

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
Учреждение образования
«БРЕСТСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»
Кафедра строительных конструкций

**РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ МОНОЛИТНОГО
ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО РЕБРИСТОГО ПЕРЕКРЫТИЯ
С БАЛОЧНЫМИ ПЛИТАМИ**

*Методические указания к выполнению
1-го курсового проекта по курсу:
"Железобетонные конструкции"
специальности 70 02 01
дневной и заочной форм обучения*

Издание 2-е, дополненное

Брест 2013

УДК 624.012 (07)

Методические указания содержат примеры расчета и конструирования монолитных железобетонных конструкций, подлежащих расчету в I курсовом проекте. При подготовке примеров приведены рекомендации по компоновке элементов монолитного перекрытия и даны необходимые ссылки на учебную или нормативную литературу, примеры расчета выполнены в соответствии с требованиями норм проектирования железобетонных конструкций ТКП EN 1992-1-1:2009 и СНБ 5.03.01. Издание 2-е, дополненное.

Указания предназначены для студентов специальности **70 02 01 (ПГС)** всех форм обучения, а также могут быть использованы при курсовом проектировании студентами других специальностей строительного факультета.

Ил.13, список литературы: источников 9, приложения.

Составители: Н.Н. Шалобыта, к.т.н., зав. кафедрой
В.Н. Малиновский, к.т.н., профессор

Оглавление

ПРЕДИСЛОВИЕ	4
1. Состав проекта	5
1.1. Расчетная часть проекта.....	5
1.2. Графическая часть проекта.....	6
2. Монолитные ребристые железобетонные перекрытия	8
2.1. Основные указания по проектированию и конструированию монолитных перекрытий.....	8
2.2. Сравнение вариантов балочной клетки и выбор экономичного перекрытия.....	13
2.2.1. Компоновка перекрытия.....	13
3. Расчет монолитного железобетонного перекрытия	15
3.1. Исходные данные.....	15
3.2. Определение приведенной толщины перекрытия по вариантам.....	15
3.3. Определение предварительных размеров поперечных сечений элементов для выбранного оптимального варианта перекрытия.....	19
4. Расчет и конструирование монолитной железобетонной балочной плиты	21
4.1. Исходные данные.....	21
4.2. Определение расчетных пролетов.....	21
4.3. Подсчет нагрузок на плиту.....	22
4.4. Определение внутренних усилий в плите.....	23
4.5. Расчет прочности нормальных и наклонных сечений.....	24
4.6. Конструирование плиты.....	26
5. Расчет второстепенной балки	33
5.1. Исходные данные.....	33
5.2. Определение расчетных пролетов.....	33
5.3. Подсчет нагрузок на второстепенную балку.....	33
5.4. Построение эпюр изгибающих моментов и поперечных сил.....	34
5.5. Расчет прочности нормальных сечений и подбор арматуры в расчетных сечениях балки.....	36
5.6. Расчет прочности наклонных сечений по поперечной силе.....	40
5.7. Построение эпюры материалов и определение мест обрыва арматуры второстепенной балки.....	44
5.8. Определение длины анкеровки и нахлеста обрываемых стержней.....	48
ЛИТЕРАТУРА	56
ПРИЛОЖЕНИЯ	57

ПРЕДИСЛОВИЕ

Настоящее издание методических указаний переработано в соответствии с требованиями Европейских норм по проектированию железобетонных конструкций ТКП EN 1992-1-1-2009 (02250) «Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий» и действующими нормами Республики Беларусь СНБ 5.03.01-02 «Бетонные и железобетонные конструкции» и дополнено по сравнению с предыдущими изданиями, однако основная методическая установка указаний сохранена.

Данные методические указания являются одним из составных элементов учебно-методического обеспечения первого курсового проекта по курсу «Железобетонные конструкции».

Указания содержат рекомендации по составу первого курсового проекта, компоновке монолитного ребристого перекрытия с балочной плитой и выбору экономически выгодного варианта, примеры расчета и конструирования элементов данного перекрытия (плиты и второстепенной балки).

В приложениях к указаниям приводятся ссылочные материалы и нужные сведения для выполнения курсового проекта.

Указания предназначены для студентов специальности 70 02 01 (ПГС) всех форм обучения, а также могут быть полезны при курсовом и дипломном проектировании студентам других специальностей строительного факультета.

1 СОСТАВ ПРОЕКТА

Исходные данные для проектирования принимаются студентами дневного отделения по заданию, выдаваемому преподавателем или по своему шифру в соответствии с табл. 1-1 + 1-3 приложения 1 студентами заочного отделения.[‡]

В состав первого курсового проекта входит разработка конструктивных решений монолитного и сборного перекрытий балочного типа многоэтажного промышленного здания и их конструктивных элементов, а также двухъярусной колонны нижних этажей здания.

В проекте требуется выполнить рабочий проект элементов несущих конструкций здания в составе:

- а) плиты и второстепенной балки монолитного ребристого перекрытия (выполняется студентами дневной и заочной форм обучения);
- б) сборного многопролетного неразрезного ригеля и узлов его сопряжения с колонной (выполняется студентами дневной формы обучения);
- в) двухъярусной колонны нижних этажей и стыка колонн в уровне третьего этажа (выполняется студентами дневной формы обучения).

1.1 Расчетная часть проекта

А. Монолитные железобетонные конструкции.

Требуется выполнить:

1. Расчет и конструирование балочной плиты монолитного перекрытия:
 - а) компоновка монолитного перекрытия и выбор наиболее экономичного варианта;
 - б) определение величин изгибающих моментов в расчетных сечениях;
 - в) расчет рабочей арматуры в расчетных сечениях;
 - г) подбор и раскладка арматурных сеток в плите.
2. Расчет и конструирование второстепенной балки монолитного перекрытия:
 - а) статический расчет балки с учетом перераспределения усилий и построение огибающих эпюр изгибающих моментов и поперечных сил;
 - б) расчет продольной и поперечной рабочих арматур, построение эпюры материалов по изгибающим моментам;
 - в) конструирование второстепенной балки по двум вариантам: отдельными продольными стержнями и хомутами (выполняется студентами дневной и заочной форм обучения) и сварными каркасами и сетками (выполняется студентами заочной формы обучения).

[‡] Для студентов заочного отделения в случае выданного руководителем проекта задания на проектирование, исходные данные принимаются строго по выданному заданию.

Б. Сборные железобетонные конструкции.

Требуется выполнить:

1. Расчет и конструирование сборного многопролетного ригеля:
 - а) определение нагрузок и расчетных пролетов;
 - б) статический расчет ригеля и определение изгибающих моментов и поперечных сил в стадии предельного равновесия;
 - в) расчет продольной и поперечной рабочих арматур, построение эпюры материалов по изгибающим моментам;
 - г) определение мест обрыва и анкеровки обрываемой продольной арматуры, конструирование ригеля.
2. Конструирование стыка ригеля с колонной.
3. Расчет и конструирование колонны 1-2 этажей.
 - а) определение усилий в колонне;
 - б) определение размеров поперечного сечения колонны;
 - в) расчет и конструирование продольной и поперечной арматуры;
 - г) расчет и конструирование консоли колонны.
4. Расчет и конструирование стыка колонн.

При конструировании стыка колонн и стыка ригеля с колонной необходимо разработать рабочие чертежи данных сопряжений.

1.2 Графическая часть проекта *

На элементы несущих конструкций здания разрабатываются рабочие чертежи в объеме 4-х листов формата А2 (594x420 мм).

На первом листе должны быть размещены:

1. Маркировочная схема расположения элементов монолитного ребристого перекрытия, совмещенная со схемой раскладки арматурных сеток плиты.
2. Виды, разрезы, сечения и участки смежных конструкций.
3. Спецификация арматуры, ведомость расхода стали, ведомость деталей, ведомость потребности в материалах.

На втором листе должны быть размещены**:

1. Монтажная схема (план) междуэтажного сборного перекрытия с указанием всех конструктивных элементов и их маркировкой.

* Студентами заочной формы обучения выполняется графическая часть в объеме 2-х листов формата А2 с разработкой рабочих чертежей монолитного ребристого перекрытия в 2-х вариантах армирования второстепенной балки.

** По согласованию с руководителем проекта материал данного листа может быть представлен в пояснительной записке.

2. Схема расположения элементов сборных конструкций (поперечный разрез).
3. Конструктивные узлы сопряжения ригеля с колонной, панелей с колонной и стыка колонн между собой.

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

При выполнении графической части проекта использовать **«Методическое пособие»** [9] и пользоваться альбомами рабочих чертежей конструкций, имеющихся в методическом кабинете кафедры.

2 МОНОЛИТНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ РЕБРИСТЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ

2.1 Основные указания по проектированию и конструированию монолитных перекрытий

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

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

Монолитные ребристые перекрытия представляют собой систему перекрестных балок – главных и второстепенных, монолитно соединенных между собой и объединяющей их поверху плитой. В зависимости от соотношения размеров ячейки (части перекрытия, заключенного между балками) плиты подразделяются на балочные и опертые по контуру. К балочным относятся плиты, у которых отношение длинной стороны ячейки в свету к короткой

$\frac{l_1}{l_{sh}} \geq 3$, а к опертым по контуру плиты с $\frac{l_1}{l_{sh}} < 3$. Допускается рассчитывать как балочные плиты с соотношением сторон $\frac{l_1}{l_{sh}} \geq 2$.

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

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

В курсовом проекте рассматривается здание с неполным каркасом (с внутренним железобетонным каркасом и несущими наружными стенами), проектируемое по связевой системе, т.е. ветровые и любые другие горизонтальные нагрузки воспринимают междуэтажные перекрытия (недеформируемые в своей плоскости) и передают их на жесткие поперечные вертикальные связи: лестничные клетки, лифтовые шахты, поперечные стены толщиной не менее 120 мм и т.д. Вертикальные нагрузки воспринимают элементы каркаса.

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

Проектируется монолитное ребристое перекрытие в следующей последовательности:

1. Рассматриваются возможные компоновочные схемы и выбирается основной вариант перекрытия из условия экономичности.
2. Предварительно назначаются размеры элементов перекрытия.
3. Определяются нагрузки на отдельные элементы.
4. Производится статический расчет конструкций (определяются величины изгибающих моментов, продольных и поперечных сил).
5. Производится расчет прочности нормальных и наклонных сечений элементов (определяются окончательно размеры сечения элементов, назначаются расчетные сопротивления бетона и арматуры, определяется площадь сечения арматуры).
6. Выполняется конструирование элементов (размещается арматура в сечении элементов, определяется длина арматурных стержней и размеры арматурных сеток, места расположения обрывов и отгибов стержней и т.п.).

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

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

Высоту поперечного сечения главной балки ориентировочно из условия жесткости следует принимать равной $\left(\frac{1}{8} + \frac{1}{12}\right) \cdot l_{mb}$ (см. рис.1), а высоту поперечного сечения второстепенной балки $\left(\frac{1}{12} + \frac{1}{20}\right) \cdot l_{sb}$. Высота сечения балок включает в себя толщину плиты.

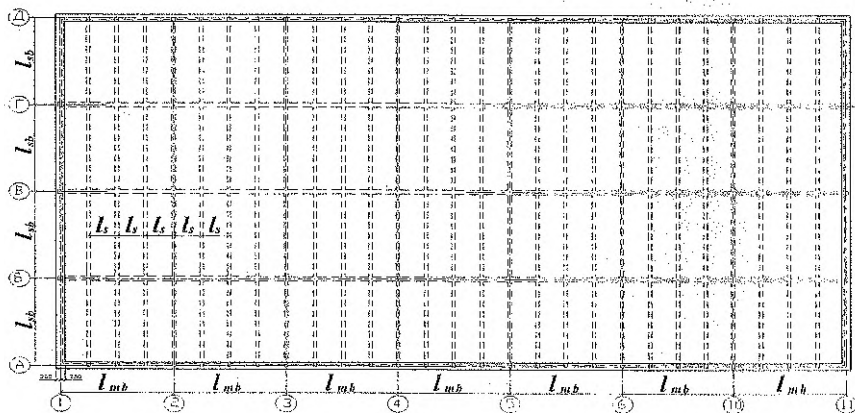


Рисунок 1 — К назначению размеров пролетов и поперечных сечений элементов монолитного перекрытия

Ширина поперечного сечения балок как главных, так и второстепенных принимается равной $0,3 \dots 0,5$ их высоты. При назначении пролетов балок и плит, а также их размеров поперечного сечения, следует исходить из модульной системы, принятой для данного типа конструкций.

Толщина монолитной плиты должна быть оптимальной, при которой расход бетона и арматуры будет наименьшим. Предварительную толщину плит в зависимости от ее пролета и нагрузки можно принимать по таблице 1, а из условий жесткости по таблице 2. Кроме того, по конструктивным соображениям, необходимо назначать толщину плиты не менее 70 мм. Следует иметь в виду, что с увеличением степени агрессивности среды, величина защитного

10

слоя бетона увеличивается, поэтому при использовании таблицы 1 большую толщину плиты следует принимать для конструкций, эксплуатирующихся в более агрессивных средах. Окончательная толщина монолитных плит принимается кратно 10 мм при толщине до 100 мм включительно и далее кратно 20 мм.

Таблица 1

Ориентировочные значения минимальной толщины балочных плит междуэтажных перекрытий производственных зданий в зависимости от полезной нагрузки и пролета, в см

$Q_n, \text{кН/м}^2$	$l_s, \text{м}$					
	Пролет плиты					
	1,5	1,8	2,0	2,4	2,6	2,8
2,5				7 ÷ 9		8 ÷ 10
4,0			7 ÷ 9			
5,0		7 ÷ 9			8 ÷ 10	
7,0	7 ÷ 9					
9,0				8 ÷ 10		
10,0						
12,0			8 ÷ 10			
14,0	8 ÷ 10					10 ÷ 12

Таблица 2

Рекомендуемые значения минимальной толщины плит из условия жесткости

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

Толщину защитного слоя бетона для рабочей арматуры плит и балок в зависимости от класса по условиям эксплуатации и классов конструкций, следует назначать согласно п. 4.4.1.2 [1] по формуле (1) и используя рекомендации таблиц 3 и 4.

$$c_{\min} = \max\{c_{\min,b}; c_{\min,dur}; 10\}, \text{ мм} \quad (1)$$

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

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

Таблица 3

Минимальная толщина слоя $c_{\min,b}$ из условия обеспечения сцепления бетона с арматурой

Условия сцепления	
Размещение стержней	Минимальная толщина слоя $c_{\min,b}$ ¹⁾
Отдельный стержень	Диаметр стержня
Соединенные вместе стержни	Эквивалентный диаметр $\varnothing_{\text{э}}$ (см. 8.9.1{1})
¹⁾ Если номинальный максимальный диаметр крупного заполнителя более 32 мм, $c_{\min,b}$ необходимо увеличить на 5 мм.	

