = 0,6$ – коэффициент сочетания для снеговой нагрузки.

Т а б л и ц а 4.4 – **Расчетные нагрузки на колонны (округленно)**

Этаж	Полная расчетная нагрузка, N_{Sd}
	<u>Расчетные нагрузки при $\gamma_f \geq 1$</u>
3-й	$N_{Sd,3} = 232,8 + 19 + 54 = 306$
2-й	$N_{Sd,2} = 232,8 + 2 \cdot 19 + 194,4 + 378 + 0,6 \cdot 54 = 876$
1-й	$N_{Sd,1} = 232,8 + 3 \cdot 19 + 2 \cdot 194,4 + 2 \cdot 378 + 0,6 \cdot 54 = 1467$
Подвал	$N_{Sd,n} = 232,8 + 3 \cdot 19 + 14 + 3 \cdot 194,4 + 3 \cdot 378 + 0,6 \cdot 54 = 2054$
	<u>Расчетные длительно действующие нагрузки при $\gamma_f > 1$</u>
3-й	$N_{Sd,lт,3} = 232,8 + 19 = 252$
2-й	$N_{Sd,lт,2} = 232,8 + 2 \cdot 19 + 194,4 + 297 = 762$

1-й	$N_{Sd,lt,1} = 232,8 + 3 \cdot 19 + 2 \cdot 194,4 + 2 \cdot 297 = 1273$
Подвал	$N_{Sd,lt,n} = 232,8 + 3 \cdot 19 + 14 + 3 \cdot 194,4 + 3 \cdot 297 = 1778$
Подвал	<u>Расчетная нагрузка при $\gamma_f = 1$</u> $N_{Sk,n} = 172,4 + 3 \cdot 17 + 12 + 3 \cdot 144 + 3 \cdot 252 + 0,6 \cdot 36 = 1445$

В качестве примера выполним расчет колонн подвала и 1-го этажа.

1 Расчет колонны подвала.

$N_{Sd,n} = 2054$ кН, $l_0 = 0,7H_n = 0,7 \cdot 3,0 = 2,1$ м. Принимаем бетон класса С¹²/₁₅, $f_{cd} = 8,0$ МПа, арматура класса S400, $f_{yd} = 365$ МПа, $\rho = 0,015$, тогда

$$A_c = \frac{N_{Sd,1}}{\varphi(\alpha f_{cd} + \rho f_{yd})} = \frac{2054 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot (1 \cdot 8,0 + 0,015 \cdot 365)} = 0,1524 \text{ м}^2 = 1524 \text{ см}^2.$$

Принимаем квадратное сечение колонны размером $b \times h = 40 \times 40$ см, тогда $A_c = 1600 \text{ см}^2$.

Величина случайного эксцентриситета: $e_a = \frac{3000}{600} = 5$ мм; $e_a = \frac{400}{30} = 13,3$ мм; $e_a = 20$ мм.

Принимаем $e_a = 20$ мм.

Определяем $k = 1 + 0,5 \frac{N_{Sd,lt}}{N_{Sd}} \Phi(\infty, t_0) = 1 + 0,5 \frac{1778}{2054} \cdot 2,0 = 1,87$.

Условная длина колонны $l_{eff} = l_0 \sqrt{k} = 3,0 \sqrt{1,87} = 4,1$ м.

Гибкость колонны $\lambda = \frac{l_{eff}}{h} = \frac{4,1}{0,40} = 10,25$.

Относительная величина случайного эксцентриситета: $\frac{e_a}{h} = \frac{20}{400} = 0,05$.

По λ и $\frac{e_a}{h}$, интерполируя данные таблицы Ж.3, определяем $\varphi = 0,8688$.

$$A_{s,tot}^{tp} = \frac{1}{f_{yd}} \left(\frac{N_{Sd}}{\varphi} - \alpha f_{cd} A_c \right) = \frac{1}{365} \left(\frac{2054 \cdot 10^{-3}}{0,8688} - 1 \cdot 8,0 \cdot 0,16 \right) = 29,7 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 29,7 \text{ см}^2.$$

Принимаем 4Ø32 мм, $A_{s,tot} = 32,17 \text{ см}^2$.

Процент армирования $\rho = \frac{A_{s,tot}}{A_c} \cdot 100 \% = \frac{32,17}{1600} \cdot 100 = 2 \%$.

2 Расчет колонны 1-го этажа.

$N_{sd,1} = 1467$ кН, $l_0 = H = 4,2$ м.

Принимаем бетон класса $C^{16}/_{20}$, $f_{cd} = 10,7$ МПа, арматура класса S400,

$$f_{yd} = 365 \text{ МПа}, \rho = 0,01, \text{ тогда } A_c = \frac{1467 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot (1 \cdot 10,7 + 0,01 \cdot 365)} = 0,1022 \text{ м}^2 = 1022 \text{ см}^2.$$

Принимаем квадратное сечение колонны размером $b \times h = 35 \times 35$ см, тогда $A_c = 1225 \text{ см}^2$.

$$\text{Величина случайного эксцентриситета: } e_a = \frac{4200}{600} = 7 \text{ мм}; e_a = \frac{350}{30} = 11,7 \text{ мм}; e_a = 20 \text{ мм.}$$

Принимаем $e_a = 20$ мм.

$$k = 1 + 0,5 \frac{1273}{1467} \cdot 2,0 = 1,87.$$

$$l_{eff} = 4,2 \sqrt{1,87} = 5,7 \text{ м.}$$

$$\lambda = \frac{5,7}{0,35} = 16,3; \frac{e_a}{h} = \frac{20}{350} = 0,057; \varphi = 0,8174.$$

$$A_{s, \text{тр}} = \frac{1}{365} \left(\frac{1467 \cdot 10^{-3}}{0,8174} - 1 \cdot 10,7 \cdot 0,1225 \right) = 13,25 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 13,25 \text{ см}^2.$$

Принимаем $4\varnothing 22$ мм, $A_{s, \text{tot}} = 15,2 \text{ см}^2$.

$$\text{Процент армирования } \rho = \frac{15,2}{1225} \cdot 100 \% = 1,2 \%. \text{}$$

По конструктивным требованиям (см. таблицу 11.1 [1, изм.3]) процент армирования должен быть не меньше (для $A_{s, \text{tot}}$ вводим множитель 2):

$$\rho_{\min} = 2 \cdot \frac{5N_{sd}}{f_{yd}bh} = 2 \cdot \frac{5 \cdot 1467 \cdot 10^{-3}}{365 \cdot 0,35 \cdot 0,35} = 0,33 \%, \text{ и не менее } \rho_{\lambda} = 2 \cdot \frac{27 + \frac{l_0 \sqrt{12}}{h}}{440} =$$
$$= 2 \cdot \frac{27 + \frac{4,2 \cdot \sqrt{12}}{0,35}}{440} = 0,31 \%, \text{ поэтому оставляем принятое армирование.}$$

4.5 Расчет консоли колонны

Для опирания ригелей балочных перекрытий в колоннах предусматривают

короткие консоли, скошенные под углом $\alpha = 45^\circ$ (рисунок 4.2). Ширина консоли b_c назначается равной ширине колонны, а вылет l_c – исходя из удобства размещения закладных деталей для крепления ригеля и необходимой длины сварных швов.

Вылет консоли должен быть не менее $1/3$ высоты опорного сечения h_c и не более $0,9$ рабочей высоты консоли d .

Минимально допустимая длина площади опирания ригеля из условия прочности бетона на смятие

$$l_{sup} = \frac{V_{Sd}}{\alpha f_{cd} b_{bm}}, \quad (4.4)$$

где V_{Sd} – поперечная сила ригеля на опоре; b_{bm} – ширина поперечного сечения ригеля.

Если расстояние от торца сборного ригеля до грани колонны δ , тогда требуемый вылет консоли

$$l_c = l_{sup} + \delta.$$

Если принять $\eta = z/d = 0,95$, то требуемая рабочая высота консоли у грани колонны из условия прочности наклонного сечения по сжатой полосе может быть определена по формуле

$$d \geq \frac{V_{Sd}}{0,25\eta\alpha f_{cd} b_c},$$

где b_c – ширина консоли.

Тогда полная высота консоли у ее основания $h_c = d + c$, где c – расстояние от верха консоли до центра тяжести продольной арматуры A_s (рисунок 4.3, a).

Нижняя грань консоли у её основания наклонена под углом 45° , поэтому высоту свободного конца консоли определяем по формуле

$$h_{c1} = h_c - l_c \operatorname{tg} 45^\circ.$$

Сечение продольной арматуры A_s консоли подбирают по увеличенному на 25 % изгибающему моменту в опорном сечении

$$M_{Sd} = V_{Sd} a = V_{Sd} \left(l_c - \frac{l_{sup}}{2} \right).$$

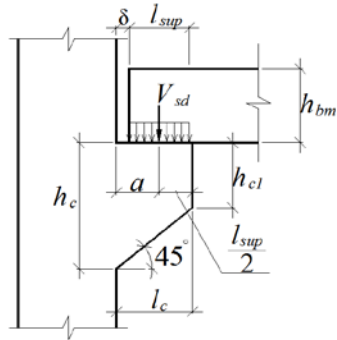


Рисунок 4.2 – Расчетная схема для короткой консоли

Определяем $\alpha_m = \frac{1,25M_{sd}}{\alpha f_{cd} b_c d^2}$, затем $\eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - k_2 \frac{\alpha_m}{\omega_c}}$ и $A_s = \frac{1,25M_{sd}}{f_{yd} \eta d}$.

Стержни располагают у двух боковых граней консоли и приваривают к закладным деталям консоли.

Концы продольной арматуры растянутой зоны односторонней консоли заводят за грань колонны и доводят до противоположной грани колонны (см. рисунок 4.3, а).

Поперечные стержни устанавливают у двух боковых граней консоли с шагом не более $h_c/4$ и не более 150 мм (рисунок 4.3, б).

Площадь сечения отогнутой арматуры определяют по эффективному коэффициенту поперечного армирования $A_{s,inc} = \rho_{min} b_c d$, где $\rho_{min} = 0,002$.

Отогнутую арматуру устанавливают тоже у двух боковых граней консоли (см. рисунок 4.3, а, б).

Если $h_c \leq 2,5a$, то консоли рекомендуется армировать наклонными хомутами (рисунок 4.3, в), которые, так же как и горизонтальные, ставят с шагом не более $h_c/4$ и не более 150 мм.

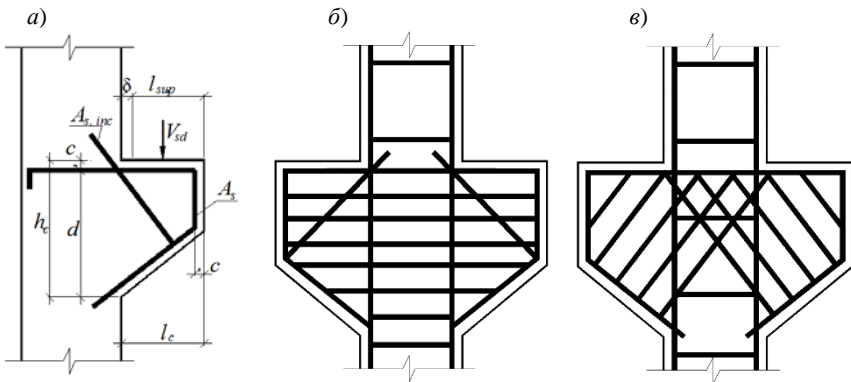


Рисунок 4.3 – Армирование консолей колонн

4.6 Расчет стыка колонн

Рассмотрим наиболее распространенный стык с ванной сваркой продольных стержней.

При выполнении этого стыка в торцах стыкуемых колонн в местах расположения продольных стержней устраивают подрезки (рисунок 4.4). Продольные стержни выступают в виде выпусков, свариваемых в специальных съемных формах. Расчет стыка производится для двух стадий готовности здания: возведения и эксплуатации.

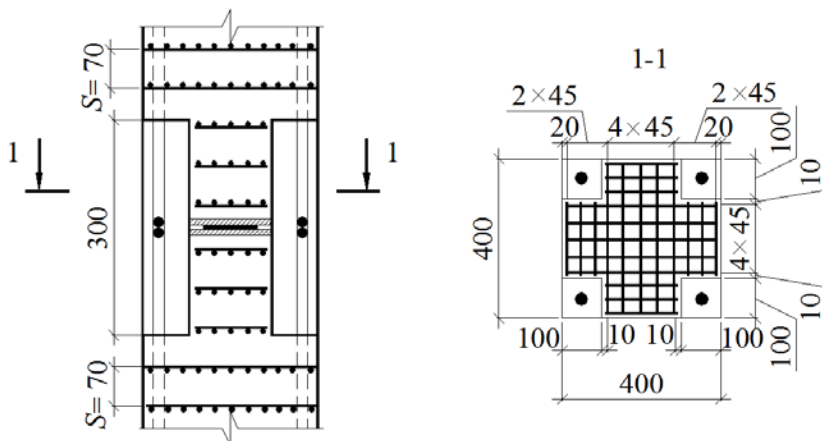


Рисунок 4.4 – Стык колонн с ванной сваркой выпусков арматуры

В стадии возведения незамоноличенный стык считается шарнирным и рассчитывается на монтажные (постоянные) нагрузки. В стадии эксплуатации (после замоноличивания) он считается как жестким с косвенным армированием и рассчитывается на полные нагрузки.

При расчете стыка до замоноличивания усилие от нагрузки воспринимается бетоном выпуска колонны, усиленным сетчатым армированием ($N_{Rd,1}$) и арматурными выпусками, соединенными ванной сваркой ($N_{Rd,2}$):

$$N_{Sd} \leq N_{Rd,1} + N_{Rd,2}, \quad (4.5)$$

$$N_{Rd,1} = 0,75 f_{cud,eff} A_{c0}; \quad N_{Rd,2} = 0,5 \varphi_1 f_{yd} A_{s,tot},$$

где 0,75 – коэффициент, учитывающий неравномерное распределение напряжений; A_{c0} – площадь смятия, принимаемая равной площади центральной прокладки; $f_{cud,eff}$ – приведенное расчетное сопротивление бетона смятию, определенное по формуле 7.150 [1]; φ_1 – коэффициент продольного изгиба выпусков арматуры, определяется по таблице Ж.4; $A_{s,tot}$ – площадь сечения всех выпусков арматуры.

Размеры сечения подрезки можно принять равными $1/4$ размера стороны поперечного сечения колонны: $b_1 = \frac{1}{4} b_c$ и $h_1 = \frac{1}{4} h_c$.

Расстояние от грани сечения колонны до оси сеток косвенного армирования $c_1 = 20$ мм, а в пределах подрезки $c_2 = 10$ мм (см. рисунок 4.4).

Тогда площадь части сечения колонны, ограниченная осями крайних стержней сетки косвенного армирования,

$$A_{eff} = (b_c - c_1)(h_c - c_1) - 4(b_1 + c_2)(h_1 + c_2).$$

Обычно размеры центрирующей прокладки и толщину распределительных листов назначают такими, чтобы толщина листа была больше $1/3$ расстояния от края листа до центрирующей прокладки. Тогда за площадь A_{c0} принимается площадь распределительного листа: $A_{c0} = (b_c - 2b_1)(h_c - 2h_1)$.

Площадь распределения A_{c1} принимаем равной площади A_{eff} . Расчетное сопротивление бетона смятию

$$f_{cud} = \omega_u \alpha f_{cd}, \quad (4.6)$$

где $\omega_u = 1 + k_u k_f \frac{f_{ctd}}{f_{cd}} \left(\sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} - 1 \right) \leq \omega_{u,max} = 3,5$; $k_u = 0,8 \frac{f_{cd}}{f_{ctd}} \leq 14$ – для тяже-

лого бетона, для мелкозернистого бетона $k_u = 12,5$; $k_f = 1$ (см. таблицу 7.6 [1]); $\omega_{u,max}$ – предельное значение коэффициента повышения прочности бетона при смятии (см. таблицу 7.6 [1]).

Приведенное расчетное сопротивление смятию

$$f_{cud,eff} = f_{cud} + \varphi_0 \rho_{xy} f_{yd,xy} \varphi_s. \quad (4.7)$$

Коэффициент эффективности косвенного армирования $\varphi_0 = \frac{1}{0,23 + \psi}$, где

$$\psi = \frac{\rho_{xy} f_{yd,xy}}{\alpha f_{cd} + 10}; \quad \rho_{xy} - \text{коэффициент армирования, } \rho_{xy} = \frac{n_x A_{sx} l_x + n_y A_{sy} l_y}{A_{eff} s_n}, \quad n_x A_{sx} l_x$$

– соответственно число стержней, площадь поперечного сечения и длина стержня сетки в одном направлении; $n_y A_{sy} l_y$ – то же в другом направлении; s_n – расстояние между сетками; $f_{yd,xy}$ – расчетное сопротивление арматуры сеток; $\varphi_s = 4,5 - 3,5 \frac{A_{c0}}{A_{eff}}$ – коэффициент, учитывающий влияние косвенного

армирования в зоне местного сжатия.

При вычислении усилия $N_{Rd,2}$ определяем гибкость выпусков арматуры:

$$\lambda = l_0 / i,$$

где l_0 – расчетная длина выпусков арматуры, равная длине выпусков; i – радиус инерции арматурного стержня $i = \emptyset/4$.

По гибкости и классу арматуры определяем коэффициент продольного изгиба арматуры (см. таблицу Ж.4).

Обычно прочность колонны в стыке до замоноличивания много больше усилий, вызванных нагрузкой даже в стадии эксплуатации. Поэтому проверку прочности стыка в стадии эксплуатации можно не проводить, так как добавится еще прочность бетона омоноличивания.

5 ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТОВ

5.1 Определение размеров подошвы

При центральном загрузении и малых эксцентриситетах фундаменты проектируют квадратными в плане. Расчет их состоит из трех частей: расчет основания, подошвы и тела фундамента. В курсовом проекте расчет основания не выполняется, а в задании указывается условное расчетное сопротивление грунта под подошвой фундамента R_0 .

Площадь подошвы фундамента определяется из равенства

$$N_{Sk} + \gamma_m A_{\Phi} H = R_0 A_{\Phi},$$

откуда следует

$$A_{\Phi} = \frac{N_{Sk}}{R_0 - \gamma_m H}, \quad (5.1)$$

где N_{Sk} – расчетная нагрузка с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$, действующая на фундамент в уровне его обреза; γ_m – среднее значение удельного веса материала фундамента и грунта на его уступах, принимается равным 20 кН/м^3 ; H – глубина заложения фундамента (расстояние от уровня планировки до подошвы фундамента).

Тогда размер подошвы фундамента в плане $a = \sqrt{A_{\Phi}}$, и его принимают кратным 100 мм.

5.2 Расчет тела фундамента

Расчет тела фундамента заключается в определении его высоты, количества и размеров ступеней, подбора рабочей арматуры подошвы фундамента.

5.2.1 Определение высоты

Высота фундамента определяется в зависимости от способа его сопряжения с колонной. При монолитном сопряжении (рисунок 5.1, а) минимальная рабочая высота фундамента определяется из условия его прочности на продавливание. Предполагается, что продавливание происходит по поверхности пирамиды, боковые стороны которой начинаются у колонны и наклонены под углом $33,7^\circ$ [3].

При стаканном сопряжении колонны с фундаментом (рисунок 5.1, б) определяется минимальная толщина дна стакана из условия прочности дна стакана на продавливание.

а)

б)

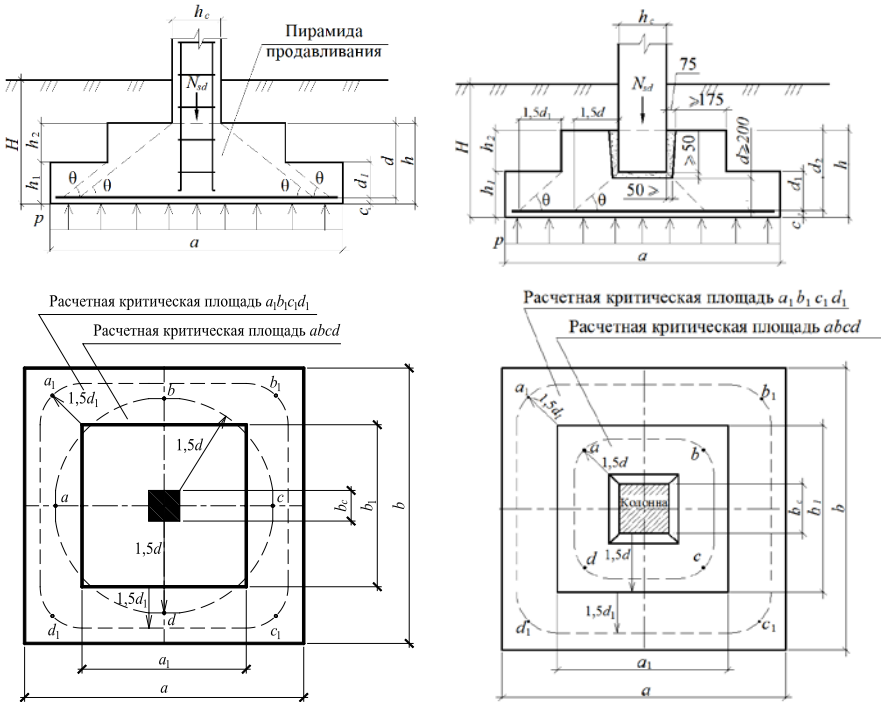


Рисунок 5.1 – Варианты сопряжения фундамента с колонной ($\theta = 33,7^\circ$):
 a – монолитное сопряжение; \bar{b} – стаканное сопряжение

Прочность на продавливание определяется вдоль расчетного критического периметра. Площадь приложения местной нагрузки должна иметь периметр не более $11d$, где d – рабочая высота сечения фундамента или дна стакана. Если периметр площади приложения местной нагрузки больше $11d$, то производится расчет на срез от действия поперечных сил при отсутствии вертикальной арматуры согласно подразд. 7.2 СНБ 5.03.01–02 [1].

Условие продавливания записывается в виде

$$v_{Sd} \leq v_{Rd,c}. \quad (5.2)$$

Погонная поперечная сила, вызванная нагрузкой от колонны, кН/м,

$$v_{Sd} = \frac{\bar{\beta} V_{Sd}}{u}, \quad (5.3)$$

где $\bar{\beta}$ – коэффициент, учитывающий влияние внецентренного приложения нагрузки, при центральном приложении нагрузки $\bar{\beta} = 1$; u – длина критического периметра, при $b_c = h_c$ и с учетом длины закругленных секторов с ра-

диусом $r = 1,5d$ и $u = 4h_c + 3\pi d$; V_{sd} – результирующая поперечная сила, действующая по длине критического периметра, за вычетом нагрузки от давления грунта по площади, находящейся внутри критического периметра,

$$V_{sd} = N_{sd} - pA_p, \quad (5.4)$$

N_{sd} – расчетная нагрузка на обресе фундамента; $p = \frac{N_{sd}}{A_\phi}$ – реактивное

давление грунта на единицу площади подошвы фундамента от расчетного усилия без учета веса фундамента и грунта на его уступах; A_p – площадь внутри расчетного критического периметра. При $b_c = h_c$ $A_p = h_c^2 + 4h_c \cdot 1,5d + \pi(1,5d)^2$; $A_\phi = a^2$ – площадь подошвы фундамента.

Допускаемая расчетная поперечная сила $v_{rd,c}$, МН/м, воспринимаемая расчетным сечением плиты без поперечного армирования по расчетному критическому периметру пирамиды продавливания рассчитывается по формуле

$$v_{rd,c} = 0,15k(100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} d, \quad (5.5)$$

где $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$ (d подставляется в мм); ρ_l – расчетный коэффициент армирования, $\rho_l \leq 0,02$; f_{ck} – нормативное сопротивление бетона осевому сжатию, МПа.

Подставив (5.3) и (5.5) в (5.2), получим квадратичное неравенство. Решив его относительно рабочей высоты фундамента или дна стакана, получим

$$d \geq \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}, \quad (5.6)$$

где $A = 2,25\pi N_{sd} + 0,45\pi a^2 k(100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}}$; $B = 6h_c N_{sd} + 0,6h_c a^2 k(100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}}$; $C = -(a^2 - h_c^2)N_{sd}$.

При монолитном сопряжении полная высота фундамента определяется с учетом защитного слоя бетона c_{cov} , который принимается не менее 45 мм, если фундамент устанавливается на бетонную подготовку, и не менее 80 мм, если подготовки нет.

При стаканном сопряжении кроме защитного слоя бетона добавляется глубина заделки колонны в стакан, которая принимается не менее h_c , и толщина «подливки» под колонну – не менее 50 мм.

Высоту нижней ступени фундамента принимают равной 300 или 450 мм, высоту ступеней – 300 мм. При высоте плитной части фундамента $h < 900$ мм можно принять две ступени, а при $h \geq 900$ мм – три ступени. Более трех сту-

пений не выполняют. Если полная высота фундамента получается больше высоты плитной части, то устраивается подколлонник.

5.2.2 Расчет на раскалывание

При стаканном сопряжении колонны с фундаментом производится проверка прочности фундамента на раскалывание по формуле

$$N_{sd} \leq 2\mu\gamma_1 A_1 \alpha f_{ctd}, \quad (5.7)$$

где μ – коэффициент трения бетона по бетону, $\mu = 0,75$; γ_1 – коэффициент условий работы фундамента в грунте, $\gamma_1 = 1,3$; A_1 – площадь вертикального сечения фундамента по оси колонны за вычетом площади стакана.

5.2.3 Проверка прочности нижней ступени

Ступени фундамента работают как консоли, загруженные реактивным давлением грунта. Так как фундамент не имеет поперечной арматуры, максимальный вынос нижней ступени проверяется на прочность по наклонному сечению из условия восприятия бетоном всей поперечной силы от отпора грунта (рисунок 5.2).

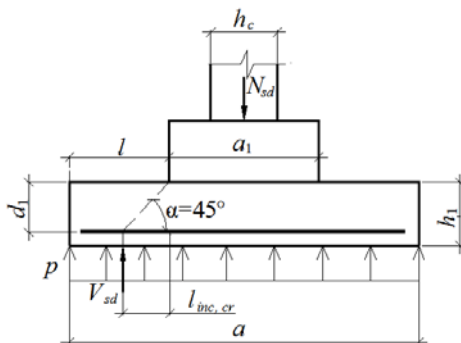


Рисунок 5.2 – Проверка прочности нижней ступени на действие поперечной силы

Прочность обеспечена, если выполняется условие

$$V_{sd} \leq V_{Rd}, \quad (5.8)$$

где V_{sd} – поперечная сила от отпора грунта, $V_{sd} = p(l - l_{inc,cr})b$, l – величина выноса нижней ступени, $l = \frac{a - a_1}{2}$; $l_{inc,cr}$ – длина проекции наклонной трещины, $d_1 \leq l_{inc,cr} \leq 2d_1$; b – ширина подошвы фундамента; V_{Rd} – наибольшая поперечная сила, которую может воспринять бетон нижней ступени,

$$V_{Rd} = \eta_{c3} \alpha f_{ctd} d_1 b, \quad (5.9)$$

d_1 – рабочая высота нижней ступени; $\eta_{c3} = 0,6$.

Кроме того, нижняя ступень проверяется по прочности на продавливание вышележащей ступенью, если периметр вышележащей ступени меньше $11d_1$.

5.2.4 Расчет арматуры

Рабочая арматура подошвы фундамента определяется по изгибающим моментам, вычисленным как для консольной балки, заделанной в плоскости грани колонны или боковых граней ступеней (рисунок 5.3).

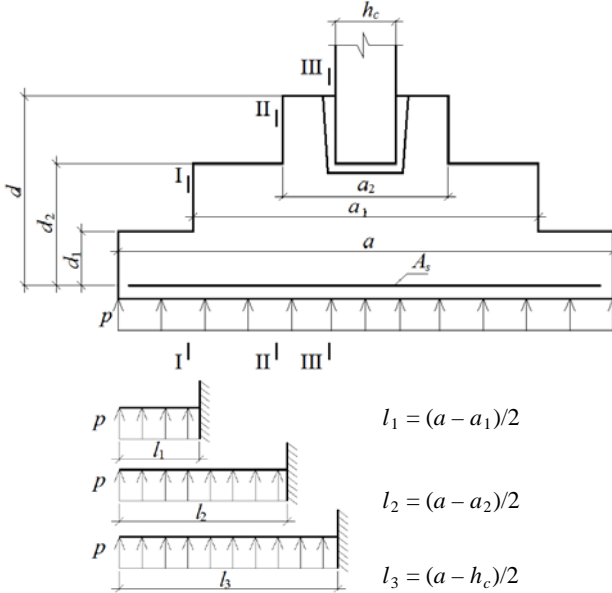


Рисунок 5.3 – Схема к расчету арматуры фундамента

Величины изгибающих моментов для сечений определяются по следующим формулам:

$$M_{I-I} = p \frac{l_1^2}{2} b = \frac{1}{8} p (a - a_1)^2 b = 0,125 p (a - a_1)^2 b;$$

$$M_{II-II} = 0,125 p (a - a_2)^2 b; \quad M_{III-III} = 0,125 p (a - h_c)^2 b.$$

Приняв плечо внутренней пары сил $z = 0,9d$, требуемую площадь арматуры определим по следующим формулам:

$$A_{s1} = \frac{M_{I-I}}{0,9d_1 f_{yd}}; \quad A_{s2} = \frac{M_{II-II}}{0,9d_2 f_{yd}}; \quad A_{s3} = \frac{M_{III-III}}{0,9d f_{yd}}.$$

Из трех значений требуемой площади к конструированию фундамента принимается наибольшая площадь арматуры.

Для прямоугольных в плане фундаментов расчет арматуры перпендикулярного направления производится по тем же формулам с заменой горизонтальных размеров колонны и фундамента на размеры другого направления.

Рассмотрим расчет фундамента при следующих исходных данных: нагрузка, действующая на обрез фундамента, $N_{Sd,п} = 2496$ кН, $N_{Sk,п} = 1993$ кН, $R_0 = 200$ кПа; глубина заложения фундамента $H = 4,2$ м (с учетом глубины подвала, равной 3,0 м); бетон класса $C^{12}/_{15}$, $f_{cd} = 8,0$ МПа; $f_{ctd} = 0,75$ МПа; $a = b$ (фундамент квадратный в плане); арматура класса S400, $f_{yd} = 365$ МПа.

Требуемую площадь фундамента определяем по формуле (5.1).

$$A_{\Phi}^{TP} = \frac{N_{Sk,п}}{R_0 - \gamma_m H} = \frac{1993}{200 - 2,0 \cdot 4,2} = 10,4 \text{ м}^2, \text{ тогда сторона подошвы квадратного в плане фундамента } a = \sqrt{A_{\Phi}^{TP}} = \sqrt{10,4} = 3,22 \text{ м.}$$

Принимаем размеры подошвы фундамента $3,3 \times 3,3$ м, $A_{\Phi} = 10,89 \text{ м}^2$.

Для назначения высоты фундамента определим толщину дна стакана из условия прочности на продавливание (5.6):

$$A = 2,25\pi N_{Sd} + 0,45\pi a^2 k (100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} =$$

$$= 2,25 \cdot 3,14 \cdot 2496 \cdot 10^{-3} + 0,45 \cdot 3,14 \cdot 3,3^2 \cdot 1,5 \cdot (100 \cdot 0,005 \cdot 12)^{\frac{1}{3}} = 59,58 \text{ МН};$$

$$B = 6h_c N_{Sd} + 0,6h_c a^2 k (100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} =$$

$$= 6 \cdot 0,4 \cdot 2496 \cdot 10^{-3} + 0,6 \cdot 0,4 \cdot 3,3^2 \cdot 1,5 \cdot (100 \cdot 0,005 \cdot 12)^{\frac{1}{3}} = 13,11 \text{ МН} \cdot \text{м};$$

$$C = -(a^2 - h_c^2) N_{Sd} = -(3,3^2 - 0,4^2) \cdot 2496 \cdot 10^{-3} = -26,78 \text{ МН} \cdot \text{м}^2;$$

$$d \geq \frac{-13,11 + \sqrt{13,11^2 - 4 \cdot 59,58(-26,78)}}{2 \cdot 59,58} = 0,57 \text{ м.}$$

Здесь в первом приближении принято $\rho_l = 0,005$ и $k = 1,5$.

Полная высота фундамента определяется суммой толщины дна стакана, защитного слоя бетона, глубины заделки колонны в фундамент и подливки: $h_{\min} = 0,57 + 0,08 + 0,4 + 0,05 = 1,10$ м. Принимаем высоту фундамента $h = 1,20$ м (кратно 150 мм). Эскиз фундамента приведен на рисунке 5.4.

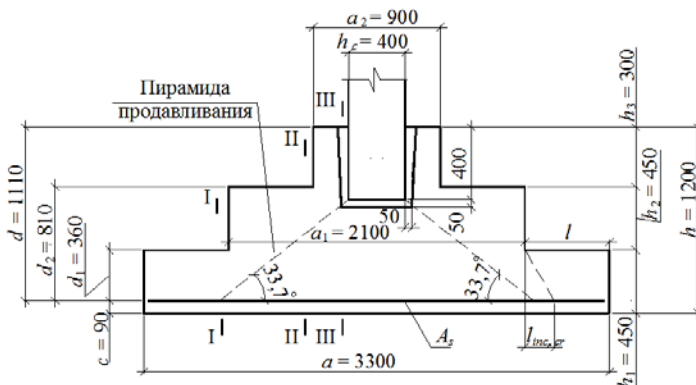


Рисунок 5.4 – Принятое поперечное сечение фундамента

Так как фундамент – стаканного типа, проверим его прочность на раскалывание. Площадь вертикального сечения за вычетом площади стакана

$$A_1 = 3,3 \cdot 0,45 + 2,1 \cdot 0,45 + 0,9 \cdot 0,3 - \frac{0,5 + 0,55}{2} \cdot 0,45 = 2,46 \text{ м}^2.$$

$$2\mu\gamma_1 A_1 \alpha f_{ctd} = 2 \cdot 0,75 \cdot 1,3 \cdot 2,46 \cdot 1 \cdot 0,75 \cdot 10^3 = 3598 \text{ кН} > N_{Sd,II} = 2496 \text{ кН}.$$

Прочность на раскалывание обеспечена.

Проверим прочность нижней ступени на поперечную силу:

$$V_{Sd} = p(l - l_{inc,cr})b, \text{ где } p = \frac{N_{Sd}}{a^2} = \frac{2496}{3,3 \cdot 3,3} = 229,2 \text{ кН/м}^2;$$

$$l = \frac{a - a_1}{2} = \frac{3,3 - 2,1}{2} = 0,6 \text{ м}; l_{inc,cr} = d_1 = 360 \text{ мм}; b = a;$$

$$V_{Sd} = 229,2(0,6 - 0,36)3,3 = 181,5 \text{ кН}.$$

$$V_{Rd} = \eta c_3 \alpha f_{ctd} d_1 b = 0,6 \cdot 1 \cdot 0,75 \cdot 10^3 \cdot 0,36 \cdot 3,3 = 534,6 \text{ кН}.$$

$$V_{Rd} = 534,6 \text{ кН} > V_{Sd} = 181,5 \text{ кН}, \text{ прочность обеспечена.}$$

Определим периметр вышележащей (второй) ступени: $4a_1 = 4 \cdot 2,1 = 8,4 \text{ м}$.

Так как $8,4 \text{ м} > 11d_1 = 11 \cdot 0,36 = 3,96 \text{ м}$, то расчет нижней ступени на продавливание не производится, выполняется только расчет на действие поперечной силы.

Принятые размеры фундамента удовлетворяют условиям прочности.

Для расчета площади арматуры подошвы фундамента определим изгибающие моменты в сечениях I–I...III–III:

$$M_{I-I} = 0,125 p (a - a_1)^2 b = 0,125 \cdot 229,2 \cdot (3,3 - 2,1)^2 \cdot 3,3 = 136,1 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{II-II} = 0,125 p (a - a_2)^2 b = 0,125 \cdot 229,2 \cdot (3,3 - 0,9)^2 \cdot 3,3 = 544,6 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{III-III} = 0,125 p (a - h_c)^2 b = 0,125 \cdot 229,2 \cdot (3,3 - 0,4)^2 \cdot 3,3 = 795,1 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Требуемая площадь арматуры:

$$A_{s1} = \frac{M_{I-I}}{0,9 d_1 f_{yd}} = \frac{136,1}{0,9 \cdot 0,36 \cdot 1 \cdot 365 \cdot 10^3} = 11,51 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 11,51 \text{ см}^2;$$

$$A_{s2} = \frac{M_{II-II}}{0,9 d_2 f_{yd}} = \frac{544,6}{0,9 \cdot 0,81 \cdot 365 \cdot 10^3} = 20,46 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 20,46 \text{ см}^2;$$

$$A_{s3} = \frac{M_{III-III}}{0,9 d f_{yd}} = \frac{795,1}{0,9 \cdot 1,11 \cdot 365 \cdot 10^3} = 21,81 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 21,81 \text{ см}^2.$$

Фундамент – квадратный в плане, поэтому в каждом из двух направлений принимаем $18\varnothing 14$ мм, класс арматуры S400, $A_s = 27,7 \text{ см}^2 > A_{s2, \max} = 21,81 \text{ см}^2$. Диаметр арматурных стержней должен быть не менее 10 мм, шаг стержней – не более 200 мм.

При принятых размерах фундамента и армировании проверим прочность дна стакана на продавливание.

Рабочая высота дна стакана

$$d = h - c - h_c - 0,05 = 1,200 - 0,09 - 0,4 - 0,05 = 0,66 \text{ м}.$$

Длина критического периметра

$$u = 4h_c + 3\pi d = 4 \cdot 0,4 + 3 \cdot 3,14 \cdot 0,66 = 7,82 \text{ м}.$$

Площадь внутри расчетного критического периметра

$$\begin{aligned} A_p &= h_c^2 + 4h_c \cdot 1,5d + \pi(1,5d)^2 = \\ &= 0,4^2 + 4 \cdot 0,4 \cdot 1,5 \cdot 0,66 + 3,14(1,5 \cdot 0,66)^2 = 4,82 \text{ м}^2. \end{aligned}$$

Поперечная сила

$$V_{Sd} = N_{Sd} - \frac{N_{Sd}}{a^2} A_p = 2496 - \frac{2496}{3,3^2} \cdot 4,82 = 1391 \text{ кН}.$$

Погонная поперечная сила

$$v_{Sd} = \frac{\bar{\beta} V_{Sd}}{u} = \frac{1 \cdot 1391}{7,82} = 177,9 \text{ кН/м}.$$

Расчетный коэффициент армирования ρ_l и коэффициент k :

$$\rho_l = \frac{A_s}{(h_c + 3d)d} = \frac{27,7 \cdot 10^{-4}}{(0,4 + 3 \cdot 0,66) \cdot 0,66} = 0,0018;$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{660}} = 1,55.$$

Допускаемая расчетная поперечная сила

$$\begin{aligned} v_{Rd,c} &= 0,15k(100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} d = \\ &= 0,15 \cdot 1,55 \cdot (100 \cdot 0,0018 \cdot 12)^{\frac{1}{3}} \cdot 0,66 = 0,198 \text{ МН} = 198,0 \text{ кН/м}, \end{aligned}$$

что больше $v_{sd} = 177,9$ кН/м. Прочность обеспечена.

5.3 Конструирование фундаментов

Фундамент армируют сварными сетками из стержней периодического профиля диаметром не менее 10 мм и шагом 100–200 мм. Сварную сетку устанавливают по подошве фундамента с соблюдением защитного слоя. Сборные колонны жестко заделываются в фундамент, в котором с этой целью устраивают специальное гнездо (стакан). Глубину заделки колонны принимают не менее $(1,0 \dots 1,5)h_c$ – большего размера сечения колонны. Толщина нижней плиты гнезда должна быть не менее 200 мм. Зазоры между колонной и стенками стакана должны быть: по низу – не менее 50 мм, по верху – не менее 75 мм. Толщина стенок стакана должна быть не менее $\frac{3}{4}$ высоты верхней ступени.