Таблица 4

Минимальный защитный слой $c_{\min,dur}$ из условий обеспечения долговечности арматурной стали по EN 10080 (мм)

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

2.2 Сравнение вариантов балочной клетки и выбор экономичного перекрытия

2.2.1 Компоновка перекрытия

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

При компоновке перекрытия необходимо составить 3 - 4 варианта схем балочной клетки. В рассматриваемых схемах балочной клетки варьируются направление главных балок и пролеты главных, второстепенных балок и плит. Из числа рассмотренных схем выбирается для дальнейшей разработки наиболее экономичный вариант, т.е. тот вариант, на выполнение которого потребуются наименьший объем железобетона.

О требуемом объеме железобетона можно судить по *приведенной толщине железобетона*, понимая под ней толщину равномерно распределенного по всей площади перекрытия слоя материала, необходимого для изготовления плиты, ребер второстепенных и главных балок и колонн.

После составления нескольких схем балочной клетки и выбора основной схемы, разрабатывается план перекрытия, в котором указанные в задании размеры следует рассматривать как размеры между осями. Крайние разбивочные оси в промышленных зданиях располагаются по внутренним граням стен (нулевая привязка), либо со смещением внутрь стены на расстояние кратное 100 мм, либо посередине толщины стены (см. рис. 1).

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

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

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

При компоновке схем перекрытия и определении их размеров желательно придерживаться следующих обозначений:

l_s , l_{sb} , l_{mb} – пролеты соответственно плиты, второстепенной и главной балок, в метрах (см. рисунок 1);

n_s , n_{sb} , n_{mb} – количество пролетов соответственно плиты, второстепенной и главной балок;

g_s , g_{sb} , g_{mb} – постоянные расчетные распределенные нагрузки соответственно на плиту, второстепенную и главную балки;

q_s , q_{sb} , q_{mb} – переменные (полезные) расчетные распределенные нагрузки соответственно на плиту, второстепенную и главную балки;

g_k – нормативное значение постоянной нагрузки на перекрытие без учета нагрузки от его собственного веса, кПа;

q_k – нормативное значение переменной (полезной) нагрузки на перекрытие, кПа;

h_s , h_{sb} , h_{mb} – высота соответственно плиты, второстепенных и главных балок;

H_{fj} – высота этажа;

n_{fj} – количество этажей, имеющих колонны.

3 РАСЧЕТ МОНОЛИТНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ПЕРЕКРЫТИЯ

3.1 Исходные данные

Требуется определить наиболее экономичный (рациональный) вариант перекрытия здания, имеющего размеры в плане $19,2 \times 49,0$ м и сетку колонн в осях $6,4 \times 7,0$ м. Число этажей $n_{fj} = 5$, высота этажа $H_{fj} = 4,8$ м. Нормативная переменная нагрузка на междуэтажное перекрытие $q_k = 9,5$ кН/м². Постоянную нормативную нагрузку на перекрытие при рассмотрении вариантов компоновки перекрытия исключаем, т.е. принимаем $g_k = 0$, так как ее величина и характер действия во всех вариантах одинаково, $\gamma_F = 1,5$ – частный коэффициент безопасности по нагрузке.

По степени ответственности здание относится к классу I (коэффициент надежности по назначению конструкции – $\gamma_n = 1,0$), по условиям эксплуатации – ХС2, класс конструкций в здании – S4. Бетон класса $C^{16}/20$.

Пролет плиты (шаг второстепенных балок) назначается в соответствии с правилами п.2.1 с использованием данных таблицы 1.

Варианты компоновки перекрытия приведены на рисунках 1а, 2 б, 2 в.

3.2 Определение приведенной толщины перекрытия по вариантам

Приведенную толщину перекрытия определяем используя рекомендации и формулы 7.1 – 7.8 [6*]:

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

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

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

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

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

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

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

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

$$n_{c,ред} = \frac{n_{fl} \cdot H_{fl} \cdot (g_{mb} + q_{mb}) \cdot (n_{mb} - 1) \cdot (n_{sb} - 1)}{11,5 \cdot l_s \cdot l_{sb} \cdot n_{mb} \cdot n_{sb}} \quad (3.5)$$

n_s — количество пролетов монолитной плиты;

n_{sb} — количество пролетов второстепенной балки;

n_{mb} — количество пролетов главной балки.

В формулах 3.1 – 3.5: $(g_s + q_s)$ - полная расчетная нагрузка на плиту:

$$(g_s + q_s) = \gamma_n \cdot (1,1 \cdot (g_k + l_s) + \gamma_F \cdot q_k); \quad (3.6)$$

$(g_{sb} + q_{sb})$ — полная расчетная нагрузка на второстепенную балку:

$$(g_{sb} + q_{sb}) = (g_s + q_s) \cdot l_s + 0,04 \cdot \gamma_n \cdot l_{sb}^2; \quad (3.7)$$

$(g_{mb} + q_{mb})$ — полная расчетная нагрузка на главную балку:

$$(g_{mb} + q_{mb}) = (g_{sb} + q_{sb}) \cdot l_{sb} + 0,07 \cdot \gamma_n \cdot l_s \cdot l_{mb}^2; \quad (3.8)$$

В результате компоновки вариантов перекрытия и данных п. 3.1 принимаем:

Вариант 1:

$$l_s = 1,6 \text{ м}$$

$$l_{sb} = 7,0 \text{ м}$$

$$l_{mb} = 6,4 \text{ м}$$

$$n_s = 12$$

$$n_{sb} = 7$$

$$n_{mb} = 3$$

$$\gamma_n = 1,0$$

$$H_{fl} = 4,8 \text{ м}$$

$$n_{fl} = 5$$

$$\gamma_F = 1,5$$

$$g_k = 0$$

$$q_k = 9,5 \text{ кН/м}^2.$$

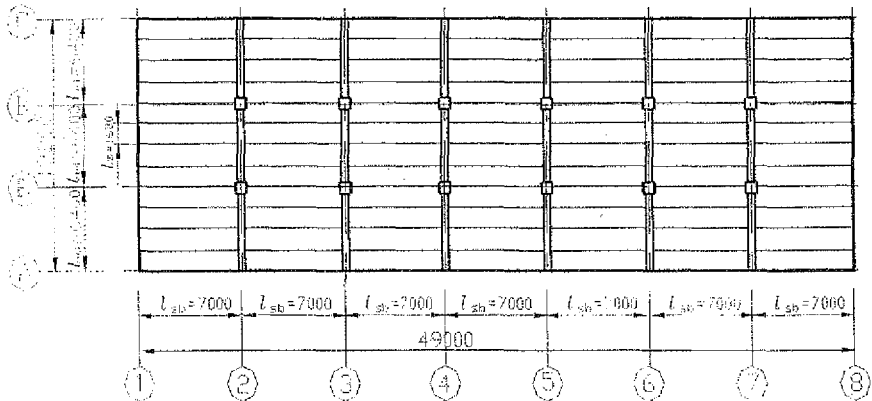


Рисунок 2 а — 1-ый вариант компоновки перекрытия

$$(g_s + q_s) = 1.0 \cdot (1.1 \cdot (0 + 2.33) + 1.5 \cdot 9.5) = 16.813 \text{ кН/м}^2;$$

$$(g_{sb} + q_{sb}) = 16.813 \cdot 2.33 + 0.04 \cdot 1.0 \cdot 6.4^2 = 40.73 \text{ кН/м};$$

$$(g_{mb} + q_{mb}) = 40.73 \cdot 6.4 + 0.07 \cdot 1.0 \cdot 2.33 \cdot 7^2 = 268.27 \text{ кН};$$

$$h_{s,red} = 8.2 \cdot 2.33 \cdot \sqrt{16.813} = 78.34 \text{ мм};$$

$$h_{sb,red} = 0.54 \cdot \frac{6.4}{2.33} \cdot \sqrt[3]{40.73^2 \cdot 6.4} \cdot \frac{21-1}{21} = 31.05 \text{ мм};$$

$$h_{mb,red} = \frac{1.25}{6.4} \cdot \sqrt[3]{268.27^2 \cdot 7^2} \cdot \frac{3-1}{3} = 19.82 \text{ мм};$$

$$h_{c,red} = \frac{5 \cdot 4.8 \cdot 268.27}{11.5 \cdot 2.33 \cdot 6.4} \cdot \frac{(7-1) \cdot (3-1)}{7 \cdot 3} = 21.45 \text{ мм};$$

$$h_{red} = 78.34 + 31.05 + 19.82 + 21.45 = 150.66 \text{ мм}.$$

Вариант 3:

$$l_s = 2,133 \text{ м}$$

$$l_{sb} = 7,0 \text{ м}$$

$$l_{mb} = 6,4 \text{ м}$$

$$n_s = 9$$

$$n_{sb} = 7$$

$$n_{mb} = 3$$

$$\gamma_n = 1.0$$

$$H_{fl} = 4,8 \text{ м}$$

$$n_{fl} = 5$$

$$\gamma_F = 1,5$$

$$g_k = 0$$

$$q_k = 9,5 \text{ кН/м}^2$$

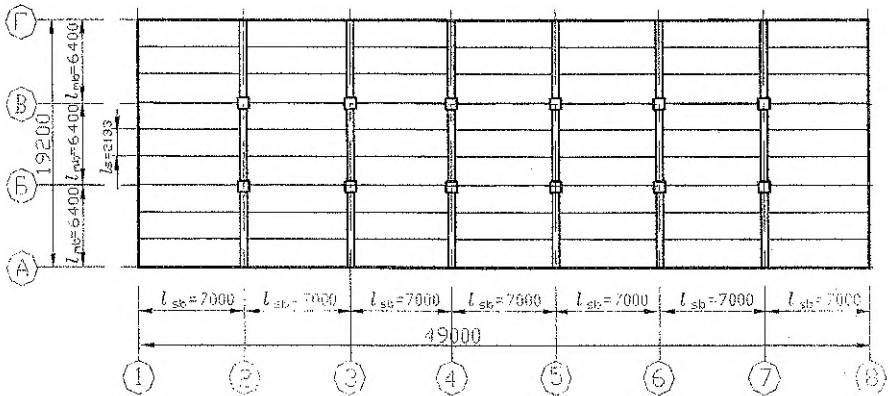


Рисунок 2 в — 3-ий вариант компоновки перекрытия

$$(g_s + q_s) = 1.0 \cdot (1.1 \cdot (0 + 2.133) + 1.5 \cdot 9.5) = 16.59 \text{ кН/м}^2;$$

$$(g_{sb} + q_{sb}) = 16.59 \cdot 2.133 + 0.04 \cdot 1.0 \cdot 7^2 = 37.26 \text{ кН/м};$$

$$(g_{mb} + q_{mb}) = 37.26 \cdot 7 + 0.07 \cdot 1.0 \cdot 2.133 \cdot 6.4^2 = 266.64 \text{ кН};$$

$$h_{s,red} = 8.2 \cdot 2.133 \cdot \sqrt{16.59} = 71.25 \text{ мм};$$

$$h_{sb,red} = 0.54 \cdot \frac{7}{2.133} \cdot \sqrt[3]{37.26^2 \cdot 7} \cdot \frac{9-1}{9} = 33.62 \text{ мм};$$

$$h_{mb,red} = \frac{1.25}{7} \cdot \sqrt[3]{266.64^2 \cdot 6.4^2} \cdot \frac{7-1}{7} = 21.86 \text{ мм};$$

$$h_{c,red} = \frac{5 \cdot 4.8 \cdot 266.64}{11.5 \cdot 2.133 \cdot 7} \cdot \frac{(7-1) \cdot (3-1)}{7 \cdot 3} = 21.3 \text{ мм};$$

$$h_{red} = 71.25 + 33.62 + 21.86 + 21.3 = 148.03 \text{ мм}.$$

К дальнейшим расчетам принимаем первый вариант, как более экономичный по расходу бетона.

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

Толщина плиты h_s принимается*:

- согласно таблицы 11.3 [1] для монолитных перекрытий производственных зданий h_s должно назначаться не менее 70 мм;
- из условий прочности по приближенной формуле 7.9 [5], при полной расчетной нагрузке $(g_s + q_s) = 16.01 \text{ кН/м}^2$ и $l_s = 1.6 \text{ м}$

$$h_s = 26 \cdot l_s \cdot \sqrt{(g_s + q_s) / \alpha_{cc} \cdot f_{cd}} = 26 \cdot 1.6 \cdot \sqrt{16.01 / 1 \cdot 10.67} = 50.96 \text{ мм};$$

где f_{cd} – расчетное сопротивление бетона сжатию (см. п. 4.5);

- по конструктивным требованиям из условий жесткости по таблице 2

$$h_s = (1/35 \div 1/45) \cdot l_s = (1600/35 \div 1600/45) = (45.71 \div 35.56) \text{ мм};$$

* Конструктивное решение монолитного перекрытия относится к классу конструкций S4 согласно таблицы 4.

• согласно таблицам 1 и 4 в зависимости от полезной нагрузки и для класса эксплуатации ХС2 и класса конструкции S4, h_s принимается равным 80 мм (для той же величины полезной нагрузки для класса эксплуатации ХО и ХС1 толщина перекрытия $h_s = 70$ мм, для ХС3 и ХС4 $h_s = 90$ мм).

Окончательно принимаем $h_s = 80$ мм.

Высота второстепенной балки h_{sb} по приближенной формуле 7.10 [5*] при полной расчетной нагрузке $(g_{sb} + q_{sb}) = 27.48$ кН/м:

$$h_{sb} = 80 \cdot \sqrt[3]{(g_{sb} + q_{sb}) \cdot l_{sb}^2 / (\alpha_{cc} \cdot f_{cd})} = 80 \cdot \sqrt[3]{27.48 \cdot 7^2 / (1 \cdot 10.67)} = 401.27 \text{ мм};$$

• по конструктивным требованиям из условий жесткости (стр. 9)

$$h_{sb} = (1/12 \div 1/20) \cdot l_{sb} = (1/12 \div 1/20) \cdot 7000 = (583 \div 350) \text{ мм}.$$

Принимая во внимание требования градации размеров балок, **окончательно принимаем $h_{sb} = 450$ мм.**

$$\text{Ширина балки } b_{sb} = (0.3 \div 0.5) \cdot h_{sb} = (0.3 \div 0.5) \cdot 450 = (135 \div 225) \text{ мм}.$$

Принимаем $b_{sb} = 200$ мм.

Высота главной балки по приближенной формуле 7.11 [5*] при полной расчетной нагрузке $(g_{mb} + q_{mb}) = 196.7$ кН/м:

$$h_{mb} = 125 \cdot \sqrt[3]{(g_{mb} + q_{mb}) \cdot l_{mb}^2 / (\alpha_{cc} \cdot f_{cd})} = 125 \cdot \sqrt[3]{196.7 \cdot 6.4 / (1 \cdot 10.67)} = 613.1 \text{ мм};$$

• по конструктивным требованиям из условий жесткости по таблице 2

$$h_{mb} = (1/8 \div 1/15) \cdot l_{mb} = (1/8 \div 1/15) \cdot 6400 = (800 \div 427) \text{ мм}.$$

Окончательно принимаем $h_{mb} = 700$ мм.

$$\text{Ширина главной балки } b_{mb} = (0.3 \div 0.5) \cdot h_{mb} = (0.3 \div 0.5) \cdot 700 = (210 \div 350) \text{ мм}.$$

Принимаем $b_{mb} = 300$ мм.

Сторона квадратного сечения колонны

$$h_c = b_c = (120 \div 190) \cdot \sqrt{\frac{n_{fl} \cdot (g_{mb} + q_{mb}) \cdot l_{mb}}{l_s \cdot [30 \cdot (\alpha_{cc} \cdot f_{cd} + 4) - \gamma_n \cdot n_{fl} \cdot H_{fl}]}} =$$

$$= (120 \div 190) \cdot \sqrt{\frac{5 \cdot 196.7 \cdot 6.4}{1.6 \cdot [30 \cdot (1 \cdot 10.67 + 4) - 1.0 \cdot 5 \cdot 4.8]}} = (369 \div 492), \text{ мм}$$

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

4 РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ МОНОЛИТНОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ БАЛОЧНОЙ ПЛИТЫ

4.1 Исходные данные

По размерам плиты и второстепенной балки, принятыми в п. 3.2 и п. 3.3, необходимо определить армирование и выполнить конструирование монолитной балочной плиты перекрытия при бетоне $C^{16}/_{20}$ и переменной (полезной) нагрузке $Q_k = 9.5 \text{ кН/м}^2$. Для армирования плиты применяем сварные рулонные сетки из арматурной обыкновенной проволоки диаметром 3, 4, 5 мм класса S500 или горячекатаной стали класса S400, диаметром 6 и 8 мм. Конструкция пола, соответствующая назначению здания, принимается самостоятельно. План балочного перекрытия приведен на рисунке 3.

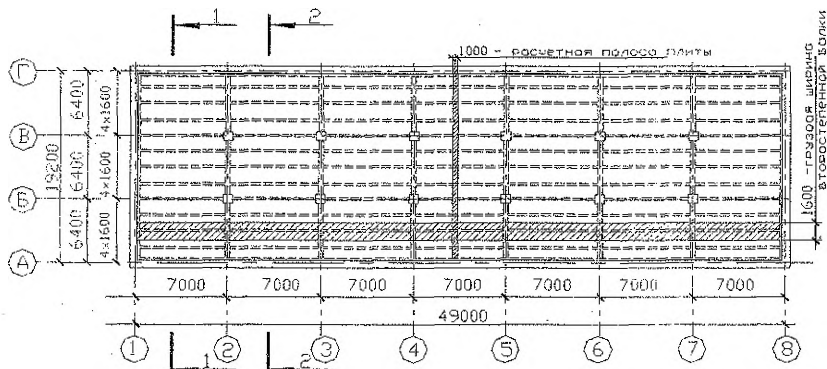


Рисунок 3 — План монолитного балочного перекрытия

4.2 Определение расчетных пролетов

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

Привязку кирпичных стен принимаем $a=250$ мм.

Крайний расчетный пролет (см. рисунок 4):

$$l_{0, \text{кр}} = l_s - a - \frac{b_{sb}}{2} + \frac{l_{s, \text{sup}}}{2} = 1600 - 250 - \frac{200}{2} + \frac{120}{2} = 1310 \text{ мм};$$

Средний расчетный пролет:

$$l_{0, \text{ср}} = l_s - b_{sb} = 1600 - 200 = 1400 \text{ мм}.$$

Размер поля плиты в длинном направлении (см. рисунок 3): для крайних пролетов (между осями 1 - 2 и 7 - 8)

$$l_{s, \text{кр}} = l_{sb} - a - \frac{b_{mb}}{2} + \frac{l_{s, \text{sup}}}{2} = 7000 - 250 - \frac{300}{2} + \frac{120}{2} = 6660 \text{ мм}$$

для средних пролетов (между осями 2 – 7)

$$l_{s,cp} = l_{sb} \quad b_{mb} = 7000 - 300 = 6700 \text{ мм.}$$

Так как $\frac{l_{s,кр}}{l_{0,кр}}$ и $\frac{l_{s,ср}}{l_{0,ср}} \approx 5.08 > 2$, следовательно плита рассчитывается как балочная.

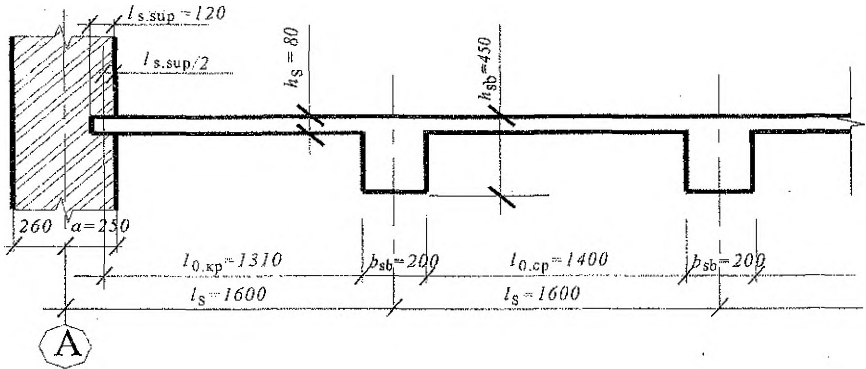


Рисунок 4 — К определению расчетных пролетов монолитной плиты

4.3 Подсчет нагрузок на плиту

Принимаем следующую конструкцию пола перекрытия: *плиточный пол, цементно-песчаная стяжка.*

Нагрузку на 1 м^2 поверхности плиты в кН/м^2 приведена в таблице 5.

Таблица 5

Подсчет нагрузок на 1 м^2 перекрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м^2	γ_F	Расчетная нагрузка, кН/м^2
1. Постоянная – g			
– плиточный пол $t = 10$ мм, $\rho = 20 \text{ кН/м}^3$	0,20	1,35	0,27
– цементно-песчаная стяжка $t = 15$ мм, $\rho = 22 \text{ кН/м}^3$	0,33	1,35	0,45
– собственный вес плиты $h_c = 80$ мм, $\rho = 25 \text{ кН/м}^3$	2,0	1,35	2,70
Итого g:	2,53		3,42
2. Переменная – q			
– по заданию	9,5	1,5	14,3

4.4 Определение внутренних усилий в плите

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

Расчетная схема плиты и эпюры внутренних усилий представлены на рисунке 5.

При расчетной ширине грузовой полосы $b_s = 100$ см или 1 м нагрузка, приходящаяся на 1 м^2 плиты, равна по величине нагрузке на 1 м погонный полосы, таким образом расчетная нагрузка на плиту составит:

постоянная нагрузка — $g_{sd} = 3.42$ кН/м, переменная — $q_{sd} = 14.3$ кН/м.

Для определения усилий в плите определяем максимальное расчетное сочетание действующих нагрузок [1]:

первое основное сочетание

$$(g_{sd} + q_{sd}) = \sum \gamma_G \cdot G_k + \sum \gamma_Q \cdot Q_k \cdot \Psi_0 = 3.42 + 14.3 \cdot 0.7 = 13.43 \text{ кН/м};$$

второе основное сочетание

$$(g_{sd} + q_{sd}) = \sum \xi \cdot \gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \gamma_Q \cdot Q_k \cdot \Psi_0 = 3.42 \cdot 0.85 + 14.3 = 17.21 \text{ кН/м}.$$

К дальнейшим расчетам принимаем второе основное сочетание.

Тогда изгибающий момент в характерных сечениях монолитной плиты перекрытия (см. рисунок 5) будет равен:

— в крайних пролетах и на крайних опорах (только при непрерывном армировании) (в сечении 1-1 и 2-2)

$$M_{sd,1} = \frac{(g_{sd} + q_{sd}) \cdot l_{0,sp}^2}{11} = \frac{17.21 \cdot 1.31^2}{11} = 2.68 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

— в случае раздельного армирования на первой промежуточной опоре

$$M_{sd,3} = \frac{(g_{sd} + q_{sd}) \cdot l_{0,sp}^2}{14} = \frac{17.21 \cdot 1.31^2}{14} = 2.11 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

— в средних пролетах и на средних опорах для плит не окаймленных по контуру балками (между осями 1-2 и 7-8 см. рисунок 3) независимо от способа армирования

$$M_{sd,2} = \frac{(g_{sd} + q_{sd}) \cdot l_{0,sp}^2}{16} = \frac{17.21 \cdot 1.4^2}{16} = 2.11 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

— в средних пролетах и на средних опорах, где плиты окаймлены по всему контуру монолитно связанными с ними балками (между осями 2-7)

$$M_{sd,4} = 0.8 \times M_2 = 0.8 \times 2.11 = 1.68 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Поперечные силы (см. рисунок 5):

$$V_{sd,B}^n = V_{sd,max} = 0.6 \cdot (g_{sd} + q_{sd}) \cdot l_{0,sp} = 0.6 \cdot 17.21 \cdot 1.31 = 13.52 \text{ кН};$$

$$V_{sd,A} = 0.4 \cdot (g_{sd} + q_{sd}) \cdot l_{0,sp} = 0.4 \cdot 17.21 \cdot 1.31 = 9.01 \text{ кН};$$

$$V_{sd,B}^{np} = V_{sd,C}^n = V_{sd,C}^{np} = \dots = 0.5 \cdot (g_{sd} + q_{sd}) \cdot l_{0,sp} = 0.5 \cdot 17.21 \cdot 1.4 = 12.04 \text{ кН};$$

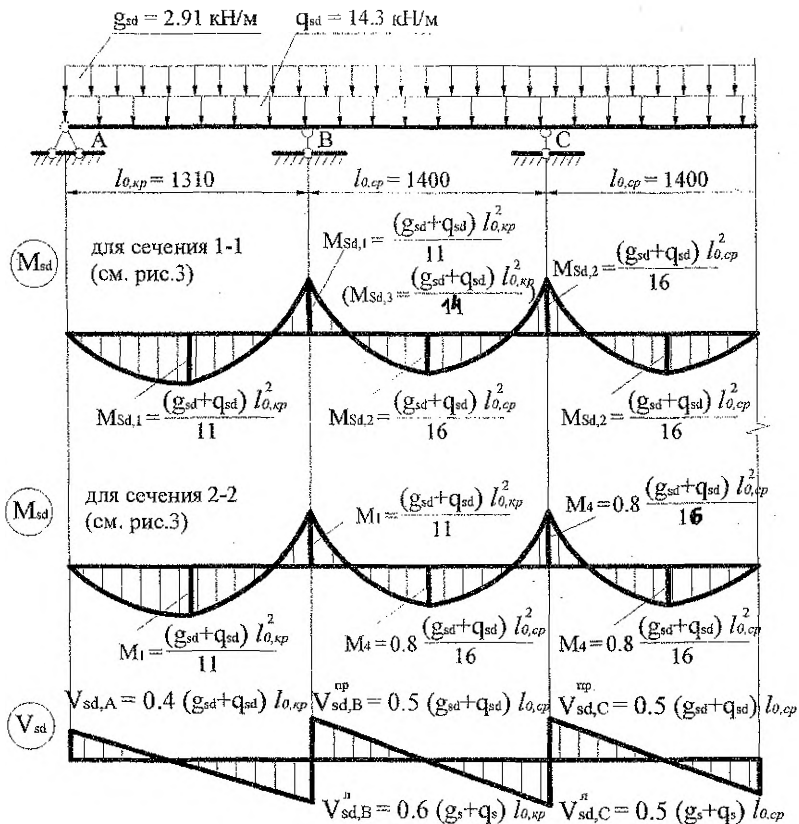


Рисунок 5 — Расчетная схема монолитной плиты с эпюрами усилий

4.5 Расчет прочности нормальных и наклонных сечений

Для бетона класса C^{16}/l_{20} принимаем по таблице 2-1 (приложения 2) нормативные и подсчитанные расчетные характеристики бетона: $f_{ck} = 16$ МПа, $f_{ck,0.05} = 1.3$ МПа, $f_{cm} = 1.9$ МПа, $\alpha_{cc} = \alpha_{ct} = 1$, $\gamma_c = 1.5$, $\epsilon_{cu} = 3.5$ ‰, тогда

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \times f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{16}{1.5} = 10.67 \text{ МПа}; \quad f_{td} = \frac{\alpha_{ct} \times f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{1.3}{1.5} = 0.867 \text{ МПа}.$$

По таблице 6.5 [5] для бетона C^{16}/l_{20} $\omega_c = 0.810$, $K_2 = 0.416$, $C_0 = \frac{\omega_c}{K_2} = 1.947$.

Расчетные характеристики для арматуры класса S500 ($\varnothing 3 - 5$ мм) — $f_{sd} = 417$ МПа; класса S400 — $f_{sd} = 367$ МПа (таблица 2-2 приложения 2).

Размеры сечения, принятые для расчета:

$$b = 1000 \text{ мм}; h_s = 80 \text{ мм}; c = c_{\min} + \frac{\varnothing}{2} = 25 + \frac{6}{2} = 28 \text{ мм},$$

где: c_{\min} – защитный слой бетона арматуры плиты;

\varnothing – предполагаемый максимальный диаметр арматуры плиты.

Рабочая высота сечения плиты – $d = h_s - c = 80 - 28 = 52 \text{ мм}$.

Расчет требуемой площади арматуры в расчетных сечениях плиты выполняем по алгоритму № 1, а результаты расчета сводим в таблицу 6.

АЛГОРИТМ № 1

Подбор площади сечения арматуры для изгибаемых элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой.



Таблица 6

Требуемая площадь сечения арматуры на 1м погонный плиты

Сечение	M, кН·м	d, мм	α_m	η	Площадь сечения, см ²		
					Расчетная класса		Минимальная $\frac{A_{s,min}^{S500}}{A_{s,min}^{S400}}$
					S500	S400	
1. Крайний пролет и крайняя опора при непрерывном армировании.	2.68	52	0.093	0.950	1.300	1.477	0.676 0.676
2. Первая промежуточная опора при раздельном армировании	2.11	52	0.073	0.961	1.013	1.150	
3. Средние пролеты и средние опоры без учета окаймления балками.	2.11	52	0.073	0.961	1.013	1.150	
4. Средние пролеты и средние опоры с учетом окаймления балками.	1.68	52	0.058	0.969	0.800	0.908	

Согласно п. 9.2.1.1 [1] минимальная площадь сечения арматуры для изгибаемых элементов $A_{s,\min} = (26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d) / 100$, но не менее $0.0013 \cdot b \cdot d$.