6 РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ МОНОЛИТНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ

6.1 Конструктивная схема

Монолитное ребристое перекрытие с балочными плитами состоит из плиты, работающей по короткому направлению как неразрезная балка, и системы перекрестных балок: главных, опирающихся на колонны, и второстепенных балок-ребер, опирающихся на главные балки. Сетка колонн остается той же, что и в варианте из сборного железобетона. Расчетная схема перекрытия приведена на рисунке 6.1.

Экономичность ребристых перекрытий с балочными плитами зависит от толщины плиты. При этом следует учитывать минимально допустимые значения толщин, установленные СНБ [1]: для жилых и общественных зданий – 60 мм и для производственных зданий – 70 мм.

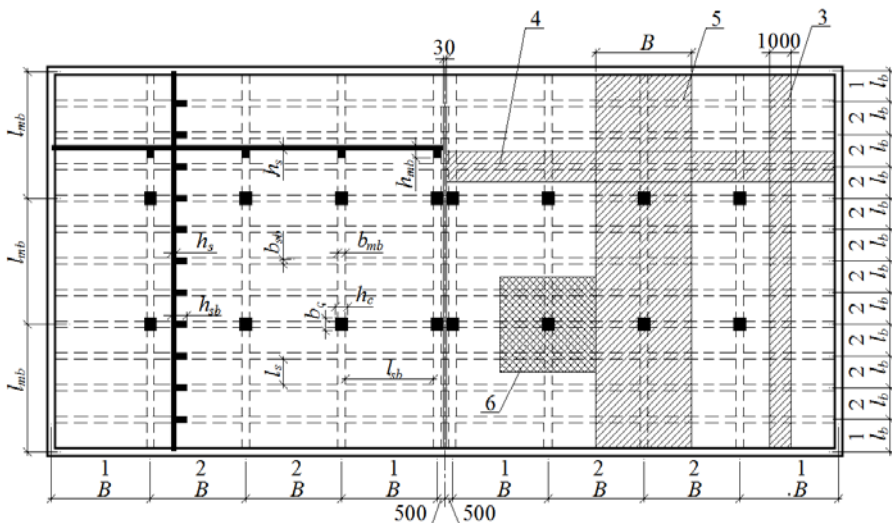


Рисунок 6.1 – Расчетная схема ребристого перекрытия с балочными плитами:

1 – первые (крайние) расчетные пролеты плиты или второстепенной балки; 2 – то же вторые (от края); 3 – расчетная полоса плиты перекрытия; 4 – грузовая площадь второстепенной балки; 5 – то же главной балки; 6 – то же колонны

Связь между рабочей высотой плиты d_s и ее пролетом l_s можно установить из уравнения $M_{Sd} = \alpha_m \alpha f_{cd} b_s d_s^2$, положив в нем $M_{Sd} = \frac{q l_s^2}{11}$ и $\alpha_m = 0,125$. При единичном значении ширины плиты $b_s = 1$ м получим

$$d_s = 0,85 l_s \sqrt{\frac{q}{\alpha f_{cd}}}, \quad (6.1)$$

где q – расчетная нагрузка на плиту без учета ее собственного веса, кН/м².

Так как плита перекрытия балочная, то отношение длинной l_{sb} и короткой l_s сторон контура, ограниченного второстепенными и главными балками, должно быть больше двух: $\frac{l_{sb}}{l_s} > 2$.

Поэтому первое значение пролета плиты можно определить, если разделить шаг главных балок B (который больше l_{sb}) на три и вычесть из полученного результата ширину второстепенной балки b_{sb} , равную в первом приближении 0,2 м: $l_{s1} = \frac{B}{3} - b_{sb}$.

При определении пролета плиты следует учитывать расположение второстепенных балок в перекрытии. Для увеличения пространственной жесткости здания отдельные ряды второстепенных балок обязательно устанавливают между колоннами. Следовательно, пролет плиты зависит от шага второстепенных балок, который определяется путем деления пролета главной балки l_{mb} на целое число n , равное частному от деления пролета главной балки на первое значение пролета плиты $\frac{l_{mb}}{l_{s1}}$ и округленному до целого значения. Окончательно пролет плиты можно принять

$$l_s = \frac{l_{mb}}{n} - b_{sb}.$$

Толщину плиты h_s получим, добавив к рабочей высоте защитный слой бетона и половину диаметра арматуры. Толщина плиты должна быть кратна 10 мм и больше минимально допустимой толщины.

Определим расчетный пролет и толщину плиты перекрытия производственного здания с пролетом главных балок $l_{mb} = 7,0$ м, шагом главных балок $B = 6,0$ м и нагрузкой, действующей на перекрытие $q = 11,175$ кН/м² (п. 1, 3 и 4 из таблицы 2.1). Плиту проектируем из монолитного бетона класса $C^{16}/_{20}$, $f_{cd} = 10,7$ МПа, $f_{ctd} = 0,78$ МПа.

Первое значение пролета плиты:

$$l_{s1} = \frac{6,0}{3} - 0,2 = 1,8 \text{ м.}$$

Число пролетов плиты на длине главной балки $l_{mb} = 7,0$ м

$$n = \frac{l_{mb}}{l_{s1}} = \frac{7,0}{1,8} = 3,9 \approx 4.$$

Окончательное значение пролета плиты:

$$l_s = \frac{l_{mb}}{n} - b_{sb} = \frac{7,0}{4} - 0,2 = 1,55 \text{ м.}$$

По формуле (6.1) определяем рабочую высоту плиты:

$$d_s = 0,85l_s \sqrt{\frac{q}{\alpha f_{cd}}} = 0,85 \cdot 1,55 \sqrt{\frac{11,175}{1,0 \cdot 10,7 \cdot 10^3}} = 0,04 \text{ м} = 40 \text{ мм.}$$

Тогда толщина плиты $h_s = d_s + c_{cov} + \varnothing/2 = 40 + 20 + 10/2 = 65$ мм.

Защитный слой бетона $c_{cov} = 20$ мм принят для помещения с нормальным режимом, класс – по условиям эксплуатации конструкций ХС1. Диаметр рабочей арматуры предварительно принят равным 10 мм. Расчетная толщина плиты получилась меньше минимально допустимой для производственных зданий, равной 70 мм, поэтому принимаем минимально допустимую толщину $h_s = 70$ мм. Пролет плиты назначаем $l_s = 1,55$ м, тогда шаг второстепенных балок в осях $l_b = 1,75$ м.

7.2 Расчет плиты

Балочные плиты работают на изгиб в направлении меньшей стороны, при этом изгибающим моментом в направлении большей стороны по его мало-сти пренебрегают.

Для расчета балочной плиты рассматривают полосу шириной 1,0 м в направлении, перпендикулярном второстепенным балкам. Поэтому нагрузки, действующие на 1 м длины этой полосы, равны нагрузкам на 1 м².

Нагрузки на плиту перекрытия толщиной 70 мм, кН/м², приведены в таблице 6.1.

При определении изгибающих моментов плита рассматривается как неразрезная многопролетная балка, загруженная полной расчетной равномерно распределенной нагрузкой $q_s = g_s + p_s$. Расчетная схема плиты и эпюра изгибающих моментов приведены на рисунке 6.2.

Т а б л и ц а 6.1 – Нагрузки, действующие на плиту перекрытия

Вид нагрузки	Величина нагрузки		
	нормативная	коэффициент надежности по нагрузке γ_f	расчетная
<i>Постоянные (g)</i>			
1 Пол	0,5	1,35	0,675
2 Плита перекрытия ($g_s = 25h_s$, $h_s = 0,07$ м)	1,75	1,35	2,36
И т о г о	$g_s^n = 2,25$		$g_s = 3,04$
<i>Переменные (p)</i>			
3 Стационарное оборудование	5,5	1,5	8,25
4 Вес людей и материалов	1,5	1,5	2,25
И т о г о	$p_s^n = 7,0$		$p_s = 10,5$
<i>Суммарные (q)</i>			
5 Полные	$q_s^n = 9,25$		$q_s = 13,54$

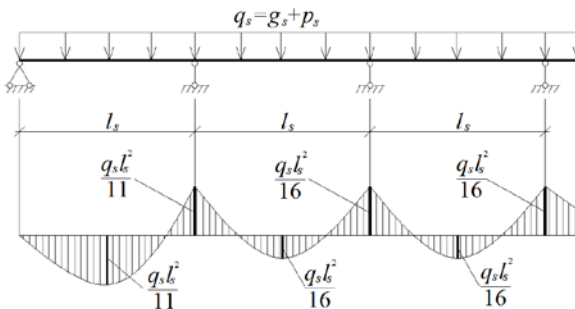


Рисунок 6.2 – Расчетная схема и эпюра изгибающих моментов

моноконтной балочной плиты

Изгибающие моменты определяются с учетом перераспределения усилий вследствие развития пластических деформаций по формулам:

– в крайних пролетах и на первых промежуточных опорах

$$M_{sd} = \pm \frac{q_s l_s^2}{11}; \quad (6.2)$$

– в средних пролетах и на средних опорах

$$M_{sd} = \pm \frac{q_s l_s^2}{16}. \quad (6.3)$$

В средних пролетах и на средних опорах моменты могут быть понижены на 20 % за счет возникающего в предельном состоянии эффекта распора.

Требуемую площадь арматуры в расчетных сечениях плиты определяют, как для прямоугольного сечения с одиночной арматурой шириной $b = 1,0$ м и высотой h_s .

Армирование плит осуществляют сварными сетками. Сортамент сеток приведен в таблице М.1. При толщине плит до 100 мм обычно применяют непрерывное армирование рулонными сетками с продольной рабочей арматурой $\varnothing \leq 5$ мм. При этом основную арматуру с площадью A_s подбирают по

моменту $M_{sd} = \frac{q_s l_s^2}{16}$, а в первом пролете и над первой промежуточной опорой устанавливают дополнительную арматуру ΔA_s , подбирая ее по моменту

$$\Delta M_{sd} = \frac{q_s l_s^2}{11} - \frac{q_s l_s^2}{16} \quad (\text{рисунок 6.3, а}).$$

Для плит толщиной больше 100 мм применяют раздельное армирование плоскими или рулонными сетками с поперечной рабочей арматурой (рисунок 6.3, б).

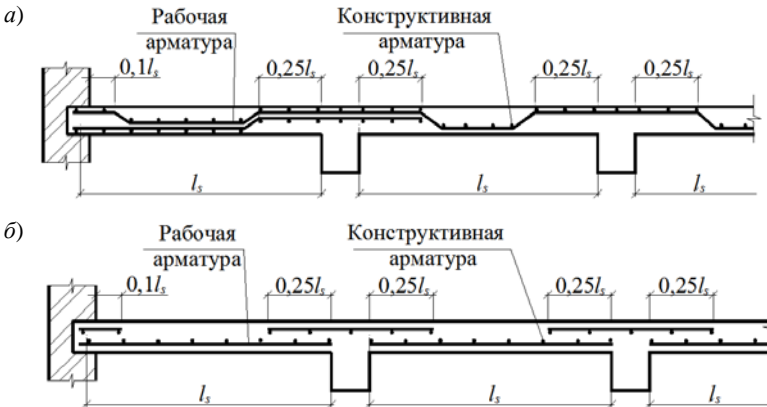


Рисунок 6.3 – Схема армирования плиты:
a – рулонными сетками; *б* – плоскими сетками

Расчет плит по наклонным сечениям не производят, так как поперечная сила полностью воспринимается бетоном плиты.

Продолжим начатый расчет монолитного перекрытия.

Изгибающий момент в крайнем пролете и на первой промежуточной

$$\text{опоре } M_{Sd,1} = \frac{q_s l_s^2}{11} = \frac{13,54 \cdot 1,55^2}{11} = 2,96 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

В соответствии с алгоритмом, приведенным в таблице 3.8, определяем требуемую площадь арматуры класса S240, $f_{yd} = 218$ МПа:

$$\alpha_m = \frac{M_{Sd,1}}{\alpha_{fd} b_s d_s^2} = \frac{2,96 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 10,7 \cdot 1,0 \cdot 0,05^2} = 0,111;$$

$$\eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - k_2 \frac{\alpha_m}{\omega_c}} = 0,5 + \sqrt{0,25 - 0,416 \cdot \frac{0,111}{0,81}} = 0,939;$$

$$A_{s,1}^{тр} = \frac{M_{Sd,1}}{f_{yd} \eta d_s} = \frac{2,96 \cdot 10^{-3}}{218 \cdot 0,939 \cdot 0,05} = 2,89 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 2,89 \text{ см}^2.$$

Принимаем $6\varnothing 8$ мм, $A_{s,1} = 3,01 \text{ см}^2$. Шаг стержней для рабочей арматуры плиты $150 \text{ мм} \leq s \leq 200 \text{ мм}$, кратно 5 мм. Тогда в нашем случае шаг стержней $s = 1000/6 \approx 165 \text{ мм}$.

Подберем арматуру для средних пролетов и средних опор плиты с учетом эффекта распора в предельном состоянии:

$$M_{Sd,2} = 0,8 \cdot \frac{q_s l_s^2}{16} = 0,8 \cdot \frac{13,54 \cdot 1,55^2}{16} = 1,63 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$\alpha_m = \frac{1,63 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 10,7 \cdot 1,0 \cdot 0,05^2} = 0,061; \quad \eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - 0,416 \cdot \frac{0,061}{0,81}} = 0,968;$$

$$A_{s,2}^{тр} = \frac{1,63 \cdot 10^{-3}}{218 \cdot 0,968 \cdot 0,05} = 1,5 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 1,5 \text{ см}^2.$$

Принимаем $6\varnothing 6$ мм, $A_{s,2} = 1,70 \text{ см}^2$, шаг стержней $s = 1000/6 \approx 165 \text{ мм}$.

Для армирования плиты принимаем следующие марки плоских сеток по ГОСТ 23279–85 [8]:

– нижняя сетка в крайнем пролете и верхняя над первой промежуточной опорой

$$4C \frac{6S240-300}{8S240-165} 155 \times 570; \quad 4C \frac{6S240-300}{8S240-165} 100 \times 570;$$

– нижние сетки в средних пролетах и верхние над промежуточными опорами

$$4C \frac{4S240 - 300}{6S240 - 165} 155 \times 570; \quad 4C \frac{4S240 - 300}{6S240 - 165} 100 \times 570.$$

6.3 Расчет второстепенной балки

6.3.1 Определение размеров поперечного сечения

Второстепенную балку рассчитывают как неразрезную, опирающуюся на главные балки и наружные стены. На балку передается равномерно распределенная нагрузка от плиты (постоянная g_s и переменная p_s) и нагрузка от собственного веса второстепенной балки g_{sb} . Нагрузка от плиты равна нагрузке на 1 м^2 плиты, умноженной на расстояние между осями второстепенных балок l_b . Собственный вес балки равен площади поперечного сечения $b_{sb} \times h_{sb}$, умноженной на удельный вес железобетона.

Таким образом, $q = (g_s + p_s)l_b + g_{sb}$.

Размеры поперечного сечения балки будут оптимальными, если относительная высота сжатой зоны ξ по опорному сечению не превысит 0,3 ($\alpha_m \leq 0,25$). Отсюда имеем:

$$d_{sb} = 2,15 \sqrt[3]{\frac{M_{Sd}}{\alpha f_{cd}}}, \quad (6.4)$$

$$b_{sb} = \frac{d_{sb}}{2,4}, \quad (6.5)$$

где M_{Sd} – изгибающий момент, определяемый по формуле $M_{Sd} = \frac{q_s l_b^2}{14}$, без учета собственного веса балки; l_b – расчетные пролеты второстепенной балки, равные расстоянию в свету между главными балками, $l_b = B - b_{mb}$. Ширину сечения главных балок b_{mb} можно принять равной 0,3 м.

Полученные размеры сечения округляются: полная высота $h_{sb} = d_{sb} + c$ – кратно 5 см до 60 см и кратно 10 см при большей высоте; ширина b_{sb} – 10 или 12 см и далее кратно 5 см.

В нашем примере рабочая высота второстепенной балки

$$d_{sb} = 2,15 \sqrt[3]{\frac{M_{Sd}}{\alpha f_{cd}}} = 2,15 \cdot \sqrt[3]{\frac{54,99}{1 \cdot 10,7 \cdot 10^3}} = 0,37 \text{ м},$$

$$\text{где } M_{Sd} = \frac{q_s l_b^2}{14} = \frac{13,54 \cdot 1,75 \cdot 5,7^2}{14} = 54,99 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$l_b = B - 0,3 = 6,0 - 0,3 = 5,7 \text{ м}.$$

$$\text{Высота балки } h_{sb} = d_{sb} + c = 0,37 + 0,03 = 0,40 \text{ м}.$$

$$\text{Ширина балки } b_{sb} = d_{sb}/2,4 = 0,37/2,4 = 0,154 \text{ м}.$$

Окончательно принимаем размеры поперечного сечения балки:

$$b_{sb} \times h_{sb} = 0,20 \times 0,40 \text{ м.}$$

6.3.2 Построение эпюр изгибающих моментов и поперечных сил

После определения размеров сечения балки собираем нагрузки, действующие на балку с учетом ее собственного веса, и определяем возникающие от них усилия в расчетных сечениях.

Изгибающие моменты:

– в первом пролете

$$M_1 = \frac{ql_{sb}^2}{11}; \quad (6.6)$$

– на первой промежуточной опоре

$$M_2 = \frac{ql_{sb}^2}{14}; \quad (6.7)$$

– в средних пролетах и на средних опорах

$$M_3 = \frac{ql_{sb}^2}{16}. \quad (6.8)$$

Поперечные силы:

– на крайней опоре $V_1 = 0,4ql_{sb}$;

– на первой промежуточной опоре слева $V_{2,l} = 0,6ql_{sb}$;

– на первой промежуточной опоре справа и на остальных опорах $V_{2,r} = V_3 = 0,5ql_{sb}$.

Расчетная схема второстепенной балки, эпюры моментов и поперечных сил приведены на рисунке 6.4.

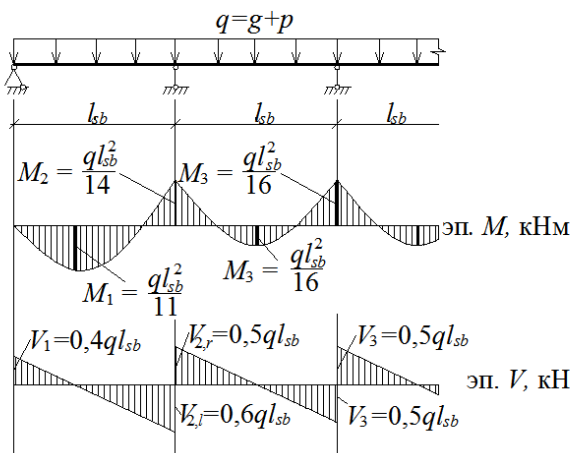


Рисунок 6.4 – Расчетная схема и эпюры изгибающих моментов и поперечных сил второстепенной балки

Определим нагрузки, кН/м, действующие на второстепенную балку (таблица 6.2). Грузовая ширина равна шагу второстепенных балок (в нашем примере – 1,75 м).

Таблица 6.2 – Нагрузки, действующие на второстепенную балку

Вид нагрузки	Величина нагрузки		
	нормативная	коэффициент надежности по нагрузке γ_f	расчетная
<i>Постоянные (g)</i>			
1 Пол	0,875	1,35	1,18
2 Плита перекрытия	3,063	1,35	4,13
3 Второстепенная балка, 0,2×0,4 м	2,0	1,35	2,7
Итого	$g_n = 5,94$		$g = 8,02$
<i>Переменные (p)</i>			
4 Стационарное оборудование	9,625	1,5	14,44
5 Вес людей и материалов	2,625	1,5	3,94
Итого	$p_n = 12,25$		$p = 18,38$
<i>Суммарные (q)</i>			
6 Полные (g + p)	$q_n = 18,19$		$q = 26,40$
7 В том числе длительно действующие	$q_{n,d} = 15,57$		$q_l = 22,46$
8 Условные постоянные (g + p/4)	–		12,62

6.3.3 Расчет продольной арматуры балки

При расчете продольной арматуры следует руководствоваться алгоритмами, приведенными в таблице 3.8 или 3.9 в зависимости от выбранной расчетной модели. Поперечное сечение балки при подборе арматуры на опорах принимается прямоугольным, при расчете пролетной арматуры – тавровым с полкой в сжатой зоне. Расчетная ширина сжатой полки b'_f ограничивается и принимается $b'_f = 2b'_{f1} + b_{sb}$, где b'_{f1} – размер свеса полки в каждую сторону от ребра, который должен быть не более 1/6 пролета второстепенной балки и не более:

- при $h_s \geq 0,1h_{sb}$ – половины расстояния в свету между балками;
- при $h_s < 0,1h_{sb}$ – $6h_s$.

Для расчета продольной арматуры в примере определяем изгибающие моменты в расчетных сечениях:

$$M_1 = \frac{ql_{sb}^2}{11} = \frac{26,4 \cdot 5,7^2}{11} = 77,98 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_2 = \frac{ql_{sb}^2}{14} = \frac{26,4 \cdot 5,7^2}{14} = 61,27 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_3 = \frac{ql_{sb}^2}{16} = \frac{26,4 \cdot 5,7^2}{16} = 53,61 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Для первого (крайнего) пролета и всех средних пролетов сечение второстепенной балки будет тавровое с полкой в сжатой зоне.

Определим ширину сжатой полки b'_f .

$$b'_{f1} \leq \frac{l_{sb}}{6} = \frac{5,7}{6} = 0,95 \text{ м}; \text{ так как при } h_s = 70 \text{ мм} > 0,1h_{sb} = 0,1 \cdot 400 = 40 \text{ мм},$$

то $b'_{f1} \leq \frac{1,75 - b_{sb}}{2} = \frac{1,75 - 0,2}{2} = 0,775 \text{ м}$. Принимаем меньшее значение b'_{f1} и вычисляем $b'_f = 2b'_{f1} + b_{sb} = 2 \cdot 0,775 + 0,2 = 1,75 \text{ м}$.

Расчет арматуры для крайнего пролета второстепенной балки ведем по альтернативной модели на действующий момент $M_{sd,1} = M_1 = 77,98 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

1 Определяем момент, который может воспринять сжатая полка

$$M'_f = b'_f h_s \alpha f_{cd} \left(d - \frac{h_s}{2} \right) = 1,75 \cdot 0,07 \cdot 1 \cdot 10,7 \cdot 10^3 \cdot \left(0,35 - \frac{0,07}{2} \right) = 412,9 \text{ кН}\cdot\text{м}, \text{ что}$$

много больше действующего изгибающего момента $M_{sd,1}$. Предварительно принимаем $c = 0,05 \text{ м}$, поэтому $d = h_{sb} - c = 0,4 - 0,05 = 0,35 \text{ м}$. Следовательно, нейтральная линия проходит по полке, и подбор арматуры осуществляем, как для прямоугольного сечения с шириной $b = b'_f$.

$$2 \alpha_m = \frac{M_{sd,1}}{\alpha f_{cd} b'_f d^2} = \frac{77,98 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 10,7 \cdot 1,75 \cdot 0,35^2} = 0,033.$$

$$3 \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,033} = 0,034.$$

$$4 A_s^{\text{тп}} = \frac{\alpha f_{cd} b'_f \xi d}{f_{yd}} = \frac{1 \cdot 10,7 \cdot 1,75 \cdot 0,034 \cdot 0,35}{365} = 6,1 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 6,1 \text{ см}^2.$$

Арматура класса S400, $f_{yd} = 365 \text{ МПа}$.

5 Принимаем 4 стержня $\varnothing 14 \text{ мм}$, $A_s = 6,15 \text{ см}^2$ с расположением арматуры в два ряда (рисунок 6.5, а).

Проверим несущую способность балки при расположении арматурных стержней в два ряда по высоте.

Величина $c = c_{cov} + \varnothing + 25/2 = 20 + 14 + 12,5 = 46,5 \text{ мм}$. Тогда $d = 400 - 46,5 = 353,5 \text{ мм}$, можно принять $d = 353 \text{ мм}$.

$$6 \xi = \frac{A_s f_{yd}}{\alpha f_{cd} b'_f d} = \frac{6,15 \cdot 10^{-4} \cdot 365}{1 \cdot 10,7 \cdot 1,75 \cdot 0,353} = 0,034.$$

$$7 \alpha_m = \xi \left(1 - \frac{\xi}{2} \right) = 0,034 \cdot \left(1 - \frac{0,034}{2} \right) = 0,033.$$

8 $M_{Rd,1} = \alpha_m \alpha_f c_d b'_f d^2 = 0,033 \cdot 1 \cdot 10,7 \cdot 10^3 \cdot 1,75 \cdot 0,353^2 = 79,0$ кН·м, что больше $M_{Sd,1} = 77,98$ кН·м. Прочность сечения обеспечена.

Аналогично подбираем арматуру для средних пролетов балки, $M_{Sd,3} = 53,61$ кН·м.

$$1 \alpha_m = \frac{53,61 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 10,7 \cdot 1,75 \cdot 0,35^2} = 0,023.$$

$$2 \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,023} = 0,023.$$

$$3 A_s^{тп} = \frac{1 \cdot 10,7 \cdot 1,75 \cdot 0,023 \cdot 0,35}{365} = 4,13 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 4,13 \text{ см}^2.$$

4 Принимаем 4 стержня $\varnothing 12$ мм, $A_s = 4,52 \text{ см}^2$ с расположением арматуры в два ряда (рисунок 6.5, б).

5 $c = 20 + 12 + 25/2 = 44,5$ мм, $d = 400 - 44,5 = 355,5$ мм, принимаем $d = 355$ мм.

$$6 \xi = \frac{4,52 \cdot 10^{-4} \cdot 365}{1 \cdot 10,7 \cdot 1,75 \cdot 0,355} = 0,025.$$

$$7 \alpha_m = 0,025 \left(1 - \frac{0,025}{2} \right) = 0,025.$$

8 $M_{Rd,3} = 0,025 \cdot 1 \cdot 10,7 \cdot 10^3 \cdot 1,75 \cdot 0,355^2 = 59,0$ кН·м, что больше $M_{Sd,3} = 53,61$ кН·м. Прочность сечения обеспечена.

Подбираем арматуру для сечения на первой промежуточной опоре, $M_{Sd,2} = 61,27$ кН·м. Расчет ведем по деформационной модели. На опоре полка растянута, поэтому сечение балки прямоугольное.

$$1 \alpha_m = \frac{61,27 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 10,7 \cdot 0,2 \cdot 0,35^2} = 0,234.$$

2 Для бетона класса $C^{16}/20$: $\varepsilon_{cu} = 3,5$ ‰, $\omega_c = 0,810$, $k_2 = 0,416$, $c_0 = 1,947$. Для арматуры класса S400 при $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{365}{20 \cdot 10^4} = 1,825 \text{ ‰}.$$

$$\text{Тогда } \xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu,2}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu,2}} = \frac{3,5}{1,825 + 3,5} = 0,657;$$

$$\alpha_{m,\text{lim}} = \omega_c \xi_{\text{lim}} (1 - k_2 \xi_{\text{lim}}) = 0,81 \cdot 0,657 (1 - 0,416 \cdot 0,657) = 0,387.$$

$$3 \alpha_m = 0,234 < \alpha_{m,\text{lim}} = 0,387.$$

$$4 \eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{\alpha_m}{c_0}} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,234}{1,947}} = 0,86.$$

$$5 A_s^{\text{тп}} = \frac{M_{Sd}}{f_{yd} \eta d} = \frac{61,27 \cdot 10^{-3}}{365 \cdot 0,86 \cdot 0,35} = 5,58 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 5,58 \text{ см}^2.$$

6 Принимаем 4 стержня $\varnothing 14$ мм, $A_s = 6,15 \text{ см}^2$ с расположением арматуры в два ряда (рисунок 6.5, в).

$$7 c = 20 + 14 + 20/2 = 44 \text{ мм}, d = 400 - 44 = 356 \text{ мм}.$$

$$8 \xi = \frac{A_s f_{yd}}{\omega_c \alpha f_{cd} b d} = \frac{6,15 \cdot 10^{-4} \cdot 365}{0,81 \cdot 1 \cdot 10,7 \cdot 0,2 \cdot 0,356} = 0,364 < \xi_{\text{lim}} = 0,657.$$

$$9 \eta = 1 - k_2 \xi = 1 - 0,416 \cdot 0,364 = 0,849.$$

10 $M_{Rd,2} = A_s f_{yd} \eta d = 365 \cdot 10^3 \cdot 6,15 \cdot 10^{-4} \cdot 0,849 \cdot 0,356 = 67,85 \text{ кН}\cdot\text{м}$, что больше $M_{Sd,2} = 61,27 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Прочность сечения обеспечена.

Аналогично подбираем арматуру на средних промежуточных опорах, где $M_{Sd,3} = 53,61 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

$$1 \alpha_m = \frac{53,61 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 10,7 \cdot 0,2 \cdot 0,35^2} = 0,205 < \alpha_{m,\text{lim}} = 0,387.$$

$$2 \eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,205}{1,947}} = 0,88.$$

$$3 A_s^{\text{тп}} = \frac{53,61 \cdot 10^{-3}}{365 \cdot 0,88 \cdot 0,35} = 4,77 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 4,77 \text{ см}^2.$$

4 Принимаем 2 стержня $\varnothing 12$ мм, $A_{s1} = 2,26 \text{ см}^2$ и 2 стержня $\varnothing 14$ мм, $A_{s2} = 3,08 \text{ см}^2$, суммарная площадь $A_s = 5,34 \text{ см}^2$ (рисунок 6.5, з).

$$5 c = \frac{3,08 \cdot 27 + 2,26 \cdot 60}{5,34} = 41 \text{ мм}, d = 400 - 41 = 359 \text{ мм}.$$

$$6 \xi = \frac{5,34 \cdot 10^{-4} \cdot 365}{0,81 \cdot 1 \cdot 10,7 \cdot 0,2 \cdot 0,359} = 0,317 < \xi_{\text{lim}} = 0,657.$$

$$7 \eta = 1 - 0,416 \cdot 0,317 = 0,868.$$

$$8 M_{Rd,4} = 365 \cdot 10^3 \cdot 5,34 \cdot 10^{-4} \cdot 0,359 \cdot 0,868 = 60,74 \text{ кН}\cdot\text{м}, \quad \text{что больше}$$

$$M_{Sd,3} = 53,61 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Прочность сечения обеспечена.

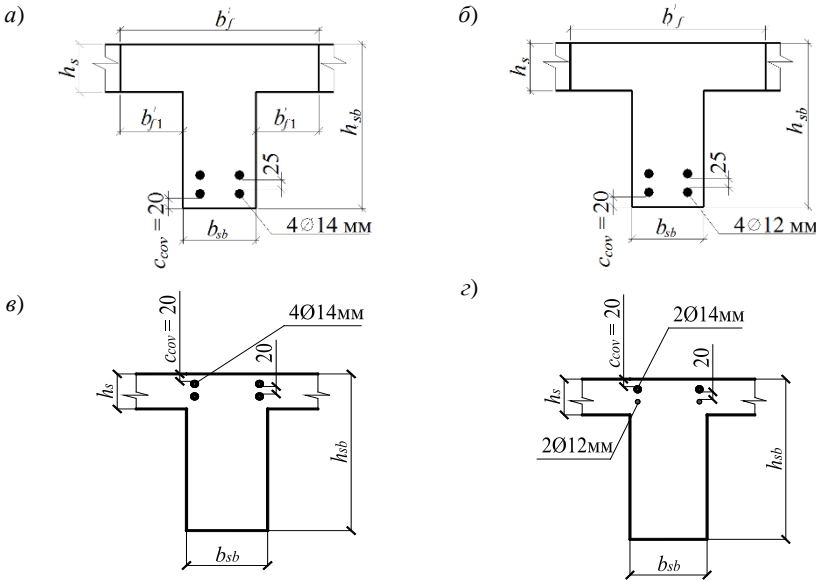


Рисунок 6.5 – Расчетные сечения второстепенной балки с продольным армированием:
 а – для крайнего пролета; б – для средних пролетов; в – для первой промежуточной опоры;
 г – для средних опор

6.3.4 Расчет поперечной арматуры балки

Расчет поперечной арматуры второстепенной балки выполняется по алгоритму, приведенному в таблице 3.12. Расчет производится для приопорных и пролетных участков крайнего и средних пролетов балки.

1 Крайний пролет, левый приопорный участок. Продольная арматура балки 4Ø14 мм, $A_s = 6,15 \text{ см}^2$, $d = 0,353 \text{ м}$. Поперечная арматура класса S240, $f_{ywd} = 157 \text{ МПа}$. Наибольшая поперечная сила на участке: $V_{Sd,1} = V_1 = 0,4ql_{sb} = 0,4 \cdot 26,4 \cdot 5,7 = 60,2 \text{ кН}$.

Проверяем необходимость расчета:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{353}} = 1,75 \leq 2;$$

$$\rho_i = \frac{A_s}{bd} = \frac{6,15 \cdot 10^{-4}}{0,2 \cdot 0,353} = 0,0087 < 0,02;$$

$$V_{Rd,ct} = 0,12k \sqrt[3]{100\rho_i f_{ck}} bd = 0,12 \cdot 1,75 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,0087 \cdot 16} \cdot 0,2 \cdot 0,353 = 0,0357 \text{ МН} = 35,7 \text{ кН.}$$

$V_{Sd,1} = 60,2 \text{ кН} > V_{Rd,ct} = 35,7 \text{ кН}$, поэтому необходима постановка поперечной арматуры по расчету.

Так как поперечное сечение тавровое, то по формуле 7.82 [1] определяем величину η_f :

$$\eta_f = 0,75 \frac{(b'_f - b_w)h'_f}{b_w d} = 0,75 \cdot \frac{(0,41 - 0,2) \cdot 0,07}{0,2 \cdot 0,353} = 0,29;$$

$b'_f = b_w + 3h'_f = 0,2 + 3 \cdot 0,07 = 0,41 \text{ м}$. Здесь b_w – ширина второстепенной балки, $b_w = b_{sb} = 0,2 \text{ м}$; h'_f – высота полки, равная толщине плиты, $h'_f = h_s = 0,07 \text{ м}$.

Рассчитываем поперечную арматуру:

$$v_{sw} = \frac{V_{Sd,1}^2}{4\eta_{c2}(1+\eta_f)f_{ctd}bd^2} = \frac{60,2^2}{4 \cdot 2 \cdot (1+0,29) \cdot 0,87 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,353^2} = 16,2 \text{ кН/м};$$

$$v_{sw} \geq \frac{0,5V_{Sd,1}}{2d} = \frac{0,5 \cdot 60,2}{2 \cdot 0,353} = 42,63 \text{ кН/м};$$

$$v_{sw} \geq \frac{\eta_{c3}(1+\eta_f)f_{ctd}b}{2} = \frac{0,6 \cdot (1+0,29) \cdot 0,87 \cdot 10^3 \cdot 0,2}{2} = 67,34 \text{ кН/м};$$

$$\varnothing_{sw} \geq \frac{\varnothing_s}{4} = \frac{14}{4} = 3,5 \text{ мм, принимаем } \varnothing_{sw} = 7 \text{ мм, для двух ветвей } A_{sw} = 0,77$$

см². Тогда:

– расчетный шаг поперечных стержней (хомутов)

$$s = \frac{f_{ywd}A_{sw}}{v_{sw,max}} = \frac{157 \cdot 10^3 \cdot 0,77 \cdot 10^{-4}}{67,34} = 0,180 \text{ м} = 180 \text{ мм};$$

– максимально допустимый шаг хомутов

$$s_{max} = \frac{0,75\eta_{c2}(1+\eta_f)f_{ctd}bd^2}{V_{Sd,1}} = \frac{0,75 \cdot 2 \cdot (1+0,29) \cdot 0,87 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,353^2}{60,2} = 0,697 \text{ м} = 690 \text{ мм};$$

– шаг хомутов по конструктивным требованиям для приопорных участков балки с высотой $h \leq 450$ мм

$$s \leq \frac{h}{2} = \frac{400}{2} = 200 \text{ мм}, s \leq 150 \text{ мм}.$$

Из расчетного шага поперечных стержней, максимально допустимого шага и шага по конструктивным требованиям принимаем наименьшее значение $s = 150$ мм.

Проверяем прочность наклонного сечения:

$$v_{sw} = \frac{f_{ywd} A_{sw}}{s} = \frac{157 \cdot 10^3 \cdot 0,77 \cdot 10^{-4}}{0,2} = 60,45 \text{ кН/м};$$

$$l_{inc,cr} = \sqrt{\frac{\eta_{c2}(1+\eta_f) f_{ctd} b d^2}{v_{sw}}} = \sqrt{\frac{2 \cdot (1+0,29) \cdot 0,87 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,353^2}{60,45}} =$$

$$= 0,925 \text{ м} > 2d = 0,706 \text{ м};$$

$$V_{Rd} = 2d v_{sw} + \frac{\eta_{c2}(1+\eta_f) f_{ctd} b d^2}{l_{inc,cr}} =$$

$$= 2 \cdot 0,353 \cdot 60,45 + \frac{2 \cdot (1+0,29) \cdot 0,87 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,353^2}{0,925} = 103,15 \text{ кН}.$$

$V_{Rd} = 103,15 \text{ кН} > V_{Sd,1} = 60,2 \text{ кН}$, следовательно, прочность наклонного сечения обеспечена.

2 Крайний пролет, правый приопорный участок. Наибольшая поперечная сила на участке $V_{Sd,2} = V_{2,l} = 0,6 q l_{sb} = 0,6 \cdot 26,4 \cdot 5,7 = 90,3 \text{ кН}$.

Постановка поперечных стержней требуется по расчету, так как $V_{Sd,2} = 90,3 \text{ кН} > V_{Rd,ct} = 35,7 \text{ кН}$.

Рассчитываем поперечную арматуру:

$$v_{sw} = \frac{90,3^2}{4 \cdot 2 \cdot (1+0,29) \cdot 0,87 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,353^2} = 36,44 \text{ кН/м};$$

$$v_{sw} \geq \frac{0,5 \cdot 90,3}{2 \cdot 0,353} = 63,95 \text{ кН/м}; v_{sw} \geq 67,34 \text{ кН/м}.$$

Диаметр поперечных стержней принимаем как и для левого приопорного участка $\varnothing_{sw} = 7$ мм, $A_{sw} = 0,77 \text{ см}^2$; тогда шаг поперечных стержней:

$$s = \frac{157 \cdot 10^3 \cdot 0,77 \cdot 10^{-4}}{67,34} = 0,180 \text{ м} = 180 \text{ мм};$$

$$s_{\max} = \frac{0,75 \cdot 2 \cdot (1+0,29) \cdot 0,87 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,353^2}{90,3} = 0,465 \text{ м} = 465 \text{ мм.}$$

Конструктивные требования: $s \leq \frac{1}{2}h = \frac{1}{2} \cdot 400 = 200 \text{ мм}$, $s \leq 150 \text{ мм}$.

Окончательно принимаем наименьшее значение $s = 150 \text{ мм}$.

Проверяем прочность:

$$v_{sw} = \frac{157 \cdot 10^3 \cdot 0,77 \cdot 10^{-4}}{0,15} = 80,6 \text{ кН/м};$$

$$l_{inc,cr} = \sqrt{\frac{2 \cdot (1+0,29) \cdot 0,87 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,353^2}{80,6}} = 0,833 \text{ м} > 2d = 0,706 \text{ м};$$

$$V_{Rd} = 2 \cdot 0,353 \cdot 80,6 + \frac{2 \cdot (1+0,29) \cdot 0,87 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,353^2}{0,833} = 124,06 \text{ кН.}$$

$V_{Rd} = 124,06 \text{ кН} > V_{Sd,2} = 90,3 \text{ кН}$, следовательно, прочность наклонного сечения обеспечена.

3 Крайний пролет, пролетный участок. Наибольшая поперечная сила на участке $V_{Sd,3} = \frac{V_1 - 3V_{2,l}}{4} = \frac{60,2 - 3 \cdot 90,3}{4} = -52,7 \text{ кН}$. Знак «минус» показывает, что поперечная сила на правом конце пролетного участка отрицательная (см. рисунок 6.4).