Расчет прочности железобетонных элементов на действие поперечных сил производится из условия $V_{sd} \leq V_{Rd,ct}$; где V_{sd} - расчетная поперечная сила от внешних воздействий; $V_{Rd,ct}$ - расчетное значение сопротивления поперечной силе, воспринимаемое железобетонным элементом без поперечного армирования:

$$V_{Rd,ct} = \left[C_{Rd,c} \cdot \kappa (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d = \\ = \left[\left(\frac{0,18}{1,5} \right) \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0.0025 \cdot 16)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 1000 \cdot 52 = 19810 \text{ H} = 19.81 \text{ кН},$$

но не менее $V_{Rd,ct,\min} = (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$

$$V_{Rd,ct,\min} = (0.396 + 0) \cdot 1000 \cdot 52 = 20592 \text{ H} = 20.592 \text{ кН}$$

здесь $\kappa = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{52}} = 2.96 > 2.0$, принимаем $\kappa = 2.0$

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c; \rho_l = \frac{A_{st}}{b_w \cdot d} = \frac{1.300}{100 \cdot 52} = 0.0025 < 0.02; \text{ принимаем } \rho_l = 0.0025;$$

$$v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.035 \cdot 2^{3/2} \cdot 16^{1/2} = 0.396 \text{ МПа}, \quad k_1 = 0.15;$$

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

Поскольку условие $V_{sd,\max} = V_{sd,B}^2 = 13.93 \text{ кН} < V_{Rd,ct} = 20.592 \text{ кН}$ выполняется расчет поперечной арматуры не производится и в соответствии с конструктивными требованиями постановка поперечной арматуры не требуется.

4.6 Конструирование плиты

По расчетной площади сечения арматуры A_{st} подбирают рабочую и распределительную арматуру плиты, используя таблицы 7 и 8. При толщине плиты $h < 150$ мм расстояние между осями стержней рабочей арматуры в средней части пролета плиты (внизу) и над опорой (вверху) многопролетных плит должно быть не более 200 мм, при $h_s > 150$ мм – не более $1,5 h_s$.

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

Площадь сечения распределительной арматуры в плитах должна составлять не менее 10% площади сечения рабочей арматуры в сечении с наибольшим изгибающим моментом. Диаметр и шаг стержней этой арматуры в зависимости от диаметра и шага стержней рабочей арматуры можно принимать по таблице 8.

Таблица 7

Площадь поперечного сечения арматуры на 1 м ширины плиты, см²

Шаг стержней, мм	Диаметр стержней, мм								
	3	4	5	6	8	10	12	14	16
100	0,71	1,26	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11
125	0,57	1,01	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,31	16,08
150	0,47	0,84	1,31	1,84	3,35	5,23	7,54	10,26	13,40
200	0,35	0,63	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,69	10,05
250	0,28	0,50	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04
300	0,23	0,42	0,65	0,94	1,68	2,61	3,77	5,13	6,70
350	0,20	0,36	0,56	0,81	1,44	2,24	3,23	4,44	5,74
400	0,18	0,32	0,49	0,71	1,25	1,96	2,82	3,50	5,02

Таблица 8

*Диаметр и шаг стержней распределительной арматуры
балочных плит, мм*

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

Многопролетные балочные монолитные плиты толщиной до 100 мм с рабочей арматурой средних пролетов и опор диаметром до 6 мм включительно рекомендуется армировать сварными рулонными типовыми сетками с продольной рабочей арматурой (см. рисунок 6). Рулоны при этом раскатываются поперек второстепенных балок, а поперечные стержни сеток, являющиеся распределительной арматурой плиты, стыкуют внахлестку без сварки. В крайних пролетах и на первых промежуточных опорах, где обычно требуется дополнительная арматурная сетка, ее укладывают на основную и заводят за грань первой промежуточной опоры во второй пролет на (1/4) пролета плиты.

Сварные рулонные сетки принимают в соответствии с сортаментом по ГОСТ 8478-81 (таблица 5.6 [6]).

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

Необходимо помнить, что сварные сетки из обыкновенной проволоки класса S500 изготавливают $\varnothing 3...5$ мм, а из стержневой арматуры класса S400 – $\varnothing 6$ мм и более.

В рулонных сварных сетках наибольший диаметр продольных стержней 6 мм. В тех случаях, когда площадь поперечного сечения рабочей арматуры в средней части пролета $A_{st} > 1.96 \text{ см}^2$, т.е. при минимальном шаге стержней 100 мм и диаметре рабочей арматуры более 6 мм необходимо проектировать сварные сетки с поперечным направлением рабочих стержней.

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

Между главными балками можно уложить 2, 3 или 4 сетки с нахлестом распределительных стержней 50 – 100 мм, причем ширину сеток рекомендуется окончательно принимать не менее 2000 мм.

При 2-х сетках необходима ширина сетки:

$$B = \frac{L_{sh} - b_{mh} + c}{2} + 2 \cdot c_1 = \frac{7000 - 300 + 50}{2} + 2 \cdot 10 = 3395 \text{ мм};$$

где: c – минимальная длина нахлестки распределительных стержней;

c_1 – минимальная длина свободных концов распределительных стержней.

Можно принять между главными балками 2 сетки с шириной $B=3560$ мм с фактическим нахлестом:

$$c = 50 + (3560 - 3395) = 215 \text{ мм.}$$

При 3-х сетках необходимая ширина сетки:

$$B = \frac{L_{sh} - b_{mh} + c \cdot 2}{3} + 2 \cdot c_1 = \frac{7000 - 300 + 50 \cdot 2}{3} + 2 \cdot 10 = 2286.6 \text{ мм.}$$

Можно принять сетки шириной $B = 2350$ мм с фактической величиной нахлеста:

$$c = 50 + (2350 - 2286.6) = 113.4 \text{ мм.}$$

При 4-х сетках необходимая ширина сетки:

$$B = \frac{L_{sb} - b_{mb} + c \cdot 3}{4} + 2 \cdot c_1 = \frac{7000 - 300 + 50 \cdot 3}{4} + 20 = 1732.5 \text{ мм} < 2000 \text{ мм};$$

Можно принять сетки шириной $B=2350$ с величиной нахлёста:

$$c = 50 + (2350 - 1732.5) = 667.5 \text{ мм}.$$

Окончательно принимаем вариант с 3-мя сетками с наименьшей длиной нахлёста $c = 113.4$ мм.

Подбор арматуры и конструирование сеток начинаем со средних пролетов и выполняем в табличной форме (таблица 9).

Сетки подбираются таким образом, чтобы суммарная площадь поперечных сечений рабочих стержней сеток, приходящаяся на 1 м ширины плиты, соответствовала найденным из расчета нормальных сечений площади A_{st} рабочей арматуры (см. таблицу 6).

При армировании плиты сетками с продольными рабочими стержнями вначале подбираются основные сетки С1 и С2, в которых площадь поперечных сечений рабочих стержней на ширине 1 м соответствует площади A_{st} рабочей арматуры, полученных из расчета нормальных сечений плиты в средних пролетах и средних опорах. Такие сетки располагаются во всех пролетах и над всеми опорами: сетка С1 - между осями 1-2 и 7-8, сетка С2 - между осями 2-7 (см. рисунок 3 и 6). В крайних пролетах и над вторыми от края опорами укладываются дополнительные сетки С3 между осями 1-2 и 7-8 и С4 между осями 2-7. Дополнительные сетки подбираются по разнице между площадями арматуры, требуемой из расчета нормальных сечений в указанных местах плиты, и площади арматуры основной сетки. Дополнительные сетки в крайних пролетах применяются с поперечным расположением рабочей арматуры, т. к. при этом сетку удобно раскатывать вдоль второстепенных балок, что уменьшает количество мелкогабаритных сеток. Ширина дополнительной сетки в этом случае принимается такой, чтобы она смогла перекрыть первый пролет, плюс 1/4 величины второго пролета плиты.

$$B_{mp} = l_{0,sp} + \frac{1}{4} \cdot l_{0,op} + b_{sb} = 1310 + \frac{1}{4} \cdot 1400 + 200 = 1860 \text{ мм}.$$

Над главными балками устанавливаются конструктивно верхние сетки, площадь сечений поперечных рабочих стержней которых должна составлять не менее 1/3 площади пролетной арматуры плиты ($A_{st} = 1.30 \cdot \frac{1}{3} = 0.433 \text{ см}^2$).

Длину рабочих стержней (ширину сетки) назначают из условия, что расстояние от грани балки в каждую сторону было не менее 1/4 пролета плиты

$$B_{mp} = 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot l_{0,op} + b_{mb} = 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot 1400 + 300 = 1000 \text{ мм}.$$

При армировании плиты сетками с поперечными рабочими стержнями (раздельное армирование) в каждом пролете и над каждой опорой подбирается отдельная сетка. Подбор сеток и конструирование плиты при раздельном армировании подробно рассмотрено в пособии [6].

Фрагмент плана раскладки сеток плиты монолитного перекрытия приведен на рисунке 6. Определение массы сеток сведено в таблицу 10.

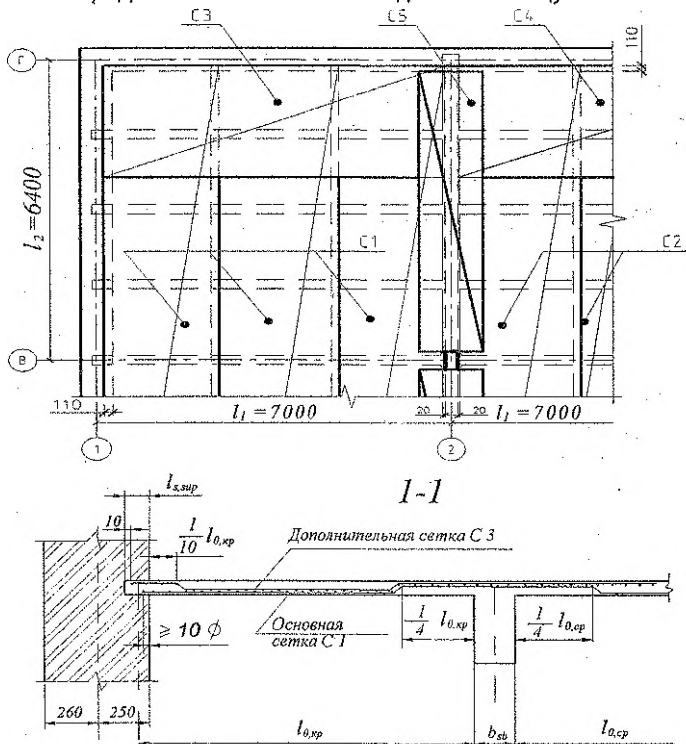


Рисунок 6 – Непрерывное армирование монолитных неразрезных плит сварными рулонными сетками

Условное обозначение марки сеток:

$$C \text{ № } \frac{\varnothing \text{ класс} - \text{ шаг (продольных стержней)}}{\varnothing \text{ класс} - \text{ шаг (поперечных стержней)}} B \times L \frac{c1}{c2};$$

где: c1 – длина свободных концов продольных стержней; c2 – то же поперечных стержней;

B – ширина сетки; L – длина сетки.

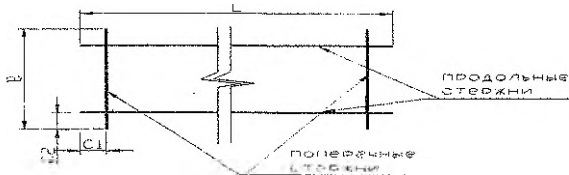


Рисунок 7 – К конструированию сеток

Таблица 9

Армирование плиты рулонными сетками

Сечение	Требуемое $A_{st}, \text{см}^2$ по расчету	Принятое армирование					Марка сетки
		рабочей		$A_{st}, \text{см}^2$ принятая	распределительной		
		Ø	шаг		Ø	шаг	
1. Средние плиты и средние опоры без учета окаймления	1,013	4	100	1,26	3	350	$C1 \frac{4S500-100}{3S500-350} 2350 \times 19200 \frac{150}{25}$
2. Средние плиты и средние опоры с учетом окаймления	0,800	4	150	0,84	3	350	$C2 \frac{4S500-150}{3S500-350} 2350 \times 19200 \frac{150}{50}$
3. Крайняя плита и крайняя опора без учета окаймления – основная сетка	1,30	4	100	1,26	3	350	$C1 \frac{4S500-100}{3S500-350} 2350 \times 19200 \frac{150}{25}$
– дополнительная сетка: $1,30 - 1,26 = 0,04 \text{ см}^2$	0,04	3	200	0,35	3	350	$C3 \frac{3S500-350}{3S500-200} 2350 \times 6900 \frac{50}{125}$
4. Крайняя плита и крайняя опора с учетом окаймления – основная сетка	1,30	4	150	0,84	3	350	$C2 \frac{4S500-150}{3S500-350} 2350 \times 19200 \frac{150}{50}$
– дополнительная сетка: $1,30 - 0,84 = 0,46 \text{ см}^2$	0,46	3	150	0,47	3	350	$C4 \frac{3S500-350}{3S500-150} 2350 \times 35200 \frac{50}{125}$
5. Над главными балками: $1/3 \cdot 1,30 = 0,433 \text{ см}^2$	0,433	3	150	0,47	3	350	$C5 \frac{3S500-350}{3S500-150} 1140 \times 5800 \frac{50}{45}$

Таблица 10

Определение массы сеток

Марка сетки	Количество, шт		Масса, кг		Масса сетки кг
	продольной арматуры	поперечной арматуры	продольной арматуры	поперечной арматуры	
C1 $\frac{4S500-100}{3S500-350} 2350 \times 19200 \frac{150}{25}$	24	55	41,5	6,6	48,1
C2 $\frac{4S500-150}{3S500-350} 2350 \times 19200 \frac{150}{50}$	16	55	27,6	6,6	34,2
C3 $\frac{3S500-350}{3S500-200} 2350 \times 6900 \frac{50}{125}$	7	35	2,5	4,2	6,7
C4 $\frac{3S500-350}{3S500-150} 2350 \times 35200 \frac{50}{125}$	7	235	12,6	28,2	40,8
C5 $\frac{3S500-350}{3S500-150} 1140 \times 5800 \frac{50}{45}$	4	39	1,2	2,3	3,5

5 РАСЧЕТ ВТОРОСТЕПЕННОЙ БАЛКИ

5.1 Исходные данные

Размеры второстепенной балки: $l_{sb} = 7000$ мм, (размеры в осях), $b_{sb} = 200$ мм, $h_{sb} = 450$ мм, шаг второстепенных балок $S_{sb} = l_s = 1600$ мм. Размеры сечения главной балки: $b_{mb} = 300$ мм, $h_{mb} = 700$ мм.