Постановка поперечных стержней требуется по расчету, так как $V_{Sd,3} = 52,7 \text{ кН} > V_{Rd,cr} = 35,7 \text{ кН}$.

Рассчитываем поперечную арматуру:

$$v_{sw} = \frac{52,7^2}{4 \cdot 2 \cdot (1+0,29) \cdot 0,87 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,353^2} = 12,4 \text{ кН/м};$$

$$v_{sw} \geq \frac{0,5 \cdot 52,7}{2 \cdot 0,353} = 37,32 \text{ кН/м}; \quad v_{sw} \geq 67,34 \text{ кН/м.}$$

$$s = \frac{157 \cdot 10^3 \cdot 0,77 \cdot 10^{-4}}{67,34} = 0,180 \text{ м} = 180 \text{ мм};$$

$$s_{\max} = \frac{0,75 \cdot 2 \cdot (1+0,29) \cdot 0,87 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,353^2}{52,7} = 0,796 \text{ м} = 796 \text{ мм.}$$

Конструктивные требования: $s \leq \frac{3}{4}h = \frac{3}{4} \cdot 400 = 300 \text{ мм}$, $s \leq 500 \text{ мм}$.

Принимаем наименьшее значение $s = 180 \text{ мм}$.

Проверяем прочность

$$v_{sw} = \frac{157 \cdot 10^3 \cdot 0,77 \cdot 10^{-4}}{0,18} = 67,2 \text{ кН/м};$$

$$l_{inc,cr} = \sqrt{\frac{2 \cdot (1+0,29) \cdot 0,87 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,353^2}{67,2}} = 0,912 \text{ м} > 2d = 0,706 \text{ м};$$

$$V_{Rd} = 2 \cdot 0,353 \cdot 67,2 + \frac{2 \cdot (1+0,29) \cdot 0,87 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,353^2}{0,912} = 108,8 \text{ кН}.$$

$V_{Rd} = 108,8 \text{ кН} > V_{Sd,3} = 52,7 \text{ кН}$, следовательно, прочность наклонного сечения обеспечена.

4 Средний пролет, левый и правый приопорные участки.

Продольная арматура $4\varnothing 12 \text{ мм}$, $A_s = 4,52 \text{ см}^2$, $d = 0,355 \text{ м}$. Поперечная арматура класса S240, $f_{ywd} = 157 \text{ МПа}$.

Наибольшая поперечная сила на участке

$$V_{Sd,4} = V_{2,r} = V_3 = 0,5q l_{sb} = 0,5 \cdot 26,4 \cdot 5,7 = 75,24 \text{ кН}.$$

Проверяем необходимость расчета:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{355}} = 1,75 \leq 2;$$

$$\rho_i = \frac{4,52 \cdot 10^{-4}}{0,2 \cdot 0,355} = 0,0064 < 0,02;$$

$$V_{Rd,cr} = 0,12 \cdot 1,75 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,0064 \cdot 16} \cdot 0,2 \cdot 0,355 = 0,0262 \text{ МН} = 26,2 \text{ кН}.$$

$V_{Sd,4} = 75,24 \text{ кН} > V_{Rd,cr} = 26,2 \text{ кН}$, поэтому необходима постановка поперечной арматуры по расчету.

Рассчитываем поперечную арматуру. Поперечное сечение, как и в крайнем пролете, тавровое, $\eta_f = 0,29$:

$$v_{sw} = \frac{75,24^2}{4 \cdot 2 \cdot (1+0,29) \cdot 0,87 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,355^2} = 25,02 \text{ кН/м};$$

$$v_{sw} \geq \frac{0,5 \cdot 75,24}{2 \cdot 0,355} = 53,0 \text{ кН/м}; \quad v_{sw} \geq 67,34;$$

$\varnothing_{sw} \geq \frac{\varnothing_s}{4} = \frac{12}{4} = 3 \text{ мм}$, принимаем $\varnothing_{sw} = 7 \text{ мм}$, для двух ветвей $A_{sw} = 0,77 \text{ см}^2$;

$$s = \frac{157 \cdot 10^3 \cdot 0,77 \cdot 10^{-4}}{67,34} = 0,180 \text{ м} = 180 \text{ мм};$$

$$s_{\max} = \frac{0,75 \cdot 2 \cdot (1+0,29) \cdot 0,87 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,355^2}{75,24} = 0,564 \text{ м} = 564 \text{ мм.}$$

Конструктивные требования $s \leq \frac{h}{2} = \frac{400}{2} = 200 \text{ мм}$, $s \leq 150 \text{ мм}$.

Принимаем наименьшее значение $s = 150 \text{ мм}$.

Проверяем прочность:

$$v_{sw} = \frac{157 \cdot 10^3 \cdot 0,77 \cdot 10^{-4}}{0,15} = 80,6 \text{ кН/м};$$

$$l_{inc,cr} = \sqrt{\frac{2 \cdot (1+0,29) \cdot 0,87 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,355^2}{80,6}} = 0,838 \text{ м} > 2d = 0,710 \text{ м.}$$

$$V_{Rd} = 2 \cdot 0,355 \cdot 80,6 + \frac{2 \cdot (1+0,29) \cdot 0,87 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,355^2}{0,838} = 124,7 \text{ кН.}$$

$V_{Rd} = 124,7 \text{ кН} > V_{Sd,4} = 75,24 \text{ кН}$, следовательно, прочность наклонного сечения обеспечена.

5 Средний пролет, пролетный участок.

Наибольшая поперечная сила на участке

$$V_{Sd,5} = \frac{V_{2,r} - 3V_3}{4} = \frac{75,24 - 3 \cdot 75,24}{4} = -37,62 \text{ кН.}$$

Постановка поперечных стержней требуется по расчету, так как $V_{Sd,5} = 37,62 \text{ кН} > V_{Rd,ct} = 26,2 \text{ кН}$.

Рассчитываем поперечную арматуру:

$$v_{sw} = \frac{37,62^2}{4 \cdot 2 \cdot (1+0,29) \cdot 0,87 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,355^2} = 6,3 \text{ кН/м};$$

$$v_{sw} \geq \frac{0,5 \cdot 37,62}{2 \cdot 0,355} = 26,3 \text{ кН/м}; \quad v_{sw} \geq 67,34 \text{ кН/м};$$

$$s = \frac{157 \cdot 10^3 \cdot 0,77 \cdot 10^{-4}}{67,34} = 0,180 \text{ м} = 180 \text{ мм};$$

$$s_{\max} = \frac{0,75 \cdot 2 \cdot (1+0,29) \cdot 0,87 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,355^2}{37,62} = 1,13 \text{ м} = 1130 \text{ мм.}$$

Конструктивные требования: $s \leq \frac{3}{4}h = \frac{3}{4} \cdot 400 = 300 \text{ мм}$, $s \leq 500 \text{ мм}$.

Принимаем наименьшее значение $s = 180 \text{ мм}$.

Проверяем прочность

$$v_{sw} = \frac{157 \cdot 10^3 \cdot 0,77 \cdot 10^{-4}}{0,18} = 67,2 \text{ кН/м};$$

$$l_{inc,cr} = \sqrt{\frac{2 \cdot (1 + 0,29) \cdot 0,87 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,355^2}{67,2}} = 0,92 \text{ м} > 2d = 0,710 \text{ м};$$

$$V_{Rd} = 2 \cdot 0,355 \cdot 67,2 + \frac{2 \cdot (1 + 0,29) \cdot 0,87 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,355^2}{0,92} = 109,2 \text{ кН}.$$

$V_{Rd} = 109,2 \text{ кН} > V_{Sd,5} = 37,62 \text{ кН}$, следовательно, прочность наклонного сечения обеспечена.

Схемы поперечного армирования крайнего и среднего пролетов второстепенной балки приведены на рисунке б.б.

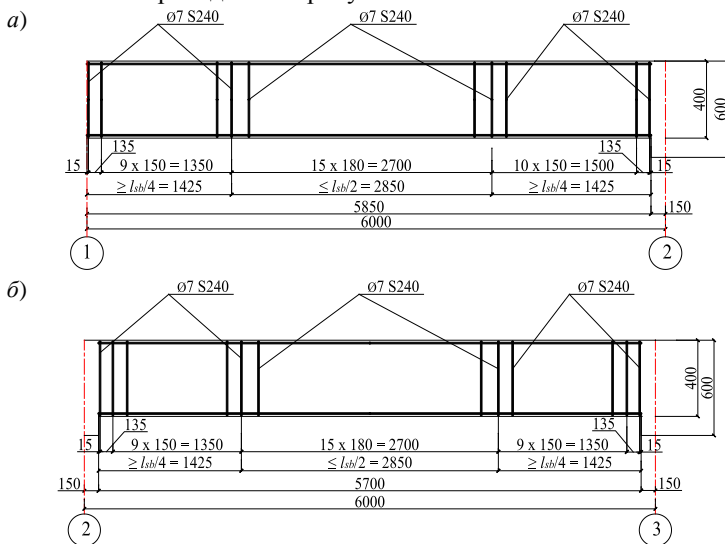


Рисунок б.б – Поперечное армирование второстепенной балки:
а – крайнего пролета; б – средних пролетов

6.3.5 Построение огибающей эпюры моментов, эпюры материалов и определение мест обрыва продольных стержней

Огибающая эпюра изгибающих моментов строится для двух схем нагружения. В первой схеме полная нагрузка $g + p$ – в нечетных пролетах и условная постоянная нагрузка $g + p/4$ – в четных пролетах, во второй схеме полная нагрузка $g + p$ – в четных пролетах и условная постоянная нагрузка $g + p/4$ – в нечетных пролетах.

Для упрощения построения огибающей эпюры моментов воспользуемся таблицей 6.3 и рисунком 6.7, взятых из Руководства по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций [5].

Таблица 6.3 – Коэффициенты β для определения ординат отрицательных моментов

p/g	Номера точек					
	5	6	7	8	9	10
0,5	-0,0715	-0,010	+0,022	+0,024	-0,004	-0,0625
1	-0,0715	-0,020	+0,016	+0,009	-0,014	-0,0625
1,5	-0,0715	-0,026	-0,003	± 0	-0,020	-0,0625
2	-0,0715	-0,030	-0,009	-0,006	-0,024	-0,0625
2,5	-0,0715	-0,033	-0,012	-0,009	-0,027	-0,0625
3	-0,0715	-0,035	-0,016	-0,014	-0,029	-0,0625
3,5	-0,0715	-0,037	-0,019	-0,017	-0,031	-0,0625
4	-0,0715	-0,038	-0,021	-0,018	-0,032	-0,0625
4,5	-0,0715	-0,039	-0,022	-0,020	-0,033	-0,0625
5	-0,0715	-0,040	-0,024	-0,021	-0,034	-0,0625

Окончание таблицы 6.3

p/g	Номера точек				
	11	12	13	14	15
0,5	-0,003	+0,028	+0,028	-0,003	-0,0625
1	-0,013	+0,013	+0,013	-0,013	-0,0625
1,5	-0,019	-0,004	+0,004	-0,019	-0,0625
2	-0,023	-0,003	-0,003	-0,023	-0,0625
2,5	-0,025	-0,006	-0,006	-0,025	-0,0625
3	-0,028	-0,010	-0,010	-0,028	-0,0625
3,5	-0,029	-0,013	-0,013	-0,029	-0,0625
4	-0,030	-0,015	-0,015	-0,030	-0,0625
4,5	-0,032	-0,016	-0,016	-0,032	-0,0625
5	-0,033	-0,018	-0,018	-0,033	-0,0625

Изгибающие моменты вычисляются по формуле

$$M = \beta(g + p)l^2.$$

Значения коэффициентов β в зависимости от отношения p/g для определения ординат пролетных положительных изгибающих моментов и опорных отрицательных моментов приведены на рисунке 6.7, а для определения ординат пролетных отрицательных моментов – в таблице 6.3.

Нулевая точка для отрицательного опорного момента в первом (крайнем) пролете удалена от первой промежуточной опоры на расстояние

$$s = \frac{(g + p)l}{8(g + p/4)}.$$

В нашем примере отношение $p/g = 18,38/8,02 \approx 2,5$. По этому отношению определяем коэффициенты β и строим огибающие эпюры изгибающих моментов второстепенной балки для крайнего и средних пролетов, далее на этой же эпюре строим эпюру материалов.

Для построения эпюры материалов определим несущую способность балки в расчетных сечениях при оставшихся (необорванных) стержнях.

1 В крайнем пролете обрывается 2 стержня $\varnothing 14$ мм и остается 2 стержня $\varnothing 14$ мм, $A_s = 3,08 \text{ см}^2$; $c = c_{cov} + \varnothing/2 = 20 + 14/2 = 27$ мм, $d = h - c = 400 - 27 = 373$ мм = 0,373 м, сечение тавровое $b'_f = 1,75$ м:

$$\xi = \frac{A_s f_{yd}}{\alpha f_{cd} b'_f d} = \frac{3,08 \cdot 10^{-4} \cdot 365}{1 \cdot 10,7 \cdot 1,75 \cdot 0,373} = 0,016;$$

$$\alpha_m = \xi \left(1 - \frac{\xi}{2} \right) = 0,016 \cdot \left(1 - \frac{0,016}{2} \right) = 0,0159;$$

$$M_{Rd,1(2)} = \alpha_m \alpha f_{cd} b'_f d^2 = 0,0159 \cdot 1 \cdot 10,7 \cdot 10^3 \cdot 1,75 \cdot 0,373^2 = 41,42 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

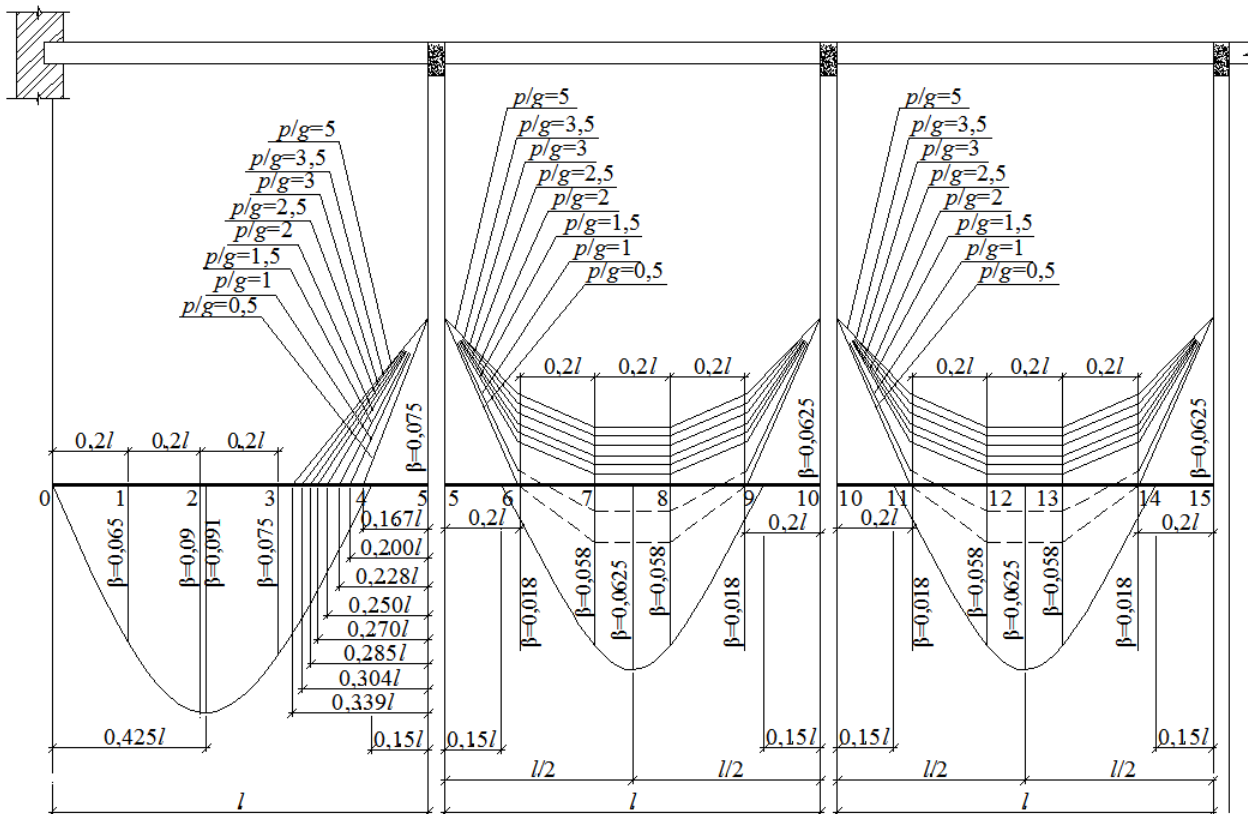


Рисунок 6.7 – Эпюры расчетных моментов для равнопролетных неразрезных второстепенных балок

2 В среднем пролете остается 2 стержня $\varnothing 12$ мм, $A_s = 2,26$ см²; $c = 20 + 12/2 = 26$ мм, $d = 400 - 26 = 374$ мм = 0,374 м, сечение тавровое $b'_f = 1,75$ м:

$$\xi = \frac{2,26 \cdot 10^{-4} \cdot 365}{1 \cdot 10,7 \cdot 1,75 \cdot 0,374} = 0,012;$$

$$\alpha_m = 0,012 \cdot \left(1 - \frac{0,012}{2}\right) = 0,012;$$

$$M_{Rd,3(2)} = 0,012 \cdot 1 \cdot 10,7 \cdot 10^3 \cdot 1,75 \cdot 0,374^2 = 31,43 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

3 На первой промежуточной опоре остается 2 стержня $\varnothing 14$ мм, $A_s = 3,08$ см²; $d = 0,373$ м, сечение прямоугольное $b = 0,15$ м:

$$\xi = \frac{3,08 \cdot 10^{-4} \cdot 365}{1 \cdot 10,7 \cdot 1,75 \cdot 0,373} = 0,188;$$

$$\alpha_m = 0,118 \cdot \left(1 - \frac{0,188}{2}\right) = 0,17;$$

$$M_{Rd,2(2)} = 0,17 \cdot 1 \cdot 10,7 \cdot 10^3 \cdot 0,15 \cdot 0,373^2 = 37,96 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

4 На средних промежуточных опорах обрывается 2 стержня $\varnothing 12$ мм, остается 2 стержня $\varnothing 14$ мм, поэтому несущая способность сечения такая же, как и на первой промежуточной

$$M_{Rd,4(2)} = M_{Rd,2(2)} = 37,96 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Места теоретического обрыва стержней определяем аналитически. Для стержней, обрываемых в пролете, – аналогично п. 3.4.3.

Для стержней, проходящих над опорами, расстояние от опоры до места теоретического обрыва легко определить по следующим формулам:

– для первой промежуточной опоры слева $x_{л} = s \frac{M_{\text{sup}} - M_{Rd}}{M_{\text{sup}}}$;

– для первой промежуточной опоры справа $x_{п} = 0,2l \frac{M_{\text{sup}} - M_{Rd}}{M_{\text{sup}} - M_6}$;

– для второй промежуточной опоры соответственно слева и справа

$$x_{л} = 0,2l \frac{M_{\text{sup}} - M_{Rd}}{M_{\text{sup}} - M_9}; \quad x_{п} = 0,2l \frac{M_{\text{sup}} - M_{Rd}}{M_{\text{sup}} - M_{11}},$$

где M_{sup} – опорные моменты на соответствующих опорах; M_{Rd} – несущая способность балки в опорных сечениях при оставшихся (необорванных) стержнях; M_6, M_9, M_{11} – отрицательные моменты огибающей эпюры соот-

ответственно в точках 6, 9 и 11. Все моменты в формулы подставляются по абсолютным значениям.