Для бетона класса $C^{16}/_{20}$ принимаем по таблице 2-1 (приложения 2) нормативные и подсчитанные расчетные характеристики бетона: $f_{ck} = 16$ МПа, $f_{ctk,0,05} = 1.3$ МПа, $f_{ctm} = 1.9$ МПа, $\alpha_{cc} = \alpha_{ct} = 1$, $\gamma_c = 1.5$, $\epsilon_{cu} = 3,5$ ‰, тогда

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \times f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{16}{1.5} = 10.67 \text{ МПа}; \quad f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \times f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{1.3}{1.5} = 0.867 \text{ МПа}.$$

По таблице 6.5 [5] для бетона $C^{16}/_{20}$ $\omega_c = 0,810$, $k_2 = 0,416$, $C_0 = \frac{\omega_c}{k_2} = 1.947$.

Расчетные характеристики для продольной арматуры S400 – $f_{yd} = 367$ МПа. Поперечное армирование – хомутами из арматуры класса S500 – $f_{yvd} = 333$ МПа (таблица 2-2 приложения 2).

5.2. Определение расчетных пролетов

Расчетный пролет для крайних пролетов:

$$l_{0, \text{кр}} = l_{sb} - 250 - \frac{b_{mb}}{2} + \frac{l_{sb, \text{sup}}}{2} = 7000 - 250 - \frac{300}{2} + \frac{380}{2} = 6790 \text{ мм}.$$

Расчетный пролет для средних пролетов:

$$l_{0, \text{ср}} = l_{sb} - b_{mb} = 7000 - 300 = 6700 \text{ мм}.$$

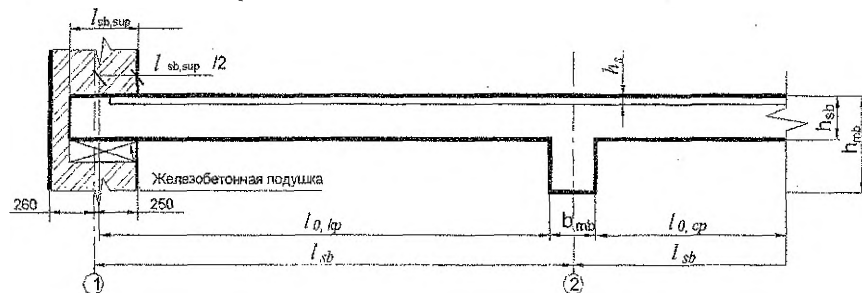


Рисунок 8 – К определению расчетных пролетов второстепенной балки

5.3 Подсчет нагрузок на второстепенную балку

Второстепенная балка работает совместно с прилегающими к ней участками плиты, т.е. расчетное сечение будет тавровое с шириной полки в сжатой зоне b_{eff} равной расстоянию между осями (шагу) второстепенных балок, т.е. $b_{eff} = l_s = 1600$ мм.

Определение погонной нагрузки в кН/м на второстепенную балку сводим в таблицу 11.

Таблица 11

Подсчет нагрузок на 1 м погонный второстепенной балки

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м	γ_F	Расчетная нагрузка, кН/м
1. Постоянные нагрузки – q_{sb}			
– от веса пола и монолитной плиты – нормативная: $g_k \cdot l_s = 2.53 \cdot 1.6$	4.05	1,35	5.47
– расчетная: $g \cdot l_s = 3.42 \cdot 1.6$			
– от собственного веса второстепенной балки $(h_{sb} - h_s) \cdot b_{sb} \cdot 25 = (0,45 - 0,08) \cdot 0,2 \cdot 25$	1.85		2.5
Итого: g_{sb}	5.1		7.97
2. Переменная нагрузка – q_{sb}			
– по заданию $q_{sb} = q_k \cdot l_s = 9.5 \cdot 1.6$	15.2	1.5	22.8

Суммарная нагрузка основного сочетания нагрузок при определении усилий в характерных сечениях второстепенной балки будет равна:

для первого основного сочетания

$$(g_{sd} + q_{sd}) = \sum \gamma_G \cdot G_k + \sum \gamma_Q \cdot Q_k \cdot \Psi_0 = 7.97 + 22.8 \cdot 0.7 = 23.93 \text{ кН/м};$$

для второго основного сочетания

$$(g_{sd} + q_{sd}) = \sum \xi \cdot \gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum \gamma_Q \cdot Q_k \cdot \Psi_0 = 7.97 \cdot 0.85 + 22.8 = 29.57 \text{ кН/м}.$$

К дальнейшим расчетам принимаем второе основное сочетание.

5.4 Построение эпюр изгибающих моментов и поперечных сил

Второстепенная балка рассчитывается как неразрезная 2 - 5-ти пролетная балка с шарнирным опиранием на стену (крайние опоры) и на главные балки (средние опоры). При количестве пролетов балки более 5-и, принимается к расчету **пяти пролетная** неразрезная балка.

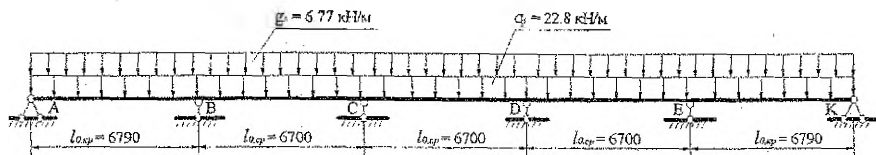


Рисунок 9 – Расчетная схема второстепенной балки

Статический расчет второстепенной балки выполняется с учетом перераспределения усилий в стадии предельного равновесия конструкции. Ординаты огибающей эпюры изгибающих моментов определяются с помощью рисунка 5-1 и таблицы 5-1 приложения 5. Величины коэффициентов β для эпюры положительных моментов в крайних и средних пролетах приведены на рисунке, а для эпюры отрицательных моментов приведены в таблице приложения в зависимости от величины отношения:

$$\frac{q_{sb}}{g_{sb}} = \frac{22.8}{7.97 \cdot 0.85} = 3.37 \approx 3.5$$

где g_{sb} и q_{sb} – постоянная и переменная расчетные нагрузки на балку.

Величина ординат огибающей эпюры моментов определяется по формуле

$$M_{sd} = \beta \cdot (g_{sb} + q_{sb}) \cdot l_{sb,расч}^2$$

Результаты расчета сведены в таблицу 12 и отображены на рисунке 10.

Таблица 12

Определение расчетных значений изгибающих моментов

№ пролета	№ точек	В долях пролета	β		$(g_{sb} + q_{sb}) \cdot l_{sb,расч}^2$	Изгибающий момент – M_{sd} , кН·м	
			+ β	- β		+ M_{sd}	- M_{sd}
I	1	0.2	0.065		$29.57 \cdot 6.79^2 = 1363$	88.6	
	2	0.4	0.09			122.7	
	max	0.425	0.091			124.1	
	3	0.6	0.075			102.2	
	4	0.8	0.02			27.3	
	5	1.0		0.0715			
II	6	0.2	0.018	0.037	$29.57 \cdot 6.7^2 = 1327$	23.9	49.1
	7	0.4	0.058	0.019		76.9	25.2
	max	0.5	0.0625	-		82.9	-
	8	0.6	0.058	0.017		76.9	22.6
	9	0.8	0.018	0.031		23.9	41.1
	10	1.0		0.0625			
III	11	0.2	0.018	0.029	$29.57 \cdot 6.7^2 = 1327$	23.9	38.5
	12	0.4	0.058	0.013		76.9	17.3
	max	0.5	0.0625	0.013		82.9	-
	13	0.6	0.058	0.013		76.9	17.3
	14	0.8	0.018	0.029		23.9	38.5
	15	1.0		0.0625			

Величины поперечных сил на опорах (см. рисунки 9 и 10):

– на опоре А и К:

$$V_A^{np} = V_K^{np} = 0.4 \cdot (g_{sb} + q_{sb}) \cdot l_{0,np} = 0.4 \cdot 29.57 \cdot 6.79 = 80.3 \text{ кН}$$

– на опоре В (слева) и опоре Е (справа):

$$V_B^* = V_E^* = 0.6 \cdot (g_{sb} + q_{sb}) \cdot l_{o,op} = 0.6 \cdot 29.57 \cdot 6.79 = 120.5 \text{ кН}$$

– на опоре В (справа) и на всех оставшихся опорах слева и справа:

$$V_B^* = V_C^* = V_C^* = \dots = 0.5 \cdot (g_{sb} + q_{sb}) \cdot l_{o,op} = 0.5 \cdot 29.57 \cdot 6.7 = 99.1 \text{ кН.}$$

5.5 Расчет прочности нормальных сечений и подбор арматуры в расчетных сечениях балки

Определение требуемой площади сечения арматуры при действии положительного момента ведем как для таврового сечения с полкой в сжатой зоне. При действии отрицательного момента полка находится в растянутой зоне, следовательно расчетное сечение будет прямоугольным.

Размеры сечения, принятые к расчету

$$b_{eff} = 1600 \text{ мм}; b_{sb} = 200 \text{ мм}; h_{sb} = 450 \text{ мм}, h_x = h'_f = 80 \text{ мм};$$

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

$$d_1 = h_{sb} - c = 450 - 35 = 415 \text{ мм и } d_2 = h_{sb} - c = 450 - 50 = 400 \text{ мм.}$$

Предполагая что нейтральная ось проходит по нижней грани полки, определяем область деформирования для прямоугольного сечения шириной $b_{eff} = 1.6$ м и положение нейтральной оси при расчете тавровых сечений:

$$\xi = \beta = \frac{h'_f}{d_1} = \frac{80}{415} = 0.19, \quad \frac{1}{6} = 0.167 < \xi = 0.19 < \frac{7}{27} = 0.259,$$

что указывает на то, что сечение находится в области деформирования 1b (см. табл. 3–3 приложения 3).

С помощью табл. 3–3 приложения 3 находим величину изгибающего момента, воспринимаемого бетоном сечения, расположенным в пределах высоты полки,

$$M_{rd} = (1.14\xi - 0.57\xi^2 - 0.07) \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d_1^2 = \\ = (1.14 \cdot 0.19 - 0.57 \cdot 0.19^2 - 0.07) \cdot 10.67 \cdot 1.6 \cdot 0.415^2 \cdot 1000 = 370.1 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Поскольку выполняется условие $M_{sd} = 124.1 \text{ кН}\cdot\text{м} < M_{rd} = 370.1 \text{ кН}\cdot\text{м}$, нейтральная ось расположена в пределах полки. Сечение в пролете второстепенной балки рассматривается как прямоугольное с шириной $b = b_{eff} = 1.60$ м.

Расчет продольной арматуры второстепенной балки производим используя алгоритм № 1.

По табл.4.3 [5] для бетона С¹⁶/₂₀: $\varepsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$; по табл.6.5 [5] $\omega_c = 0,810$, $k_2 = 0,416$, $C_0 = 1,947$.

Для арматуры S400 при $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$, $\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{367}{20 \cdot 10^4} = 1,835 \text{ ‰}$.

Тогда $\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu2}} = \frac{3,5}{1,835 + 3,5} = 0,656$ и

$$\alpha_{m,lim} = \omega_c \xi_{lim} (1 - k_2 \cdot \xi_{lim}) = 0,81 \cdot 0,656 (1 - 0,416 \cdot 0,656) = 0,386.$$

Согласно п. 9.2.1.1 [1] минимальный площадь армирования для изгибаемых элементов $A_{s,min} = 26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d$, не менее $0,0013 \cdot b \cdot d$.

В пролете 1. (нижняя арматура) $M_{sd} = 124,10 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $d_1 = 0,415 \text{ м}$;

$b = b_{eff} = 1,6 \text{ м}$.

$$\alpha_m = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{124,1}{10,67 \cdot 1,6 \cdot 0,415^2 \cdot 1000} = 0,0422 < \alpha_{m,lim} = 0,386, \text{ растяну-$$

тая арматура достигла предельных деформаций

$$\eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{\alpha_m}{C_0}} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,0422}{1,947}} = 0,978;$$

$$A_{st}^{mp} = \frac{M_{sd}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{M_{sd}}{f_{yd} \cdot \eta \cdot d} = \frac{124,1 \cdot 10}{367 \cdot 0,415 \cdot 0,978} = 8,33 \text{ см}^2, \text{ что не менее}$$

$$A_{s,min} = 0,0013 \cdot 20 \cdot 41,5 = 1,08 \text{ см}^2 \quad (A_{s,min} = 26 \cdot \frac{1,9}{400} \cdot 20 \cdot 41,5 / 100 = 1,02 \text{ см}^2)$$

В пролете 2. (нижняя арматура) $M_{sd} = 82,9 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $d_1 = 0,415 \text{ м}$; $b = b_{eff} = 1,6 \text{ м}$.

$$\alpha_m = \frac{82,9}{10,67 \cdot 1,6 \cdot 0,415^2 \cdot 1000} = 0,028 < \alpha_{m,lim} = 0,386; \quad \eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,028}{1,947}} = 0,985;$$

$$A_{st}^{mp} = \frac{82,9 \cdot 10}{367 \cdot 0,415 \cdot 0,985} = 5,53 \text{ см}^2.$$

В опорных сечениях действуют отрицательные моменты, плита расположена в растянутой зоне, поэтому сечения балки рассматриваются как прямоугольные шириной $b = 0,2 \text{ м}$.

На опоре В. (верхняя) $M_{sd} = 97,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $d_2 = 0,40 \text{ м}$; $b = b_{sb} = 0,2 \text{ м}$.

$$\alpha_m = \frac{97,5}{10,67 \cdot 0,2 \cdot 0,4^2 \cdot 1000} = 0,286 < \alpha_{m,lim} = 0,386; \quad \eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,286}{1,947}} = 0,821;$$

$$A_{st}^{mp} = \frac{97,5 \cdot 10}{367 \cdot 0,40 \cdot 0,821} = 9,2 \text{ см}^2.$$

В пролете 2. (верхняя) $M_{sd} = (25.2 + 22.6) / 2 = 23.9$ кН; $d_1 = 0.415$ м;

$$b = b_{sb} = 0.2 \text{ м.}$$

$$\alpha_m = \frac{(22.1 + 23.9) / 2}{10.67 \cdot 0.2 \cdot 0.415^2 \cdot 1000} = 0.065 < \alpha_{m, \text{lim}} = 0.386; \eta = 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{0.065}{1.947}} = 0.965;$$

$$A_{st}^{mp} = \frac{23.9 \cdot 10}{367 \cdot 0.40 \cdot 0.965} = 1.68 \text{ см}^2.$$

На опоре С. (верхняя) $M = 82.9$ кН·м; $d_2 = 0.40$ м; $b = b_{sb} = 0.2$ м.

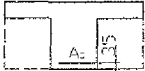
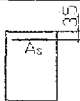
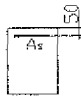

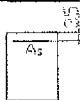
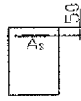
$$\alpha_m = \frac{82.9}{10.67 \cdot 0.2 \cdot 0.4^2 \cdot 1000} = 0.243 < \alpha_{m, \text{lim}} = 0.386; \eta = 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{0.297}{1.947}} = 0.854;$$

$$A_{st}^{mp} = \frac{82.9 \cdot 10}{367 \cdot 0.40 \cdot 0.854} = 6.61 \text{ см}^2.$$

Результаты расчетов и подбор арматуры в расчетных сечениях сводим в таблицу 13.

Таблица 13

Определение площади сечения рабочей арматуры второстепенной балки

Положение сечения	Расположение арматуры	M_{sd} , кН м	Расчетное сечение	α_{st}	η	A_{st}^{mp} , см ²	A_{st}^{np} , см ²	Принятое армирование
1 пролет	Нижняя	124,1		0,0422	0,978	8,33	9,11	2Ø18 2Ø16
1 пролет	Верхняя	-		Монтажная конструктивная арматура			2,26	2Ø12
Опора В	Верхняя	-97,5		0,286	0,821	9,2	10,3	2Ø20 2Ø16
2 пролет	Нижняя	82,9		0,028	0,985	5,53	6,03	2Ø16 1Ø16
2 пролет	Верхняя	-22,35		0,065	0,965	1,68	2,26	2Ø12
Опора С	Верхняя	-82,9		0,243	0,854	6,61	7,1	2Ø18 1Ø16

5.6 Расчет прочности наклонных сечений по поперечной силе

Расчет производится для трех наклонных сечений: у крайней опоры (А), у первой промежуточной опоры справа и слева. Начинаем расчет для сечений у первой промежуточной опоры слева, где действует наибольшая поперечная сила.

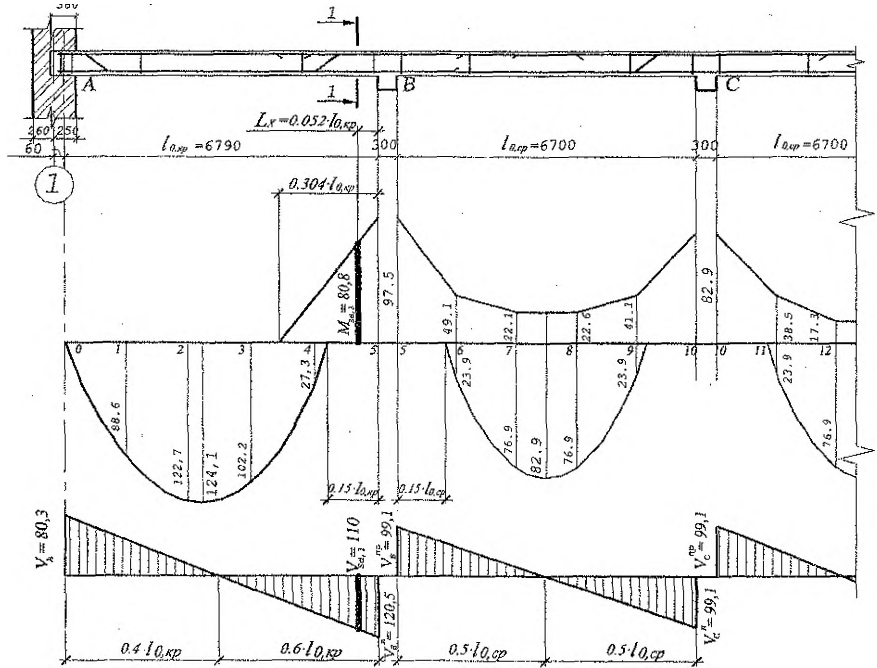


Рисунок 10 – Расположение расчетных сечений для второстепенной балки

Первая промежуточная опора слева $V_b^h = V_{\max} = V_{sd} = 120.5$ кН.

Расчет прочности железобетонных элементов на действие поперечных сил начинается проверкой условия $V_{sd} \leq V_{Rd,ct}$; где V_{sd} - расчетная поперечная сила от внешних воздействий; $V_{Rd,ct}$ - поперечная сила, воспринимаемая железобетонным элементом без поперечного армирования:

$$V_{Rd,ct} = \left[C_{Rd,ct} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_{sb} \cdot d_2 =$$

$$= \left[\left(\frac{0.18}{1.5} \right) \cdot 1.71 \cdot (100 \cdot 0.0129 \cdot 16)^{\frac{1}{3}} + 0 \right] \cdot 0.2 \cdot 0.4 \cdot 1000 = 45.4 \text{ кН, но не менее}$$

$$V_{Rd,ct,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = (0.313 + 0) \cdot 0.2 \cdot 0.4 \cdot 1000 = 25.0 \text{ кН}$$

здесь $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_2}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{400}} = 1.71 < 2.0$, принимаем $k = 1.71$

$$\rho_l = \frac{A_{st}}{b_w \cdot d_2} = \frac{10.3}{20 \cdot 40} = 0.0129 \leq 0.02; \quad k_1 = 0.15;$$

$\sigma_{cp} = 0$ – при отсутствии осевого усилия (сжимающей силы);

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.035 \cdot 1.71^{3/2} \cdot 16^{1/2} = 0.313 \text{ МПа.}$$

Поскольку $V_{sd} = 120.5 \text{ кН} > V_{Rd,ct} = 45.4 \text{ кН}$, то необходима постановка хомутов по расчету.

Расстояние от опоры, на котором требуется установка хомутов по расчету

$$a_w = (V_{sd} - V_{Rd,ct,min}) / (g_{sb} + q_{sb}) = (120.5 - 45.4) / (7.97 \cdot 0.85 + 22.8) = 2.54 \text{ м.}$$

Первое расчетное сечение **1-1** назначаем на расстоянии от опоры равном $a_{w1} = 350 \text{ мм}$, что меньше $d_2 = 400 \text{ мм}$ и составляет в долях пролета :

$$L_x = (a_{w1} / l_{опр}) \cdot l_{0,кп} = \left(\frac{350}{6790} \right) \cdot l_{0,кп} = 0.052 \cdot l_{0,кп}.$$

В данном сечении **1-1** усилия составляют:

- поперечная сила (см. рисунок 10)

$$V_{sd,1} = \left(1 - \frac{0.052 \cdot l_{0,кп}}{0.6 \cdot l_{0,кп}} \right) \cdot V_B^0 = 0.913 \cdot 120.5 = 110 \text{ кН.}$$

- изгибающий момент (см. рисунок 10)

$$M_{sd,1} = \left(1 - \frac{0.052 \cdot l_{0,кп}}{0.304 \cdot l_{0,кп}} \right) \cdot M_5 = 0.829 \cdot 97.5 = 80.8 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Определяем продольные относительные деформации в бетоне на уровне растянутой арматуры, предварительно задавшись углом наклона диагональных трещин к горизонтали $\theta = 40^\circ$, при расстоянии между верхней и нижней продольными арматурами в сечении $d_z = d_2 - c = 400 - 35 = 365 \text{ мм}$.

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{(M_{sd,1} / d_z) + 0.5 \cdot N_{sd,1} + 0.5 \cdot V_{sd,1} \cdot \cot \theta}{E_s \cdot A_{st}} = \\ &= \frac{(80.8 \cdot 10^6 / 365) + 0.5 \cdot 0 + 0.5 \cdot 110 \cdot 10^3 \cdot \cot 40^\circ}{2 \cdot 10^5 \cdot 1030} = 0.0014. \end{aligned}$$

Для выяснения правильности выбора угла $\theta = 40^\circ$ определяем касательные напряжения, действующие в рассматриваемом сечении:

$$\tau = \frac{V_{sd}}{b_{sb} \cdot d_z} = \frac{110 \cdot 10^3}{200 \cdot 365} = 1.51 \text{ МПа.}$$

Отношение $\frac{\tau}{f_{cm}} = \frac{1.51}{24} = 0.063$, где $f_{cm} = 24$ МПа – средняя прочность при осевом сжатии (принимается по таблице 2–1 приложения 2).

В соответствии со значением $\varepsilon_x = 0.0014$ и $\frac{\tau}{f_{cm}} = 0.063$ по таблице 3–1 приложения 3 убеждаемся, что угол наклона диагональной трещины был принят верно.

Среднее значение главных растягивающих деформаций

$$\begin{aligned} \varepsilon_1 &= \varepsilon_x + \left[\varepsilon_x + 0.002 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{\tau}{f_{cm}} (\tan \theta + \cot \theta) \cdot (0.8 + 170 \cdot \varepsilon_1)} \right) \right] \cdot \cot^2 \theta = \\ &= 0.0014 + \left[0.0014 + 0.002 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{1.51}{24} (\tan 40^\circ + \cot 40^\circ) \cdot (0.8 + 170 \cdot \varepsilon_1)} \right) \right] \times \cot^2 40^\circ = 2.83 \cdot 10^{-3} \end{aligned}$$

(значение ε_1 определяется итерационным путем).

Главные растягивающие напряжения

$$\sigma_1 = \frac{0.18 \cdot \sqrt{f_{cm}}}{0.3 + \frac{24 \cdot W_x}{a + 16}} \cdot \tan \theta = \frac{0.18 \cdot \sqrt{24}}{0.3 + \frac{24 \cdot 0.85}{20 + 16}} \cdot \tan 40^\circ = 0.85 \text{ МПа,}$$

где: a - максимальный размер заполнителя, $a = 20$ мм.

W_x - ширина раскрытия наклонной трещины.

$$W_x = S_{mo} \cdot \varepsilon_1 = 300 \cdot 2.83 \cdot 10^{-3} = 0.85 \text{ мм,}$$

здесь S_{mo} - расстояние между диагональными трещинами, ориентировочно 300 мм.

Составляющая поперечной силы, воспринимаемая бетоном

$$V_{Rd,c} = \sigma_1 \cdot b_{sb} \cdot d_z \cdot \cot \theta = 0.85 \cdot 10^3 \cdot 0.2 \cdot 0.365 \cdot \cot 40^\circ = 73.95 \text{ кН.}$$

Составляющая поперечной силы, которую должна воспринять поперечная арматура (хомуты)

$$V_{Rd,sy} = V_{sd} - V_{Rd,c} = 110.0 - 73.95 = 36.05 \text{ кН.}$$

Составляющая поперечной силы, воспринимаемая поперечной арматурой, определяется по формуле:

$$V_{Rd,sv} = \frac{A_{sv} \cdot f_{ywd} \cdot d_z}{S} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha, \text{ откуда}$$

$$A_{sv} = \frac{V_{Rd,sv} \cdot S}{f_{ywd} \cdot d_z (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha},$$

где: α – угол наклона поперечной арматуры (хомутов) к продольной оси балки, $\alpha = 90^\circ$;

f_{swd} – расчетное сопротивление поперечной арматуры.

Приняв в соответствии с п. 11.2.21 [1] на приопорном участке $0,25 l_{0,кp}$ шаг хомутов $S = 150$ мм, что не превышает $h/2$ и 150 мм (при $h > 450$ мм шаг хомутов не должен быть более $h/3$ и не более 300 мм), требуемое количество поперечного армирования

$$A_{sv} = \frac{36,05 \cdot 0,15 \cdot 10}{333 \cdot 0,365 \cdot (\cot 40^\circ + \cot 90^\circ) \cdot \sin 90^\circ} = 0,373 \text{ см}^2.$$

Принимаемая площадь поперечного сечения хомутов должна быть не менее

$$A_{sv,min} = (S \cdot b_w \cdot \sin \alpha) \cdot \rho_{sv,min} = (15 \cdot 20 \cdot \sin 90^\circ) \cdot 0,00064 = 0,19 \text{ см}^2.$$

где $\rho_{sv,min}$ – минимальный коэффициент поперечного армирования сечения, определяется согласно п.9.2.2 [1] по формуле:

$$\rho_{sv} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{16}}{500} = 0,00064$$

При назначении поперечного армирования следует иметь ввиду конструктивные требования: при высоте сечения балки до 800 мм включительно диаметр хомутов должен быть не менее 5 мм, при большей высоте балки – не менее 8 мм.

Окончательно принимаем двухсрезные хомуты диаметром 5 мм класса S 500 ($A_{sv} = 0,39 \text{ см}^2$) и устанавливаем в опорной зоне длиной $0,25 l_{0,кp}$ с шагом 150 мм.

Составляющая поперечной силы, которую может воспринять арматура равна:

$$V_{Rd,sv} = \frac{A_{sv} \cdot f_{ywd} \cdot d_z}{S} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha = \frac{39 \cdot 333 \cdot 0,365 \cdot 10^{-3}}{0,15} (\cot 40^\circ + \cot 90^\circ) \cdot \sin 90^\circ = 37,66 \text{ кН}$$

Действительная несущая способность наклонного сечения составит:

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,sv} = 73,95 + 37,66 = 111,61 \text{ кН} > V_{Sd,l} = 110,0 \text{ кН}$$

Проверяем условие: $V_{Rd} \leq 0,25 \cdot f_{cd} \cdot b_{sb} \cdot d_z$

$$110,0 \text{ кН} < 0,25 \cdot 10,67 \cdot 0,2 \cdot 0,365 \cdot 1000 = 194,7 \text{ кН}$$

В средних частях пролетов шаг поперечных стержней должен назначаться при высоте сечения $h > 30$ см не более $3/4h$ и не более 50 см п. 11.2.21 [1]. Принимаем $S = 30$ см, что не превышает $3/4h = 3/4 \cdot 40 = 30$ см.

В остальных опасных сечениях расчеты производятся аналогично. В данном примере у крайней опоры ($V_A^{np} = 80.3$ кН) и у первой промежуточной опоры справа ($V_B^{np} = 99.1$ кН), где поперечные силы меньше, чем на опоре В слева ($V_B^* = 120.5$ кН), принятое поперечное армирование также будет обеспечивать прочность наклонных сечений. Уменьшить поперечное армирование не представляется возможным, так как диаметр хомутов принят минимальным, а шаг – максимально допустимым по конструктивным требованиям при данной высоте балки.