Для крайнего пролета

$$M_{sup,l} = 0; M_{sup,r} = \beta(g + p)l^2 = 0,0715 \cdot (8,02 + 18,38) \cdot 5,7^2 = 61,33 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M = M_{Rd,1(2)} = 41,42 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$b = 0,5l + \frac{(M_{sup,l} - M_{sup,r})}{(g + p)l} = 0,5 \cdot 5,7 + \frac{(0 - 61,33)}{26,4 \cdot 5,7} = 2,44;$$

$$c = \frac{2(M + M_{sup,l})}{(g + p)} = \frac{2 \cdot (41,42 + 0)}{26,4} = 3,14;$$

$$x_{1,2} = b \pm \sqrt{b^2 - c} = 2,44 \pm \sqrt{2,44^2 - 3,14} = 2,44 \pm 1,68 \text{ м};$$

$$x_1 = 0,76 \text{ м}; x_2 = 4,12 \text{ м}.$$

Для среднего пролета

$$M_{sup,l} = 61,33 \text{ кН}\cdot\text{м}; M_{sup,r} = 53,61 \text{ кН}\cdot\text{м}; M = 31,43 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$b = 0,5 \cdot 5,7 + \frac{(61,33 - 53,61)}{26,4 \cdot 5,7} = 2,9; \quad c = \frac{2 \cdot (31,43 + 61,33)}{26,4} = 7,03;$$

$$x_{1,2} = 2,9 \pm \sqrt{2,9^2 - 7,03} = 2,9 \pm 1,17 \text{ м};$$

$$x_1 = 4,07 \text{ м}; x_2 = 1,73 \text{ м}.$$

Для первой промежуточной опоры слева

$$M_{sup} = \beta(g + p)l^2 = 0,0715 \cdot (8,02 + 18,38) \cdot 5,7^2 = 61,33 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$s = \frac{(g + p)l}{8 \left(g + \frac{p}{4} \right)} = \frac{(8,02 + 18,38) \cdot 5,7}{8 \cdot \left(8,02 + \frac{18,38}{4} \right)} = 1,49 \text{ м}; \quad M = M_{Rd,2(2)} = 37,96 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$x_{л} = s \frac{M_{sup} - M_{Rd}}{M_{sup}} = 1,49 \cdot \frac{61,33 - 37,96}{61,33} = 0,57 \text{ м}.$$

Для первой промежуточной опоры справа

$$M_{sup} = 61,33 \text{ кН}\cdot\text{м}; M = M_{Rd,2(2)} = 37,96 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_6 = \beta(g + p)l^2 = 0,033 \cdot (8,02 + 18,38) \cdot 5,7^2 = 28,31 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$x_{п} = 0,2l \frac{M_{sup} - M_{Rd}}{M_{sup} - M_6} = 0,2 \cdot 5,7 \cdot \frac{61,33 - 37,96}{61,33 - 28,31} = 0,81 \text{ м}.$$

Для средней промежуточной опоры слева

$$M_{\text{sup}} = 53,61 \text{ кН}\cdot\text{м}; M_{Rd} = 37,96 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_9 = 0,027 \cdot 26,4 \cdot 5,7^2 = 23,16 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$x_{\text{л}} = 0,2l \frac{M_{\text{sup}} - M_{Rd}}{M_{\text{sup}} - M_9} = 0,2 \cdot 5,7 \cdot \frac{53,61 - 37,96}{53,61 - 23,16} = 0,59 \text{ м.}$$

Длину анкеровки l_{bd} обрываемых в пролете стержней продольной арматуры определяем по формуле (3.13).

В крайнем пролете обрываются 2 стержня $\varnothing 14$ мм. Требуемая площадь арматуры (площадь оставшихся стержней) $2\varnothing 14$ мм, $A_{s,red} = 3,08 \text{ см}^2$. Принятая площадь сечения арматуры ($4\varnothing 14$ мм) $A_{s,prov} = 6,15 \text{ см}^2$. Базовая длина анкеровки для бетона класса $C^{16}/_{20}$ и арматуры класса S400 $l_b = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} =$

$= \frac{14}{4} \cdot \frac{365}{2,175} = 587 \text{ мм}$, где $f_{bd} = 1 \cdot 1 \cdot 2,5 \cdot 0,87 = 2,175$. Длина анкеровки в соответствии с формулой (3.13):

$$l_{bd,1} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 l_b \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} = 0,7 \cdot 587 \cdot \frac{3,08}{6,15} = 206 \text{ мм.}$$

Минимальная длина анкеровки: $l_{bd,1} = 206 \text{ мм}$; $20\varnothing = 20 \cdot 14 = 280 \text{ мм}$;
 $h/2 = 400 / 2 = 200 \text{ мм}$.

Окончательно принимаем $l_{bd,1} = 280 \text{ мм}$ (наибольшее из всех значений).

В среднем пролете обрываются 2 стержня $\varnothing 12$ мм и остаются 2 стержня $\varnothing 12$ мм.

$$A_{s,req} = 2,26 \text{ см}^2, A_{s,prov} = 4,52 \text{ см}^2;$$

$$l_b = \frac{12}{4} \cdot \frac{365}{2,175} = 503 \text{ мм}, l_{bd,2} = 0,7 \cdot 503 \cdot \frac{2,26}{4,52} = 176 \text{ мм.}$$

Минимальная длина анкеровки: $l_{bd,2} = 176 \text{ мм}$; $20\varnothing = 20 \cdot 12 = 240 \text{ мм}$;
 $h/2 = 400 / 2 = 200 \text{ мм}$.

Окончательно принимаем $l_{bd,2} = 240 \text{ мм}$.

На средней промежуточной опоре обрываются 2 стержня $\varnothing 12$ мм и остаются 2 стержня $\varnothing 14$ мм.

$$A_{s,red} = 3,08 \text{ см}^2, A_{s,prov} = 5,34 \text{ см}^2;$$

$$l_b = \frac{14}{4} \cdot \frac{365}{2,175} = 587 \text{ мм}, l_{bd,4} = 0,7 \cdot 587 \cdot \frac{3,08}{5,34} = 237 \text{ мм.}$$

Минимальная длина анкеровки: $l_{bd,4} = 237 \text{ мм}$; $20\varnothing = 20 \cdot 12 = 240 \text{ мм}$;
 $h/2 = 400 / 2 = 200 \text{ мм}$.

Окончательно принимаем $l_{bd,A} = 240$ мм.

Огибающие эпюры изгибающих моментов и эпюра материалов второстепенной балки приведены на рисунке 6.8.

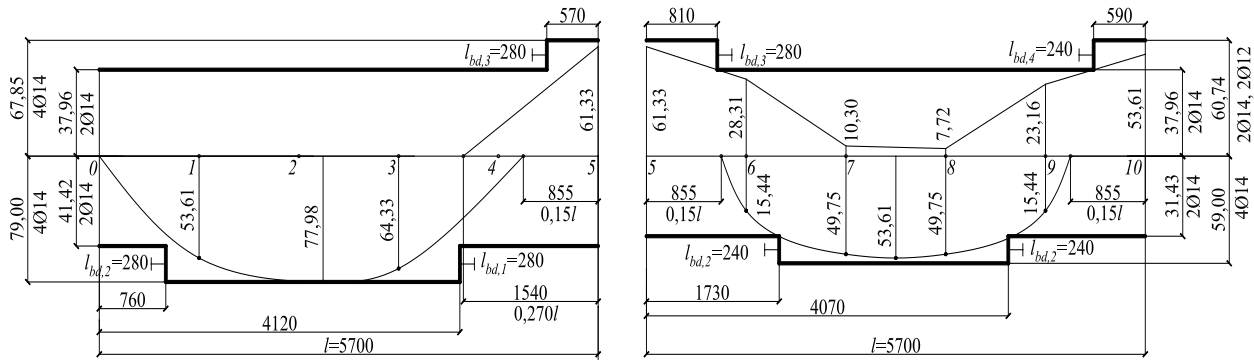


Рисунок 6.8 – Огибающие эпюры изгибающих моментов и эпюра материалов второстепенной балки, кН·м

7 ПРАВИЛА ОФОРМЛЕНИЯ ЧЕРТЕЖЕЙ

7.1 Общие сведения

7.1.1 Рабочие чертежи для производства строительных и монтажных работ с бетонными и железобетонными конструкциями объединяют в основной комплект и присваивают марку КЖ.

7.1.2 При выполнении рабочей документации следует руководствоваться требованиями ГОСТ 21.501–2018 [8].

7.1.3 Разрезы здания обозначают арабскими цифрами. Допускается разрезы обозначать прописными буквами русского алфавита. В разрезах, сечениях и видах направление взгляда, – как правило, по плану снизу вверх и справа налево. Изображение симметричных планов только до оси симметрии не допускается.

Для ограничения размерных линий стрелки применяют для радиусов и диаметров, в остальных случаях – засечки. В стесненных условиях засечки можно заменять точками. Линии выноски могут быть криволинейными.

Название изображения располагают над изображением и не подчеркивают. Надписи к многослойным конструкциям даются в соответствии с их последовательностью изображения (сверху вниз или слева направо). Заголовки спецификаций, ведомостей и других таблиц располагают над ними и не подчеркивают.

7.1.4 Элементы (изделия) обозначают марками: А – арки; Б – балки; БО, БК, БП, БС, БФ – балки обвязочные, подкрановые, подстропильные, стропильные, фундаментные; КР – каркасы арматурные плоские; КП – каркасы арматурные пространственные; П – плиты покрытий и перекрытий; ВС, ГС – связи вертикальные, горизонтальные; СТ – стенки подпорные; С – сетки арматурные; К – колонны; Т – трубы; ФТ, ФП, ФС – фермы тормозные, подстропильные, стропильные; Ф – фундаменты (для монолитных конструкций добавляется буква «м», например Фм, Бм). После букв ставится число: Б1; Фм4 и т. д.

Допускаются следующие сокращения в чертежах: выпуск – вып., количество – кол., позиция – поз., деталь – дет., единица – ед., отметка – отм., уровень земли – ур. з., уровень чистого пола – ур. ч. п., уровень головки рельса – ур. г. р., деформационный шов – д. ш., штука – шт., температурный шов – т. ш.

Позиции элементов изделий нумеруются арабскими цифрами. Пропуски в порядковой нумерации обозначений не допускаются.

Кружки координатных осей вычерчиваются диаметром 6 мм для чертежей в масштабе 1:400 и 8 мм – для чертежей в масштабе 1:200. Ссылку на узел наносят сверху полки, которая соединяется с кругом или овалом, очерчивающим маркируемый узел. Над изображением узла ставится тот же номер, помещенный в круге диаметром 12–14 мм.

Рекомендуемые масштабы: 1/500; 1/400; 1/200; 1/100; 1/20; 1/10.

7.1.5 За нулевую отметку принимают, как правило, уровень чистого пола первого этажа.

7.1.6 Каждый лист рабочего чертежа и текстового документа должен иметь основную надпись. Основная надпись на листах основного комплекта рабочих чертежей в соответствии с ГОСТ 21.501–2018 [8] приведена на рисунке 7.1. Заполнение граф выполнено применительно к рассматриваемому проекту. В графах указывают: 1 – год, номер специальности студента, номер проекта по железобетонным конструкциям и марку раздела КЖ; 2 – наименование предприятия, в состав которого входит здание и район его расположения; 3 – наименование здания; 4 – наименование изображений, помещенных на данном листе; 5 – наименование организации, разработавшей документ.

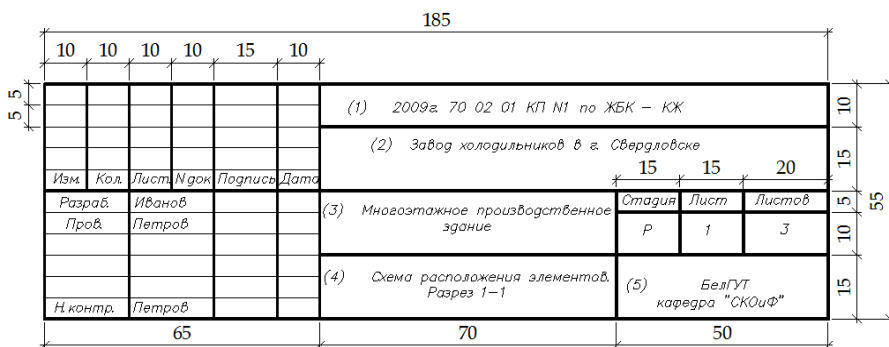


Рисунок 7.1 – Основная надпись на листах основного комплекта рабочих чертежей

Основная надпись на первом листе текстового документа приведена на рисунке 7.2, а на последующих листах – на рисунке 7.3. Основная надпись на первом листе чертежа строительного изделия приведена на рисунке 7.4, на последующих листах чертежей строительных изделий и текстовых документов – на рисунке 7.3. Допускается на первом листе чертежа строительного изделия основную надпись выполнять по рисунку 7.2.

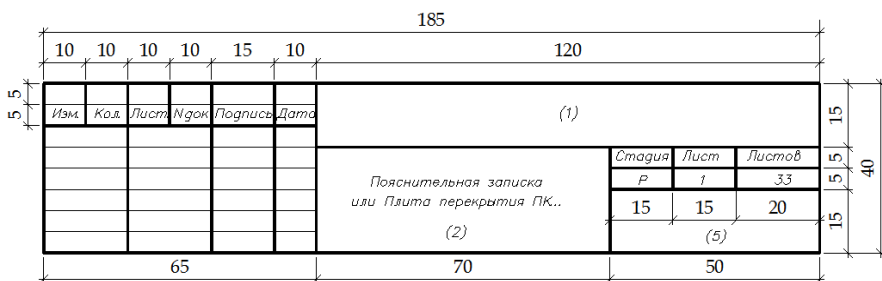


Рисунок 7.2 – Основная надпись на первом листе текстового документа

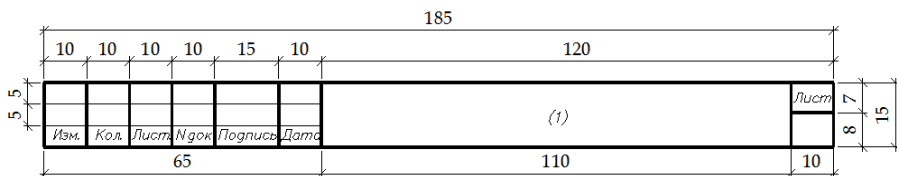


Рисунок 7.3 – Основная надпись на последующих листах текстовых документов и изделий

Текстовые указания (технические требования) помещаются без заголовка со сквозной нумерацией пунктов.

Над основной надписью листа или левее его оставляют резервное поле высотой не менее 50 мм.

Любые надписи, в том числе и надпись к чертежам, наименованиям, размерам и т. п., должны выполняться знаками одинакового размера, принятого для данного вида обозначений. Если длина размерной линии не позволяет нанести цифры принятого размера, то их следует выносить. Обозначать число цифрами более мелкого размера не допускается.

7.2 Схемы расположения элементов конструкций

В соответствии с ГОСТ 21.501–2018 [8] на схеме расположения указывают в виде условных или упрощенных графических изображений элементы конструкций и связи между ними.

Схемы расположения элементов составляются на один температурный блок, причем для каждой группы элементов конструкций отдельно: фундаментов, колонн и связей, ригелей, плит перекрытий, плит покрытий и т. д. Схемы расположения элементов конструкций, связанных условиями и последовательностью производства строительных работ, можно совмещать.

На том же листе над основной надписью помещают спецификацию к схемам расположения элементов (приложение А).

Марка элемента проставляется в соответствии с п. 7.1.4. В графе «Обозначение» указывают: для изделия по соответствующему ТНПА или типовой серии – наименование ТНПА или серии; для элемента, разрабатываемого в курсовом проекте, – номер листа, на котором помещены его рабочие чертежи. В графе «Наименование» указывается наименование элементов конструкций в соответствии с рабочими чертежами ТНПА или типовой серии, в графе «Кол.» – количество элементов, в графе «Масса ед., кг» – масса элемента в килограммах. Допускается указывать массу в тоннах с точностью до 0,1 т.

В графе «Примечания» указывают дополнительные сведения, например, объем бетона, м³, для монолитных фундаментов.

На схеме расположения фундаментов дается только их контур по подошве с привязкой к координатным осям. Подбетонку, если она необходима, обозначают пунктиром. Отметки указываются как для подошвы фундамента, так и для подбетонки. В технических требованиях даются сведения о грунтах, уровне грунтовых вод и глубине промерзания.

7.3 Чертежи элементов железобетонных конструкций

7.3.1 На видах элементов конструкций и относящихся к ним разрезах показывают контуры и габаритные размеры элемента, закладные изделия, отверстия, а на видах элемента сборных конструкций – также риски координатных осей, метки и надписи, указывающие места опирания элемента при складировании и транспортировании. На видах элемента монолитной конструкции показывают привязку элемента к координатным осям, отметку верха или низа элемента.

7.3.2 На схеме армирования элемента и разрезах показывают его габаритные размеры, арматурные изделия и их привязку, толщину защитного слоя бетона, размеры выпуска арматуры за грань бетона (например, на участке замоноличивания). Закладные изделия, привариваемые к арматурному изделию при его изготовлении, изображают без нанесения разбивочных размеров.

7.3.3 Для несложных железобетонных элементов схему армирования допускается совмещать с видами элементов (если, например, в элементе мало или совсем нет закладных деталей).

На схеме армирования проставляют, как правило, сокращенные выноски позиций стержней (только номер), а на разрезах – полные только на одном и неполные на остальных. Если стержень в разрез не попадает, то приводят полную выноску на схеме армирования. Хомуты на разрезах изображают с крючками.

7.3.4 Если какая-либо деталь элемента (например, верхняя часть колонны) показывается в увеличенном масштабе, то изображается она рядом, вверху справа колонны дается ссылка на деталь с указанием номера, а около детали – ее номер в круге.

7.3.5 Отдельно выносятся сварные плоские (КР) или пространственные (КП) каркасы и сетки (С). При этом на схеме армирования указывается номер каркаса или сетки и их количество в одном сечении, а на чертеже каркаса или сетки – продольные или поперечные стержни с обозначением позиций. При регулярном расположении продольных и поперечных стержней изображаются только стержни крайние и на границах смены шага. Для наглядности можно показать в каждой зоне этот шаг двумя соседними стержнями.

Отдельные стержни вязаных каркасов не вычерчиваются. В этом случае армирование полностью изображается на схеме и сечениях, а данные, необходимые для их изготовления, приводят в спецификации.

Поперечное армирование каркаса ригеля поясняется внизу схемы его армирования, в колоннах изображаются один-два поперечных стержня в каркасе, а на выноске указываются их марка и шаг. Сложные арматурные элементы (например, стержни, консоли, продольные стержни с отгибами) выносятся в ведомость деталей (рисунок 7.5).

В ригеле приходится весьма тщательно увязывать взаимное расположение всех стержней (положение и шаг поперечных стержней, обрыв продольных и положение анкерующих стержней и т. п.), поэтому на схеме армирования необходимо показать все арматурные стержни с их привязкой по длине элемента.

При изображении колонн и фундаментов дается их привязка к цифровым и буквенным осям.

7.3.6 По выполненным чертежам составляется спецификация изделий по установленной форме (приложение Л).

На основании спецификаций и чертежей дается ведомость расхода стали, кг, на один элемент (рисунок 7.6).

В графах спецификации указывают: «Поз.» – позиции (марки) элементов конструкции; «Обозначение» – обозначение основных документов или стандартов на элементы конструкций (детали), внесенные в спецификацию; «Наименование» – наименование элементов конструкций и изделий и их марки; «Кол.» – количество элементов; «Масса, ед., кг» – массу в килограммах; «Примечание» – дополнительные сведения.

При выполнении чертежей групповым методом составляют групповые спецификации по форме 8 приложения Ж [8].

Таблицы помещаются на том листе, где приведены чертежи изделий.

7.3.7 В монолитном варианте перекрытия (монолитной ребристой конструкции РКм) на главном виде (плане) показываются марки элементов (плиты, балок, колонн), проемы и разрезы на один температурный блок, затем даются фрагменты раскладок арматурных сеток в плите (отдельно нижних и верхних) с показом характерных сечений, охватывающих не менее полутора ее пролетов (приложение Л). Для второстепенной балки вычерчивается не менее двух пролетов. По форме, приведенной на листе, составляется спецификация плиты и второстепенной балки согласно правилам, указанным в п. 7.3.6.

7.4 Расчетные схемы

На изображаемых рядом с чертежами расчетных схемах указываются пролеты в миллиметрах, опорные крепления и нагрузки с разделением их на постоянные g и временные p (для сосредоточенных нагрузок обозначения будут соответственно G и P).

7.5 Надписи на чертежах

Технические требования записываются обычно над основной надписью (с нумерацией пунктов) и должны отражать:

- 1) тип сварного соединения стержней: стыковое, нахлесточное и др.;
- 2) толщину неоговоренных швов;
- 3) тип электродов для сварки;
- 4) указания по скреплению пересекающихся стержней вязальной проволокой (для вязаных каркасов);
- 5) характеристику антикоррозийных покрытий;
- 6) приспособления для фиксации арматурных стержней и каркасов;
- 7) места для захвата элементов при подъеме и монтаже;
- 8) требования о нанесении рисок;
- 9) другие замечания, поясняющие порядок изготовления элементов или монтажных работ.

ПРИЛОЖЕНИЕ А
(справочное)

Типовые сборные железобетонные плиты перекрытия

Т а б л и ц а А.1 – Номенклатура пустотных плит перекрытий

Марка плиты*	Размеры, мм		Расход ста- ли, кг	Объем бетона, м ³	Масса, кг
	<i>l</i>	<i>b</i>			
ПК 54.18 – 6АтVТ	5380	1790	3,23	1,15	2875
ПК 54.18 – 8АтVТ	5380	1790	3,94	1,15	2875
ПК 54.18 – 10АтVТ	5380	1790	4,72	1,15	2875
ПК 57.18 – 6АтVТ	5680	1790	3,42	1,21	3025
ПК 57.18 – 8АтVТ	5680	1790	4,40	1,21	3025
ПК 57.18 – 10АтVТ	5680	1790	5,59	1,21	3025
ПК 60.18 – 6АтVТ	5980	1790	3,80	1,27	3175
ПК 60.18 – 8АтVТ	5980	1790	4,98	1,27	3175
ПК 60.18 – 10АтVТ	5980	1790	6,42	1,27	3175
ПК 63.18 – 6АтVТ	6280	1790	3,80	1,34	3350
ПК 63.18 – 8АтVТ	6280	1790	5,50	1,34	3350
ПК 63.18 – 10АтVТ	6280	1790	7,54	1,34	3350

*Плиты перекрытия по серии 1.141–1. Плиты предназначены под нагрузку 6, 8 и 10 кН/м². Кроме указанных в таблице изготавливаются аналогичные плиты шириной 990, 1190 и 1490 мм.

Т а б л и ц а А.2 – Номенклатура ребристых плит перекрытий

Марка плиты*	Размеры, мм		Расход стали, кг	Объем бетона, м ³	Допустимая расчетная нагрузка, кгс/м ²		Масса, т
	<i>l</i>	<i>b</i>			на продольное ребро	на полку	
ИП5–1	5950	1485	67	0,95	750	560	2,4
ИП5–2			78		1200	1610	
ИП5–3			95		1800	2210	
ИП5–4			113		3400	2210	
ИП5–5			138		3000	2810	
ИП5–6			176		3600	3410	

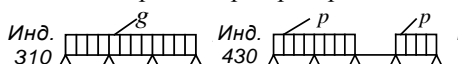
*Железобетонные плиты для перекрытий с опиранием на ригели прямоугольного сечения, серия ИИ24–2/70. Марка приведена для рядовых плит, для плит у торцов здания и температурных швов добавляется через дефис цифра 1, для межколонных плит – цифра 2, для межколонных плит у торцов и температурных швов – цифра 3.

ПРИЛОЖЕНИЕ Б
(справочное)

Изгибающие моменты неразрезных балок с равными пролетами при равномерно распределенной нагрузке

Коэффициенты для определения изгибающих моментов при различных пролетах и схемах загрузки, приведенные в таблице Б.1, применяются: α – при загрузке всех пролетов постоянной нагрузкой g ; β – при загрузке не всех пролетов временной нагрузкой p .

Примеры загрузки балки равномерно распределенной нагрузкой:



Цифры индекса означают: первая – количество пролетов в балке, вторая – характер загрузки (на схеме показаны загружаемые пролеты), третья – вид нагрузки в загружаемых пролетах (0 – равномерно распределенная). При числе пролетов больше 5 моменты во всех средних пролетах и опорах принимаются равными моментам средней части 5-пролетной балки.

Таблица Б.1 – Коэффициент для определения изгибающих моментов

Индекс	Характер загрузки $\begin{matrix} A & B & C & D & E & F \\ \Delta_1 & \Delta_2 & \Delta_3 & \Delta_4 & \Delta_5 & \Delta \end{matrix}$	Пролетные моменты			Опорные моменты			
		M_1	M_2	M_3	$-M_B$	$-M_C$	$-M_D$	$-M_E$
210	$\overline{\Delta \quad \Delta \quad \Delta}$	0,070	0,070	–	0,125	–	–	–
220	$\overline{\Delta \quad \Delta \quad \Delta}$	0,096	–0,025	–	0,063	–	–	–
310	$\overline{\Delta \quad \Delta \quad \Delta \quad \Delta}$	0,080	0,025	–	0,100	0,100	–	–
320	$\overline{\Delta \quad \Delta \quad \Delta \quad \Delta}$	0,101	–0,050	–	0,050	0,050	–	–
330	$\overline{\Delta \quad \Delta \quad \Delta \quad \Delta}$	–0,025	0,075	–	0,050	0,050	–	–
340	$\overline{\Delta \quad \Delta \quad \Delta \quad \Delta}$	–	–	–	0,117	0,033	–	–
410	$\overline{\Delta \quad \Delta \quad \Delta \quad \Delta \quad \Delta}$	0,077	0,036	0,036	0,107	0,071	0,107	–
420	$\overline{\Delta \quad \Delta \quad \Delta \quad \Delta \quad \Delta}$	0,100	–0,045	0,081	0,054	0,036	0,054	–
430	$\overline{\Delta \quad \Delta \quad \Delta \quad \Delta \quad \Delta}$	–	–	–	0,121	0,018	0,058	–
440	$\overline{\Delta \quad \Delta \quad \Delta \quad \Delta \quad \Delta}$	–	–	–	0,036	0,107	0,036	–
450	$\overline{\Delta \quad \Delta \quad \Delta \quad \Delta \quad \Delta}$	–0,023	0,081	–0,045	0,054	0,036	0,054	–
460	$\overline{\Delta \quad \Delta \quad \Delta \quad \Delta \quad \Delta}$	–	–	–	0,058	0,018	0,121	–
510	$\overline{\Delta \quad \Delta \quad \Delta \quad \Delta \quad \Delta \quad \Delta}$	0,078	0,033	0,046	0,105	0,079	0,079	0,105
520	$\overline{\Delta \quad \Delta \quad \Delta \quad \Delta \quad \Delta \quad \Delta}$	0,100	–0,046	0,086	0,053	0,040	0,040	0,053
530	$\overline{\Delta \quad \Delta \quad \Delta \quad \Delta \quad \Delta \quad \Delta}$	–0,026	0,079	–0,040	0,053	0,040	0,040	0,053
540	$\overline{\Delta \quad \Delta \quad \Delta \quad \Delta \quad \Delta \quad \Delta}$	–	–	–	0,119	0,022	0,044	0,051
550	$\overline{\Delta \quad \Delta \quad \Delta \quad \Delta \quad \Delta \quad \Delta}$	–	–	–	0,035	0,111	0,020	0,057
560	$\overline{\Delta \quad \Delta \quad \Delta \quad \Delta \quad \Delta \quad \Delta}$	–	–	–	0,051	0,044	0,022	0,119
570	$\overline{\Delta \quad \Delta \quad \Delta \quad \Delta \quad \Delta \quad \Delta}$	–	–	–	0,057	0,020	0,111	0,035

ПРИЛОЖЕНИЕ В
(справочное)

Характеристики бетона и арматуры

Таблица В.1 – Прочностные характеристики тяжелых и мелкозернистых бетонов

В мегапаскалях

Характеристика	Класс бетонов по прочности на сжатие									
	C ^{8/10}	C ^{12/15}	C ^{16/20}	C ^{20/25}	C ^{25/30}	C ^{30/37}	C ^{35/45}	C ^{40/50}	C ^{45/55}	C ^{50/60}
f_{ck}	8	12	16	20	25	30	35	40	45	50
$f_{c,cube}^G$	10	15	20	25	30	37	45	50	55	60
f_{cm}	16	20	24	28	33	38	43	48	53	58
f_{ctm}	1,2	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1
f_{ctk}	0,85	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9

Таблица В.2 – Характеристики ненапрягаемой арматуры

Класс арматуры	Номинальный диаметр, мм	Вид поверхности	Нормативное сопротивление f_{yk} , Н/мм ² (МПа)	Расчетное сопротивление f_{yd} , Н/мм ² (МПа)	Расчетное сопротивление поперечной арматуры f_{ywd} , Н/мм ² (МПа)	
S240	5,5–40,0	Гладкая	240	218	174	157*
S400	6,0–40,0	Периодического профиля	400	365	290	263*
S500	4,0 – 5,0	Гладкая и периодического профиля	500	417	333	300*
	6,0 – 22,0			435	348	313*
	25,0–40,0			417	333	–

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

Таблица В.3 – Модуль упругости тяжелых и мелкозернистых бетонов

Марка бетонной смеси по удобоукладываемости	Модуль упругости бетона E_{cm} , ГПа, для классов по прочности на сжатие									
	C ^{8/10}	C ^{12/15}	C ^{16/20}	C ^{20/25}	C ^{25/30}	C ^{30/37}	C ^{35/45}	C ^{40/50}	C ^{45/55}	C ^{50/60}
ЖЗ, Ж4 СЖ1–СЖЗ	–	–	38	39	40	41	42	43	44	45
Ж1, Ж2	–	31	35	37	38	40	41	42	43	44
П1, П2	24	27	31	32	35	37	38	39	40	41
ПЗ–П5	21	24	28	29	32	33	35	37	38	39
П5-Л1–П5-Л5	19	22	25	26	28	29	32	35	–	–

Примечания
1 При назначении модуля упругости бетона марка бетонной смеси по удобоукладываемости принимается в соответствии с рекомендациями СНиП 3.01.09 с учетом СТБ 1035.
2 Значения модуля упругости приведены для бетонов естественного твердения. Для бетонов, подвергнутых тепловой обработке, приведенные значения следует умножать на коэффициент 0,9.

ПРИЛОЖЕНИЕ Г
(справочное)

Таблица для практического расчета изгибаемых элементов симметричного сечения по деформационной модели (бетон классов по прочности при сжатии $C^{12}/_{15} \dots C^{50}/_{60}$)

Область деформирования	Коэффициент			
	$\xi = x/d$	$\omega = C_0(1-\eta)$	$\eta = z/d$	α_m
Область Ia	0,02	0,002	0,993	0,002
	0,03	0,004	0,990	0,004
	0,04	0,008	0,986	0,008
	0,05	0,012	0,983	0,012
	0,06	0,017	0,979	0,017
	0,07	0,023	0,976	0,022
	0,08	0,030	0,972	0,029
	0,09	0,037	0,969	0,036
	0,10	0,045	0,965	0,044
	0,11	0,054	0,961	0,052
	0,12	0,063	0,957	0,061
	0,13	0,073	0,953	0,070
	0,14	0,083	0,949	0,079
	0,15	0,093	0,945	0,088
	0,16	0,104	0,940	0,098
Верхний предел для области Ia	0,167	0,111	0,938	0,104
Область Ib	0,17	0,115	0,936	0,107
	0,18	0,125	0,931	0,117
	0,19	0,136	0,927	0,135
	0,20	0,147	0,923	0,139
	0,21	0,157	0,917	0,144
	0,22	0,168	0,912	0,153
	0,23	0,179	0,907	0,162
	0,24	0,189	0,902	0,171
	0,25	0,200	0,897	0,179
Верхний предел для области Ib	0,259	0,211	0,892	0,187

Продолжение приложения Г

Область деформирования	Коэффициент			
	$\xi = x / d$	$\omega = C_0 (1 - \eta)$	$\eta = z / d$	α_m
Область II	0,26	0,215	0,890	0,188
	0,27	0,219	0,888	0,194
	0,28	0,227	0,884	0,200
	0,29	0,235	0,879	0,206
	0,30	0,243	0,875	0,213
	0,31	0,251	0,871	0,219
	0,32	0,259	0,867	0,225
	0,33	0,267	0,863	0,230
	0,34	0,275	0,859	0,236
	0,35	0,283	0,854	0,242
	0,36	0,291	0,850	0,248
	0,37	0,300	0,846	0,252
	0,38	0,308	0,842	0,259
	0,39	0,316	0,838	0,264
	0,40	0,324	0,834	0,270
	0,41	0,332	0,829	0,275
	0,42	0,340	0,825	0,281
	0,43	0,348	0,821	0,286
	0,44	0,356	0,817	0,291
	0,45	0,364	0,813	0,296
Область III	0,46	0,372	0,809	0,301
	0,47	0,380	0,805	0,306
	0,48	0,388	0,800	0,311
	0,49	0,397	0,796	0,316
	0,50	0,405	0,792	0,321
	0,51	0,413	0,788	0,325
	0,52	0,421	0,784	0,330
	0,53	0,429	0,779	0,334
	0,54	0,437	0,775	0,339
	0,55	0,445	0,771	0,343
	0,56	0,453	0,766	0,348
	0,57	0,461	0,763	0,352
	0,58	0,469	0,759	0,356
	0,59	0,478	0,755	0,360
	0,60	0,486	0,750	0,364

Окончание приложения Г

Область деформирования	Коэффициент			
	$\xi = x / d$	$\omega = C_0(1 - \eta)$	$\eta = z / d$	α_m
Граничные значения для арматуры S500	0,61	0,494	0746	0,368
Область III	0,62	0,502	0,742	0,372
	0,625	0,505	0,740	0,374
	0,63	0,510	0,738	0,376
	0,64	0,518	0,734	0,380
	0,65	0,526	0,730	0,384
	0,66	0,540	0,722	0,390
	0,667	0,540	0,722	0,390
	0,67	0,542	0,721	0,391
	0,68	0,550	0,717	0,395
	0,69	0,558	0,713	0,398
	0,693	0,561	0,712	0,399
	0,70	0,567	0,709	0,402
	0,71	0,575	0,705	0,405
	0,72	0,583	0,701	0,408
	0,73	0,591	0,696	0,411
	0,74	0,599	0,692	0,415
0,75	0,607	0,688	0,418	
0,76	0,615	0,684	0,421	
Граничные значения для арматуры S240	0,769	0,622	0,680	0,423

ПРИЛОЖЕНИЕ Д
(справочное)

Сортамент арматуры

Диаметр, мм	Расчетные площади поперечного сечения, см ² , при числе стержней									Масса, кг/м	Класс стали		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		S240	S400	S500
3	0,071	0,141	0,212	0,283	0,353	0,424	0,495	0,565	0,636	0,055	-	-	-
4	0,126	0,251	0,377	0,502	0,628	0,754	0,879	1,005	1,130	0,099	-	-	+
5	0,196	0,390	0,590	0,790	0,980	1,180	1,380	1,570	1,770	0,154	-	-	+
6	0,283	0,570	0,850	1,130	1,420	1,700	1,980	2,260	2,550	0,222	+	-	+
7	0,385	0,770	1,150	1,540	1,920	2,310	2,690	3,080	3,460	0,302	+	-	-
8	0,503	1,010	1,510	2,010	2,520	3,020	3,520	4,020	4,530	0,395	+	-	+
9	0,635	1,270	1,910	2,540	3,180	3,820	4,450	5,090	5,720	0,499	+	-	-
10	0,785	1,570	2,360	3,140	3,930	4,710	5,500	6,280	7,070	0,617	+	+	+
12	1,131	2,260	3,390	4,520	5,650	6,780	7,910	9,040	10,17	0,888	+	+	+
14	1,539	3,080	4,610	6,150	7,690	9,230	10,77	12,00	13,87	1,208	+	+	+
16	2,011	4,020	6,030	8,040	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09	1,578	+	+	+
18	2,545	5,090	7,630	10,17	12,72	15,26	17,80	20,36	22,90	1,998	+	+	+
20	3,142	6,280	9,410	12,56	15,70	18,84	22,00	25,13	28,27	2,466	+	+	+
22	3,801	7,600	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	2,984	+	+	+
25	4,909	9,820	14,73	19,64	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,580	+	+	+
28	6,157	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	4,830	+	+	+
32	8,043	16,09	24,18	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38	6,310	+	+	+
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,89	61,07	71,25	81,43	91,61	7,990	+	+	+
40	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,1	9,865	+	+	+

Примечание – Знаком «+» отмечены прокатываемые диаметры. Диаметром 3–8 мм через 1 мм выпускается проволока. Арматура из стали класса S240 выпускается диаметром 6 мм и более.

ПРИЛОЖЕНИЕ Е
(справочное)

**Предельно допустимые прогибы
железобетонных конструкций**

Элементы конструкций	Предельно допустимые прогибы
Подкрановые балки при кранах: ручных электрических	$l/500$ $l/600$
Перекрытия с плоскими потолками и элементы покрытий при пролетах, м: $l < 6$ $6 \leq l < 7,5$ $l > 7,5$	$l/200$ 3 см $l/250$
Перекрытия с ребристыми потолками и элементы лестниц при пролетах, м: $l < 5$ $5 \leq l < 10$ $l > 10$	$l/200$ 2,5 см $l/400$
Элементы перекрытий сельскохозяйственных и производственных зданий при пролетах, м: $l < 6$ $6 \leq l < 7,5$ $l > 7,5$	$l/150$ 4 см $l/250$
Навесные стеновые панели (при расчете из плоскости) при пролетах, м: $l < 6$ $6 \leq l < 7,5$ $l > 7,5$	$l/200$ 3 см $l/250$
<i>Примечание</i> – l – пролет балок или плит. Для консолей принимают $l = 2l_1$, где l_1 – вылет консоли.	

ПРИЛОЖЕНИЕ Ж
(справочное)

Дополнительные материалы для расчета конструкций

Таблица Ж.1 – Величина коэффициента α_k для определения прогибов изгибаемых элементов

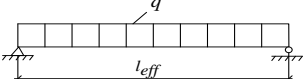
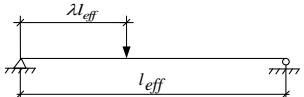
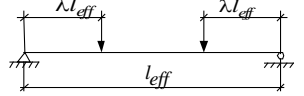
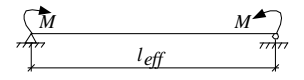
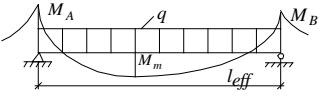
Схема загрузки	Коэффициент α_k
	5/48
	$\frac{3 - 4\lambda^2}{48(1 - \lambda)};$ при $\lambda = 0,5$ $\alpha_k = 1/12$
	$\frac{1}{8} - \frac{\lambda^2}{6}$
	1/8
	$\frac{5}{48} \left(1 - \frac{M_A + M_B}{10M_m} \right)$

Таблица Ж.2 – Характеристические значения снеговой нагрузки на грунт в зависимости от высоты местности над уровнем моря

Номер снегового района	Подрайон	Снеговая нагрузка s_k , кПа, для местности с высотой над уровнем моря А, м
1	1а	$s_k = 1,35^*$
	1б	$s_k = 1,35 + 2,20(A - 155)/100$
	1в	$s_k = 1,35 + 0,38(A - 140)/100$
2	2а	$s_k = 1,45 + 0,60(A - 125)/100$
	2б	$s_k = 1,45 + 0,60(A - 150)/100$
	2в	$s_k = 1,45 + 0,60(A - 210)/100, s_k \geq 1,00$
3	3	$s_k = 1,55^*$

*Характеристическое значение нагрузки s_k в данном районе (подрайоне) принимается постоянным.