5.7 Построение эпюры материалов и определение мест обрыва арматуры второстепенной балки

Определив необходимое сечение арматуры в пролетах и на опорах, а также отогнутой арматуры (если это необходимо), переходят к назначению количества и диаметра стержней.

Сначала подбирают арматуру во всех пролетах. Следует стремиться к меньшему количеству разных диаметров рабочей арматуры (не более трех). Минимальный диаметр рабочих стержней для вязанных каркасов принимается равным 12 мм, максимальный – 32 мм.

При размещении стержней в сечении должны также соблюдаться следующие требования:

а) расстояние в свету между стержнями должно быть не менее диаметра и не менее 25 мм при нижнем расположении арматуры и не менее 30 мм - при верхнем, что обеспечивается обычно при назначении количества стержней в сечении в зависимости от его ширины;

б) расстояние в свету между рядами при двухрядном расположении должно быть не менее половины диаметра и не менее 25 мм;

в) толщина защитного слоя у нижней и верхней граней при диаметре продольной арматуры до 32 мм принимается не менее величин, указанных в таблицах 3, 4 и не менее максимального размера заполнителя. Толщина защитного слоя у боковых граней хомутов должна быть не менее 15 мм.

В случаях, если в пролетных сечениях по расчету требуется поставить более двух продольных стержней, то два крайних стержня надлежит довести до опоры второстепенной балки, а остальные в целях экономии металла рекомендуется ставить меньшей длины (предусмотрев или обрыв части рабочих стержней в пролете, или с целью использования одних и тех же стержней в качестве как пролетной, так и опорной арматуры перевод (отгиб) стержней из нижней зоны в пролете в верхнюю – на опорах).

Места обрыва или отгиба стержней назначаются в соответствии с эпюрами изгибающих моментов. Для этого на огибающей эпюре изгибающих моментов от внешней нагрузки, построенной в соответствующем масштабе, строится в том же масштабе так называемая **эпюра материалов**, представляющая собой эпюру моментов M_{Rd} , которые может воспринять второстепенная балка с имеющимся в сечении балки принятым количеством арматуры (эпюру моментов несущей способности балки по арматуре).

Несущая способность сечений балки по арматуре определяется по формуле:

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

где: d – уточненное значение рабочей высоты сечения;

η – табличный коэффициент, определяемый: $\eta = 1 - k_2 \cdot \xi$

$$\xi = \frac{A_{st} \cdot f_{yd}}{\omega_c \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}$$

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

Для построения эпюры материалов по фактической площади арматуры A_{st}^{np} в середине пролета и на опоре (см. таблица 13) по формуле (*) определяют момент M_{Rd} , воспринимаемый арматурой A_{st}^{np} . Затем в масштабе, принятом для построения эпюры изгибающих моментов (см. рис. 11), проводят горизонтальную линию, соответствующую M_{Rd} .

Эта горизонтальная линия должна быть расположена несколько дальше эпюры изгибающих моментов по отношению к нулевой линии, что показывает, на сколько фактическая арматура A_{st}^{np} близка к расчетной A_{st}^{rp} . Если гори-

горизонтальная линия пересекает эпюру изгибающих моментов, то это говорит о том, что арматуры A_{st}^{np} поставлено недостаточно, или сделана в вычислениях ошибка.

Затем подсчитывают момент M_{Rd} для меньшего количества стержней, что будет соответствовать обрыву (отгибу) стержней в сечениях с меньшим изгибающим моментом. Обычно обрывают (отгибают) сразу по два или по одному стержню и начинают при этом обрыв (отгиб) с арматуры, расположенной во втором ряду или в средней части при однорядном расположении. При выполнении обрывов (отгибов) стержней необходимо соблюдать принцип симметрии расположения стержней в поперечном сечении балки.

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

Из точек теоретического обрыва (т.т.о.) проводят перпендикулярные линии до пересечения их с горизонтальными линиями M_{Rd} и окончательно строят эпюру материалов, которая имеет ступенчатый вид в местах теоретического обрыва стержней, и наклонный вид в местах отгиба стержней. Следует иметь в виду, что начало каждого отгиба в растянутой зоне располагают на расстоянии от точки теоретического обрыва не меньше, чем $0.5d$, где d — уточненное значение рабочей высоты сечения. С целью восприятия изгибающего момента от возможного частичного защемления балки на стене в первом пролете арматуру не обрывают, а отгибают на крайнюю опору. Начало отгиба располагают на расстоянии 50-60 мм, от внутренней грани стены.

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

Расчеты, необходимые для построения эпюры материалов, можно выполнять в табличной форме (таблица 14 и таблица 15).

5.8 Определение длины анкеровки и нахлеста обрываемых стержней

Сечения, в которых обрываемые стержни не требуются по расчету, проще всего определить графически. Для этого необходимо на объемлющую эпюру моментов наложить эпюру материалов. Точки, в которых ординаты эпюр будут общими (точки пересечения), определяют места теоретического обрыва стержней в пролете (рисунок 11). Для обеспечения прочности наклонных

сечений второстепенной балки по изгибающим моментам обрываемые в пролете стержни продольной арматуры необходимо завести за точку теоретического обрыва на расстояние не менее:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b, reqd} \cdot \frac{A_{s, red}}{A_{s, prov}} \geq l_{b, min}, \quad (*)$$

где: $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5$ – коэффициенты, характеризующие условия анкеровки, определяются по табл. 11.6 [1];

$l_{b, reqd}$ – базовая длина анкеровки, определяется согласно п. 8.4.3 [1] по формуле:

$$l_{b, reqd} = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}},$$

здесь $f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$ – расчетное значение предельного напряжения сцепления;

σ_{sd} – расчетное напряжение стержня в месте от которого измеряется анкеровка.

В курсовом проекте базовую длину анкеровки $l_{b, reqd}$ допускается определять с помощью таблицы 16;

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

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

$l_{b, min}$ – минимальная длина анкеровки, принимается согласно п. 8.4.4 [1] более либо равной наибольшему значению из величин: $\{0,6 l_{b, reqd}; 10 \varnothing; 100 \text{ мм}\}$ – для растянутых стержней и $\{0,3 l_{b, reqd}; 10 \varnothing; 100 \text{ мм}\}$ – для сжатых стержней.

В связи с тем, что произведение $\alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5$ изменяется в пределах от 0,7 до 1,0 (см. таблицу 8.2 п. и 8.4.4 [1]), величина α_4 в условиях обрыва арматуры второстепенной балки не учитывается, а величина α_1 принимается равной 1,0, то в курсовом проекте с целью уменьшения расчетной части разрешается принимать $\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 = 0.7$.

**Вычисление ординат эпюры материалов для варианта армирования отдельными стержнями
с отгибами части продольной арматуры**

Таблица 14

Диаметр и количество стержней	Уточненная высота сечения $d = h_{sb} - c$, см	Фактическая площадь сечения стержней $A_{st}, \text{см}^2$	Расчетное сопротивление арматуры f_{yd} , МПа.	Относительная высота сжатой зоны $\xi = \frac{A_{st} \cdot f_{yd}}{\omega_c \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}$	Коэффициент $\eta = 1 - k_2 \cdot \xi$	$M_{rd} = f_{yd} \cdot A_{st} \cdot d \cdot \eta$, кН·м
<i>1-й пролет (нижняя арматура $b=b_f=160$ см, $c=3.0$ см)</i>						
2 Ø 18+2 Ø 16	42.0	9.11	367	0.058	0.976	137.05
2 Ø 18	42.0	5.09	367	0.032	0.987	77.44
<i>1-й пролет (верхняя арматура $b=b_{sb}=20$ см, $c=3.0$ см)</i>						
2 Ø 12	42.0	2,26	367	0.114	0.952	31.95
<i>Опорная арматура. Опора А, ($b=b_{sb}=20$ см, $c=4.5$ см)</i>						
2 Ø 12+2 Ø 16	40.5	6,28	367	0.329	0.863	80.56
<i>Опорная арматура. Опора В, ($b=b_{sb}=20$ см, $c=4.5$ см)</i>						
2 Ø 20+2 Ø 16	40.5	10,3	367	0.540	0.775	118.65
2 Ø 20	40.5	6,28	367	0.329	0.863	80.56
<i>2-й пролет (нижняя арматура $b=b_f=160$ см, $c=3.0$ см)</i>						
2 Ø 16+1 Ø 16	42.0	6.03	367	0.038	0.984	91.46
2 Ø 16	42.0	4.02	367	0.025	0.990	61.34
<i>2-й пролет (верхняя арматура $b=b_{sb}=20$ см, $c=3.0$ см)</i>						
2 Ø 12	42.0	2,26	367	0.114	0.863	31.95
<i>Опорная арматура. Опора С, ($b=b_{sb}=20$ см, $c=4.5$ см)</i>						
2 Ø 18+1 Ø 16	40.5	7,1	367	0.372	0.845	89.20
2 Ø 18	40.5	5,09	367	0.267	0.889	67.26

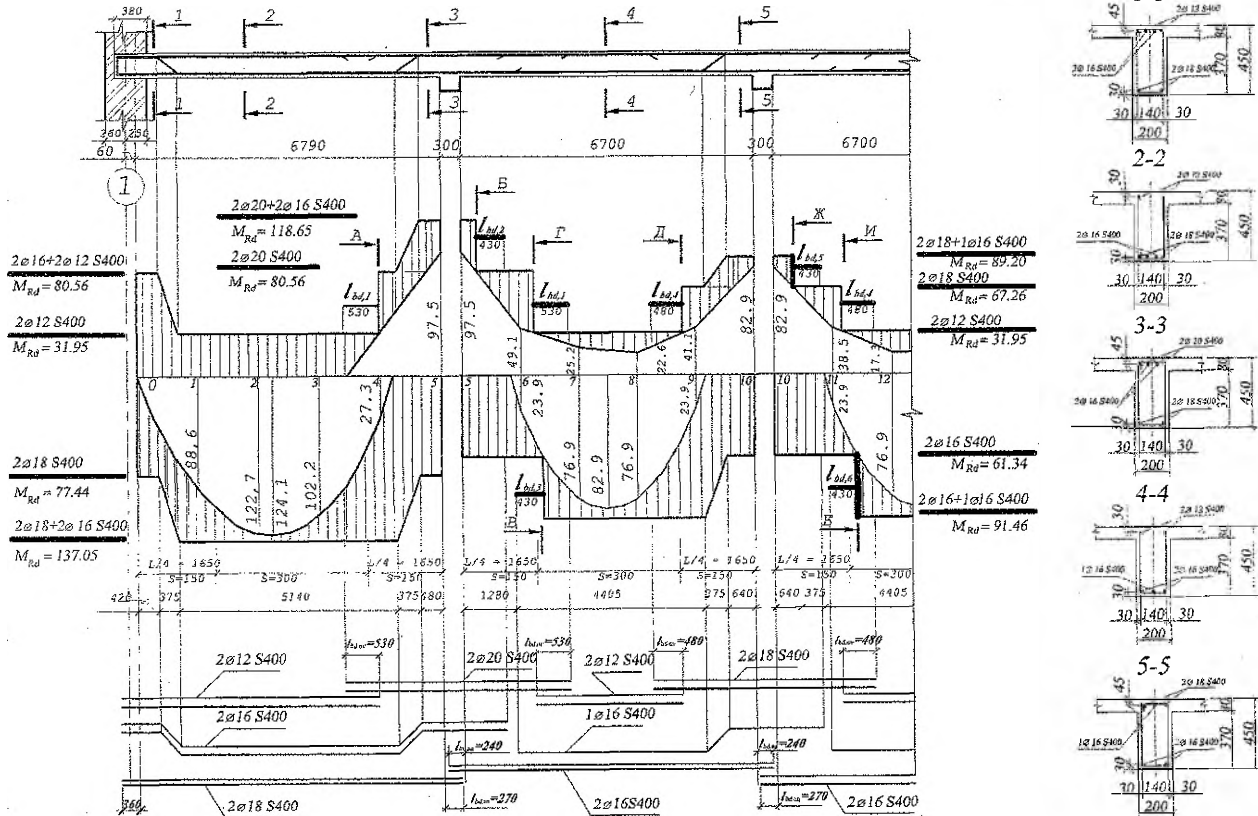


Рисунок 11 – Эпора материалов второстепенной балки для варианта армирования отдельными стержнями

Вычисление ординат эпюры материалов для варианта армирования сварными каркасами и сетками

Таблица 15

Диаметр и количество стержней	Уточненная высота сечения $d = h_{sb} - c$, см	Фактическая площадь сечения стержней A_{st} , см ²	Расчетное сопротивление арматуры f_{yd} , МПа	Относительная высота сжатой зоны $\xi = \frac{A_{st} \cdot f_{yd}}{\omega_c \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}$	Коэффициент $\eta = 1 - k_2 \cdot \xi$	$M_{Ra} = f_{yd} \cdot A_{st} \cdot d \cdot \eta$, кН*м
<i>1-й пролет (нижняя арматура $b=b_f'=160$ см, $c=5.0$ см и $c=3.0$ см)</i>						
2 Ø 18+2 Ø 16	40.0	9.11	367	0.060	0.975	130.40
2 Ø 18	42.0	5.09	367	0.033	0.986	77.44
<i>1-й пролет и опора А (верхняя арматура $b=b_{sb}=20$ см, $c=4.5$ см)</i>						
2 Ø 12	40.5	2,26	367	0.116	0.952	31.95
<i>Опорная арматура. Опора В ($b=b_{sb}=20$ см, $c=6.5$ см, $c=4.5$ см $c=8.5$ см)</i>						
3Ø 16+2 Ø 16	38.5	10,05	367	0.554	0.770	109.34
3Ø 16	40.5	6,03	367	0.285	0.881	87.73
2Ø 16	36.5	4,02	367	0.234	0.903	48,63
<i>2-й пролет (нижняя арматура $b=b_f'=160$ см; $c=3.0$ см; $c=4.5$)</i>						
2 Ø 14+2 Ø 14	40.5	6.16	367	0.040	0.983	90.03
2 Ø 14	42.0	3.08	367	0.019	0.992	47.10
<i>2-й пролет (верхняя арматура $b=b_{sb}=20$ см, $c=4.5$ см)</i>						
2 Ø 12	40.5	2.26	367	0.116	0.952	31.95
<i>Опорная арматура. Опора С, ($b=b_{sb}=20$ см, $c=6.5$ см, $c=4.5$ см $c=8.5$ см)</i>						
3 Ø 14+2 Ø 14	38.5	7.69	367	0.424	0.824	89.53
3 Ø 14	40.5	4.62	367	0.242	0.899	61.73
2 Ø 14	36.5	3.08	367	0.179	0.926	38.21

Расчетные значения базовой длины анкеровки $l_{b,req} / \varnothing$

Таблица 16

Класс арматуры	Класс бетона по прочности при сжатии									
	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	>C ⁵⁵ /67
S400	56	44	41	34	31	28	24	23	21	20
S500 Ø 6-22	66	56	48	40	36	33	29	27	25	24
S500 Ø 25-40	63	53	46	39	35	32	28	26	24	23

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

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

- $5\varnothing$ в элементах, где поперечная арматура ставится на восприятие поперечной силы конструктивно;
- $10\varnothing$ - в элементах, где поперечная арматура ставится по расчету, а до опоры доводится не менее $2/3$ площади сечения продольной арматуры, определенной по наибольшему моменту в пролете;
- $15\varnothing$ - то же, если до опоры доводится не менее $1/3$ сечения арматуры.