Т а б л и ц а Ж.3 – Значения коэффициента φ

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

Т а б л и ц а Ж.4 – Коэффициент продольного изгиба арматуры

$\frac{l_0}{i}$	Коэффициент φ_1			$\frac{l_0}{i}$	Коэффициент φ_1		
	S240	S400	S500		S240	S400	S500
0	1,0	1,0	1,0	60	0,820	0,764	0,736
10	0,988	0,985	0,983	70	0,770	0,682	0,634
20	0,970	0,962	0,956	80	0,715	0,604	0,584
30	0,943	0,927	0,919	90	0,670	0,523	0,454
40	0,905	0,878	0,864	100	0,582	0,427	0,359
50	0,867	0,823	0,803	–	–	–	–

ПРИЛОЖЕНИЕ И
(справочное)

Схема расположения элементов здания. Разрез 1-1. Узлы

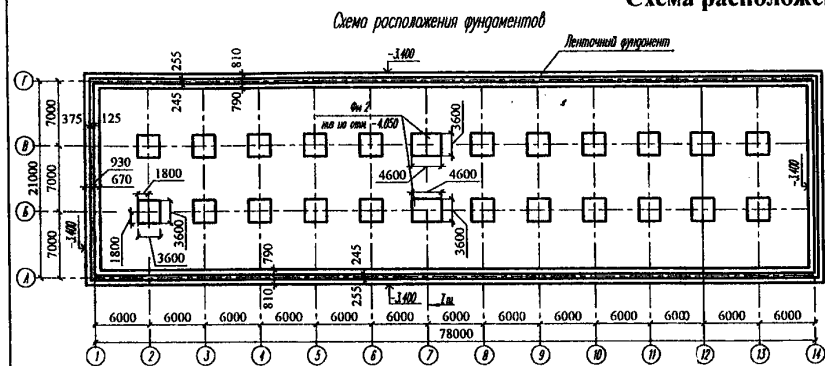
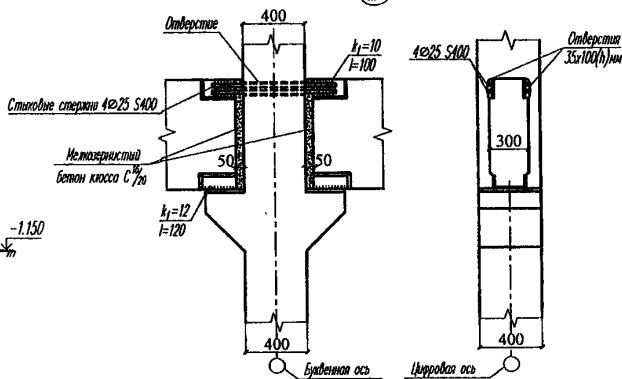
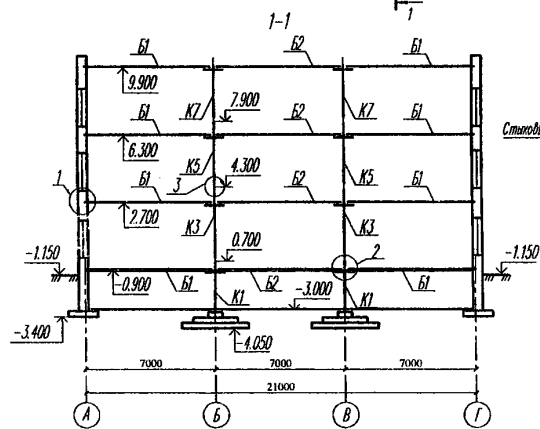
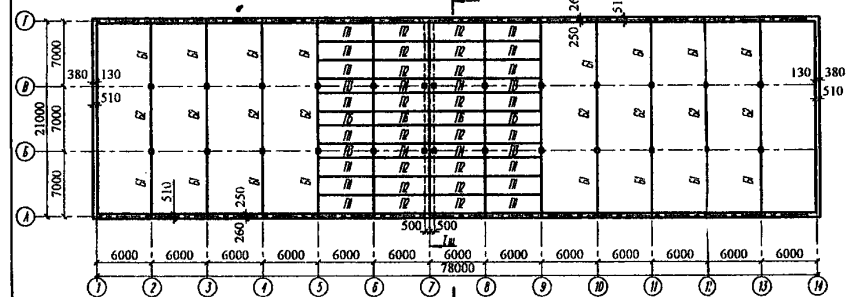
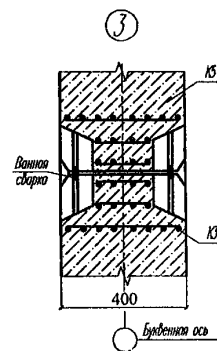
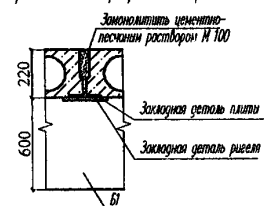


Схема расположения колонн, ригелей плит перекрытия на отк. 3.600



Узел опирания плит перекрытия на ригель



Спецификация к схемам расположения элементов

Марка	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед. кг	Прим.
Схема расположения фундаментов					
Фм1	Лист 2	Фундамент Фм 1	22		6,170м ³
Фм2		Фундамент Фм 2	2		
Схема расположения колонн, ригелей плит					
К1	Лист 2	Колонна К 1	22	1700	
К2		Колонна К 2	4	1440	
К3		Колонна К 3	22	1440	
К4		Колонна К 4	4	1440	
К5		Колонна К 5	22	1440	
К6		Колонна К 6	4	1440	
К7		Колонна К 7	22	1040	
К8		Колонна К 8	4	1040	
Р1	Лист 2	Ригель Р 1	96	3040	
Р2		Ригель Р 2	48	2925	
П1	Серия 1.141-1	ПКБД. 20-8	352	3600	
П2	—//—	ПКБД. 20-8а	64	3600	
П3	—//—	ПКБД. 15-8-1	88	2700	
П4	—//—	ПКБД. 15-8-1а	48	2700	
П5	—//—	ПКБД. 15-8	44	2700	
П6	—//—	ПКБД. 15-8а	8	2700	

1. Все не заморозиваемые фундаменты марки Фм1, низ на отметке -4.050.
2. Под фундаментами выполнить бетонную подготовку толщиной 100 мм из бетона класса С1/6.

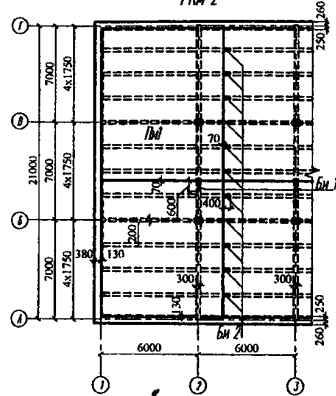
Основная надпись

ПРИЛОЖЕНИЕ Л

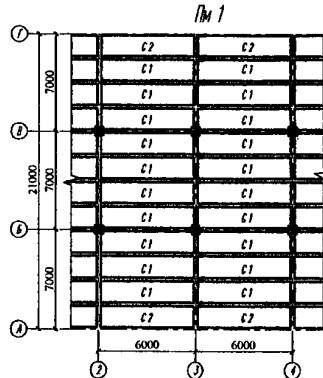
(справочное)

Конструкция монолитного перекрытия

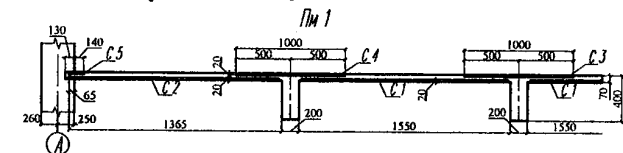
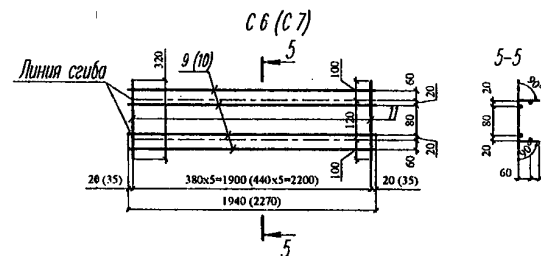
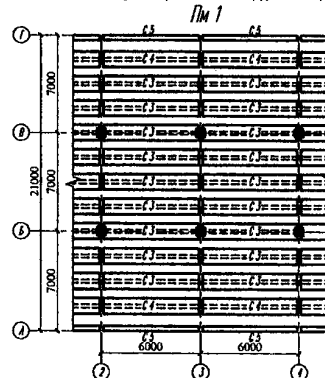
Перекрытие на отм.3.600 (фрагмент)
РКМ 2



Раскладка нижних сеток (фрагмент)
Пл 1



Раскладка верхних сеток (фрагмент)
Пл 1

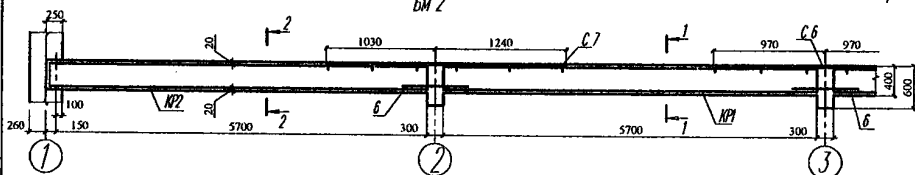


Расчетная схема плиты Пм 1

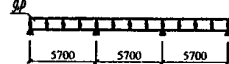


Расчетные нагрузки:
постоянные $q_p = 104 \text{ кН/м}$
переменные $p = 10.5 \text{ кН/м}$

БМ 2

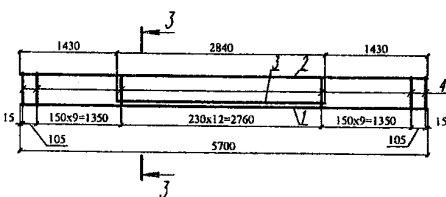


Расчетная схема балки Бм 2

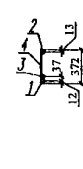


Расчетные нагрузки:
постоянные $q_p = 7.34 \text{ кН/м}$
переменные $p = 18.38 \text{ кН/м}$

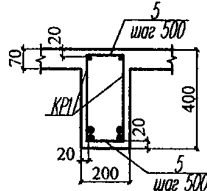
КР 1



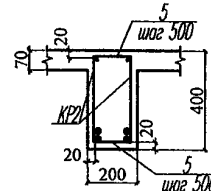
3-3



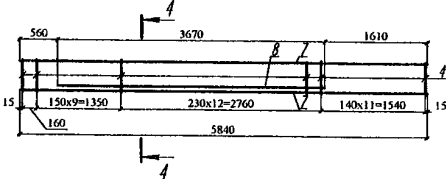
1-1



2-2



КР 2



4-4



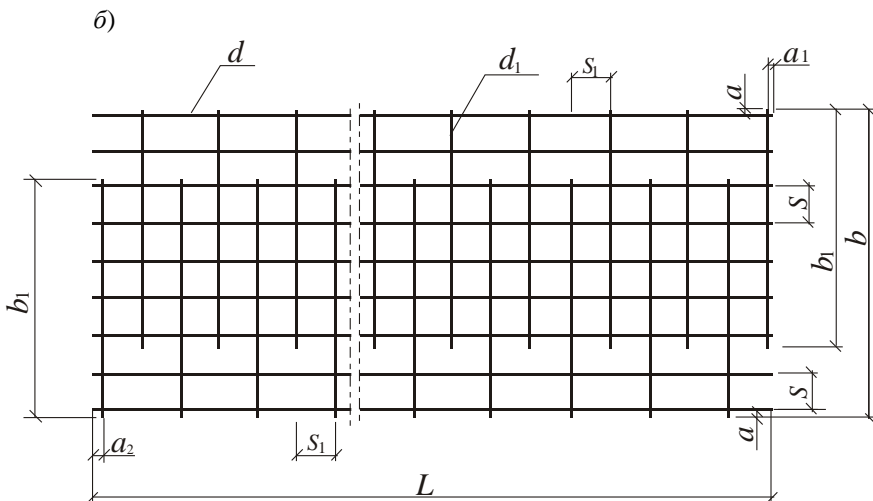
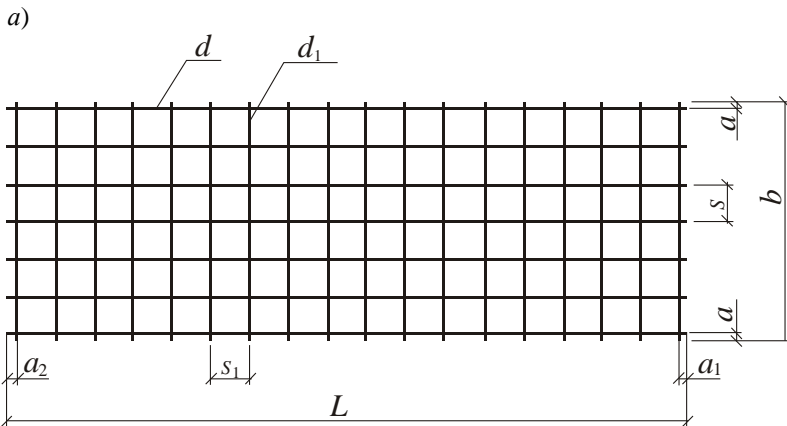
Спецификация монолитного перекрытия (в осях 1-3)

Марка Поз	Обозначение	Наименование	Кол	Масса ед кг	Прим
		Плита Пм 1			
		Сборочные единицы			
		КР 1			
С1	ГОСТ 23279-85	Сетка 4с 155x5/70	20		
С2	"	Сетка 4с 155x5/70	4		
С3	"	Сетка 4с 110x5/70	18		
С4	"	Сетка 4с 100x5/70	4		
С5	"	Сетка 4с 27x5/70	4		
		Материалы			
		Бетон класса С 16/20		17,5м ³	
		Балка Бм 2	11		
		Сборочные единицы			
		Каркас КР 1	22		
		Каркас КР 2	22		
		Сетка С 6	11		
		Сетка С 7	11		
		Детали			
1	ГОСТ 5781-82	∅12 S400, L=5700	22	5,06	
2	"	∅14 S400, L=5700	22	6,89	
3	"	∅12 S400, L=2760	22	2,45	
4	"	∅ 6 S240, L=372	1474	0,083	
5	"	∅ 6 S240, L=172	528	0,038	
6	"	∅ 14 S400, L=800	44	0,97	
7	"	∅14 S400, L=5840	44	7,05	
8	"	∅14 S400, L=3670	22	4,43	
9	"	∅12 S400, L=1940	44	1,72	
10	"	∅14 S400, L=2270	44	2,74	
11	"	∅ 6 S240, L=320	132	0,071	
		Материалы			
		Бетон класса С 16/20		8,7м ³	

Основная надпись

ПРИЛОЖЕНИЕ М
(справочное)

Сетки арматурные сварные
для железобетонных конструкций и изделий (ГОСТ 23279–85)



Виды сеток: a – тяжелые сетки типа 1–3 и легкие сетки типа 4;
 $б$ – легкие сетки типа 5

Таблица М.1 – Параметры сеток

В миллиметрах

Вид сетки	Тип сетки	Ширина сетки b	Длина сетки l	Диаметры стержней \emptyset/\emptyset_1	Шаг стержней (в осях)		Размеры выпусков стержней	
					продольных s	поперечных s_1	поперечных a	продольных a_1 и a_2
Тяжелые	1	От 650 до 3050	От 850 до 9000	$\frac{12-40}{6-16}$	200	600	25	Кратно 25
	2		От 850 до 5950	$\frac{12-25}{6-16}$	200	200	Кратно 25	
	3	От 850 до 3050	От 850 до 6250	$\frac{6-16}{12-25}$	200 400	200		
Легкие	4	От 650 до 3800	От 850 до 9000 или до длины рулона	$\frac{3-10}{3-10}$	100(150) 200 300 400 500	100(75) 150(125) 200(175) 250 300 400	25	
	5		От 3950 до 9000 или до длины рулона	$\frac{3-5}{5-10}$				

Сетки обозначают марками следующей структуры:

$$xC \frac{\emptyset}{\emptyset_1} b \times l,$$

где x – обозначение типа сетки; C – буквенное обозначение сетки (с добавлением для рулонных сеток индекса «р» – Cp); \emptyset, \emptyset_1 – диаметр соответственно продольных и поперечных стержней с указанием класса арматурной стали; b – ширина сетки в сантиметрах; l – длина сетки в сантиметрах.

Примеры условных обозначений:

– тяжелой сетки типа 1 с продольными стержнями из арматурной стали класса S400 диаметром 25 мм, с шагом 200 мм и с поперечными стержнями из арматурной стали класса S400 диаметром 10 мм, с шагом 600 мм, шириной 2050 мм и длиной 6650 мм, с выпусками продольных и поперечных стержней 25 мм:

$$1C \frac{25S400}{10S400} 205 \times 665 ;$$

– плоской легкой сетки типа 4 с продольными стержнями из арматурной стали класса S400 диаметром 10 мм и поперечными стержнями из арматурной проволоки класса S500 диаметром 5 мм, с шагом продольных и поперечных стержней 100 мм, шириной 2550 мм и длиной 6050 мм, с выпусками продольных и поперечных стержней 25 мм:

$$4C \frac{10S400 - 100}{5S500 - 100} 225 \times 605 ;$$

– рулонной сетки типа 5 с продольными и поперечными стержнями из арматурной проволоки класса S500 диаметром 5 мм, с основным шагом продольных стержней 200 мм и доборным – 100 мм, с шагом поперечных стержней 150 мм, шириной 2340 мм и длиной 120000 мм, с выпусками продольных стержней 125 мм и 175 мм, с выпусками поперечных стержней 20 мм:

$$5Cp \frac{5S500 - 200(100)}{5S500 - 150} 234 \times 12000 \frac{125 + 175}{20} .$$

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1 **СНБ 5.03.01-02.** Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. – Взамен СНиП 2.03.01-84* ; введ. 01.07.2003. – Минск : Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2003. – 139 с.

2 **СН 2.01.04–2019.** Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Снеговые нагрузки. – Введ. 16.12.2019. – Минск : Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2020. – 50 с.

3 **Железобетонные конструкции.** Основы теории, расчета и конструирования : учеб. пособие для студентов строительных специальностей ; под ред. Т. М. Пецольды и В. В. Тура. – Брест : БГТУ, 2003. – 380 с.

4 **СНиП II–23–81*.** Стальные конструкции. – Введ. 1982-01-01. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.

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

6 Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций. – М. : Стройиздат, 1975. – 192 с.

7 **ГОСТ 23279–2012.** Сетки арматурные сварные для железобетонных конструкций и изделий. Общие технические условия. – Взамен ГОСТ 23279-85 ; введ. 01.07.2013. – М. : Стандартиформ, 2013. – 12 с.

8 **ГОСТ 21.501–2018.** Система проектной документации для строительства. Правила выполнения рабочей документации архитектурных и конструктивных решений. – Взамен ГОСТ 21.501–2011 ; введ. 01.06.2019. – М. : Стандартиформ, 2019. – 47 с.

9 **ТКП 45-5.01-67-2007 (02250).** Фундаменты плитные. Правила проектирования. – Введ. 01.09.2007. – Минск : Минстройархитектуры РБ, 2008. – 136 с.

Учебное издание

ТАЛЕЦКИЙ Валентин Васильевич

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ
МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ**

Учебно-методическое пособие

Редактор *Н. В. Кулеш*

Технический редактор *В. Н. Кучерова*

Корректор *А. А. Павлюченкова*

Компьютерный набор и верстка *Т. И. Шляхтовой*

Подписано в печать 25.09.2020 г. Формат 60×84¹/₁₆.
Бумага офсетная. Гарнитура Times. Печать на ризографе.
Усл. печ. л. 6,51 + 2 вкл. Уч.-изд. л. 6,41. Тираж 200 экз.
Зак. № 2712. Изд. № 33

Издатель и полиграфическое исполнение:

Белорусский государственный университет транспорта.
Свидетельство о государственной регистрации издателя,
изготовителя, распространителя печатных изданий

№ 1/361 от 13.06.2014.

№ 2/104 от 01.04.2014.

№ 3/1583 от 14.11.2017.

Ул. Кирова, 34, 246653, г. Гомель

**МИНИСТЕРСТВО ТРАНСПОРТА И КОММУНИКАЦИЙ
РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ**
УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ
«БЕЛОРУССКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ ТРАНСПОРТА»

Кафедра строительных технологий и конструкций

В. В. ТАЛЕЦКИЙ

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ
МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ**

Учебно-методическое пособие

Гомель 2020

118