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

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

Анкеровка растянутой арматуры (рисунок 11):

опора В слева и справа.

Сечение А – А, Г – Г. В сечении обрывается стержни $\varnothing 20$ мм класса S400. Требуемая площадь сечения арматуры $A_{s,red} = 2.26 \text{ см}^2$ ($2\varnothing 12$), принятая площадь сечения арматуры $A_{s,prov} = 6.28 \text{ см}^2$ ($2\varnothing 20$). По табл.15 $l_{b,req} = 44 \cdot 20 = 880 \text{ мм}$. Длина анкеровки обрываемых стержней в соответствии с формулой (*):

$$l_{bd,1} = 0.7 \cdot 880 \cdot \frac{226}{628} = 221.7 \text{ мм.}$$

Величины остальных параметров составляют:

$$0.6 \cdot l_{b,req} = 0.6 \cdot 880 = 528 \text{ мм}; \quad 20 \cdot \varnothing = 20 \cdot 20 = 400 \text{ мм}; \quad h_{eb} / 2 = 450 / 2 = 225 \text{ мм.}$$

Окончательно принимаем $l_{bd,1} = 530 \text{ мм}$.

Сечение Б – Б. В сечении обрываются стержни $\varnothing 16$ мм класса S400. Требуемая площадь сечения арматуры $A_{s,ред} = 6.28 \text{ см}^2$ ($2\varnothing 20$), принятая площадь сечения арматуры $A_{s,prov} = 10,3 \text{ см}^2$ ($2\varnothing 20 + 2\varnothing 16$). По табл.15 $l_{b,req} = 44 \cdot 16 = 704 \text{ мм}$. Длина анкеровки обрывааемых стержней в соответствии с формулой (*):

$$l_{bd,2} = 0.7 \cdot 704 \cdot \frac{628}{10.63} = 300 \text{ мм}$$

Величины остальных параметров составляют:

$$0.6 \cdot l_{b,req} = 0.6 \cdot 704 = 422 \text{ мм};$$

$$20 \cdot \varnothing = 20 \cdot 16 = 320 \text{ мм};$$

$$h_{sb}/2 = 450/2 = 225 \text{ мм}.$$

Окончательно принимаем $l_{bd,2} = 430 \text{ мм}$.

Сечение В – В. В сечении обрывается стержень $\varnothing 16$ мм класса S400. Требуемая площадь сечения арматуры $A_{s,ред} = 4.02 \text{ см}^2$ ($2\varnothing 16$), принятая площадь сечения арматуры $A_{s,prov} = 6,03 \text{ см}^2$ ($2\varnothing 16 + 1\varnothing 16$). По табл.15 $l_{b,req} = 44 \cdot 16 = 704 \text{ мм}$. Длина анкеровки обрывааемых стержней в соответствии с формулой (*):

$$l_{bd,3} = 0.7 \cdot 704 \cdot \frac{402}{603} = 330 \text{ мм}$$

Величины остальных параметров составляют:

$$0.6 \cdot l_{b,req} = 0.6 \cdot 704 = 422 \text{ мм};$$

$$20 \cdot \varnothing = 20 \cdot 16 = 320 \text{ мм};$$

$$h_{sb}/2 = 450/2 = 225 \text{ мм}.$$

Окончательно принимаем $l_{bd,3} = 430 \text{ мм}$.

Опора С слева и справа (рисунок 11)

Сечение Д – Д, И – И. В сечении обрываются стержни $\varnothing 18$ мм класса S400. Требуемая площадь сечения арматуры $A_{s,ред} = 2.26 \text{ см}^2$ ($2\varnothing 12$), принятая площадь сечения арматуры $A_{s,prov} = 5.09 \text{ см}^2$ ($2\varnothing 18$). По табл.15 $l_{b,req} = 44 \cdot 18 = 792 \text{ мм}$. Длина анкеровки обрывааемых стержней в соответствии с формулой (*):

$$l_{bd,4} = 0.7 \cdot 792 \cdot \frac{226}{509} = 246 \text{ мм}$$

Величины остальных параметров составляют:

$$0.6 \cdot l_{b,req} = 0.6 \cdot 792 = 475 \text{ мм};$$

$$20 \cdot \varnothing = 20 \cdot 18 = 360 \text{ мм};$$

$$h_{sb}/2 = 450/2 = 225 \text{ мм}.$$

Окончательно принимаем $l_{bd,4} = 480 \text{ мм}$.

Сечение Ж – Ж. В сечении обрывается стержень $\varnothing 16$ мм класса S400. Требуемая площадь сечения арматуры $A_{s,red} = 5.09 \text{ см}^2$ ($2\varnothing 18$), принятая площадь сечения арматуры $A_{s,prov} = 7.10 \text{ см}^2$ ($2\varnothing 18 + 1\varnothing 16$). По табл.15 $l_{b,reqd} = 44 \cdot 16 = 704 \text{ мм}$. Длина анкеровки обрываемых стержней в соответствии с формулой (*):

$$l_{bd,5} = 0.7 \cdot 704 \cdot \frac{509}{710} = 353 \text{ мм}$$

Величины остальных параметров составляют:

$$0.6 \cdot l_{b,reqd} = 0.6 \cdot 704 = 422 \text{ мм};$$

$$20 \cdot \varnothing = 20 \cdot 16 = 320 \text{ мм};$$

$$h_{sb}/2 = 450/2 = 225 \text{ мм}.$$

Окончательно принимаем $l_{bd,5} = 430 \text{ мм}$.

Сечение Е – Е. В сечении обрывается стержень $\varnothing 16$ мм класса S400. Требуемая площадь сечения арматуры $A_{s,red} = 4.02 \text{ см}^2$ ($2\varnothing 16$), принятая площадь сечения арматуры $A_{s,prov} = 6.03 \text{ см}^2$ ($2\varnothing 16 + 1\varnothing 16$). По табл.15 $l_{b,reqd} = 44 \cdot 16 = 704 \text{ мм}$. Длина анкеровки обрываемых стержней в соответствии с формулой (*):

$$l_{bd,6} = 0.7 \cdot 704 \cdot \frac{402}{603} = 330 \text{ мм}$$

Величины остальных параметров составляют:

$$0.6 \cdot l_{b,reqd} = 0.6 \cdot 704 = 422 \text{ мм};$$

$$20 \cdot \varnothing = 20 \cdot 16 = 320 \text{ мм};$$

$$h_{sb}/2 = 450/2 = 225 \text{ мм}.$$

Окончательно принимаем $l_{bd,6} = 430 \text{ мм}$.

Анкеровка сжатой арматуры (рисунок 11):

Опора В.

Из первого пролета нижние стержни $\varnothing 18$ мм класса S400 ($l_{b,reqd} = 44 \cdot 18 = 792 \text{ мм}$) должны заходить за грань опоры (грань главной балки) на длину зоны анкеровки равной: $l_{bd,an1} = l_{b,min} = 15 \cdot \varnothing = 15 \cdot 18 = 270 \text{ мм}$, что больше $0.3 \cdot l_{b,reqd} = 0.3 \cdot 792 = 238 \text{ мм}$;

Окончательно принимаем $l_{bd,an1} = 270 \text{ мм}$.

Из второго пролета нижние стержни $\varnothing 16$ мм класса S400 ($l_{b,rqd} = 44 \cdot 16 = 704 \text{ мм}$) должны заходить за грань опоры (грань главной балки) на длину зоны анкеровки равной:

$$l_{bd,an2} = l_{b,min} = 15 \cdot \varnothing = 15 \cdot 16 = 240 \text{ мм} > 0.3 \cdot l_{b,rqd} = 0.3 \cdot 704 = 211 \text{ мм};$$

Окончательно принимаем $l_{bd,an2} = 240 \text{ мм}$.

Опора С.

Из второго и третьего пролетов нижние стержни $\varnothing 16$ мм класса S400 ($l_{b,rqd} = 44 \cdot 16 = 704 \text{ мм}$) должны заходить за грань опоры (грань главной балки) на длину зоны анкеровки равной:

$$l_{bd,an3} = l_{b,min} = 15 \cdot \varnothing = 15 \cdot 16 = 240 \text{ мм} > 0.3 \cdot l_{b,rqd} = 0.3 \cdot 704 = 211 \text{ мм};$$

Окончательно принимаем $l_{bd,an3} = 240 \text{ мм}$.

Анкеровка арматуры на свободной опоре (рисунок 11)

Длина анкеровки продольной арматуры $\varnothing 18$ мм на свободной опоре (в зоне опирания второстепенной балки на наружную стену) должна быть не менее $15 \cdot \varnothing = 15 \cdot 18 = 270 \text{ мм}$. При площадке опирания второстепенной балки на стену $l_{s,sup} = 380 \text{ мм}$ анкерование продольной арматуры обеспечивается.

Соединение стержней арматуры (рисунок 11):

Верхняя пролетная арматура $\varnothing 12$ мм в крайних пролетах стыкуется с верхней опорной арматурой $\varnothing 20$ мм, а в средних пролетах с верхней опорной арматурой $\varnothing 18$ мм. Стыкуемые стержни необходимо завести друг на друга (нахлест) на величину длины анкеровки большего диаметра, т.е.

$$l_{bd,ov} = 0.7 \cdot 880 \cdot \frac{226}{628} = 221.7 \text{ мм} < l_{b,min} = 528 \text{ мм}$$

$$l_{b,min} = \begin{cases} 0.6 \cdot l_b = 0.6 \cdot 880 = 528 \text{ мм}; \\ 15 \cdot \varnothing = 15 \cdot 20 = 300 \text{ мм}; \end{cases}$$

Окончательно принимаем в крайних пролетах – $l_{bd,ov} = 530 \text{ мм}$.

$$l_{bd,ov} = 0.7 \cdot 792 \cdot \frac{226}{509} = 246 \text{ мм} < l_{b,min} = 475 \text{ мм}$$

$$l_{b,min} = \begin{cases} 0.6 \cdot l_b = 0.6 \cdot 792 = 475 \text{ мм}; \\ 15 \cdot \varnothing = 15 \cdot 18 = 270 \text{ мм}; \end{cases}$$

Окончательно принимаем в средних пролетах – $l_{bd,ov} = 480 \text{ мм}$.

Аналогично вычисляются длины анкеровки стержней для варианта армирования сварными каркасами и сетками по данным рисунка 12.

ЛИТЕРАТУРА

1. ТКП EN 1992-1-1-2009 (02250). Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. – Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. Минск 2010.
2. СНБ 5.03.01–02. «Бетонные и железобетонные конструкции». – Мн.: Стройтехнорм, 2002. – 274 с.
- 3*. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85.–М.:1987.–36 с.
- 4*. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции: Общий курс.– М.: Стройиздат, 1991.–767с.
5. Железобетонные конструкции. Основы теории расчета и конструирования // Учебное пособие для студентов строительной специальности. Под редакцией профессора Т.М. Петцольда и профессора В.В. Тура. – Брест, БГТУ, 2003.– 380 с. с илл.
- 6*. Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие. / Под редакцией А.Б. Гольшева. – 2-е изд., перераб. и доп. – К.:Будивельник, 1990. 544 с.
- 7*. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84) – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989.–192 с.
- 8*. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01-84) 41 и 42. – М.: ЦИТП СССР, 1988.–334 с.
- 9*. Шалобыта Н.Н., Малиновский В.Н., Кривицкий П.В. Конструирование железобетонных конструкций многоэтажного промышленного здания // Методические указания к оформлению графической части к курсовому проекту № 1 по курсу «Железобетонные конструкции». – Брест, 2011.

* При использовании источников [3*, 4*,6* – 8*] учесть изменения в нормах проектирования бетонных и железобетонных конструкций.

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение 1

Исходные данные для проектирования
Параметры задания

Таблица 1-1

Третья (с конца) цифра шифра	Последняя цифра шифра									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	19,2x64,0*) 4,8x6,4**)	17,4x72,0 5,8x7,2	21,0x64,0 7,0x6,4	15,6x54,0 5,2x6,0	21,6x74,0 5,4x7,4	17,4x62,4 5,8x7,8	28,0x72,0 7,0x7,2	20,0x66,0 5,0x6,6	18,6x60,8 6,2x7,6	20,0x64,0 5,0x6,4
2	15,0x60,0 5,0x6,0	24,8x64 6,2x8,0	19,2x60,0 4,8x6,0	22,4x74,0 5,6x7,4	15,6x52,8 5,2x6,6	19,2x64,0 6,4x8,0	19,2x68,0 4,8x6,8	24,0x62,4 6,0x7,8	18,0x60,8 6,0x7,6	24,0x64,0 6,0x6,4
3	26,6x72,0 6,6x7,2	18,0x54,6 6,0x7,8	20,0x74,0 5,0x7,4	17,4x66,0 5,8x6,6	20,8x54,4 5,2x6,8	16,8x68,0 5,6x6,8	21,0x66,0 7,0x6,6	22,2x66,0 7,4x6,6	25,6x72,0 6,4x7,2	16,2x54,0 5,4x6,0
4	19,8x54,6 6,6x7,8	16,8x60,8 5,6x7,6	24,0x54,4 6,0x6,8	23,2x72,0 5,8x7,2	16,8x62,4 5,6x7,8	25,6x72,0 6,4x8,0	18,6x74,0 6,2x7,4	28,0x74,0 7,0x7,4	24,8x72,0 6,2x7,2	21,6x47,6 5,4x6,8
5	20,8x74,0 5,2x7,4	22,4x72,0 5,6x7,2	16,2x76,0 5,4x7,6	19,2x60,8 4,8x7,6	21,6x56,0 5,4x8,0	19,2x54,6 6,4x7,8	19,2x66,0 6,4x6,6	26,4x60,0 6,6x6,0	24,0x72,0 6,0x7,2	23,2x54,4 5,8x6,8
6	16,2x56,0 5,4x7,0	24,8x68,0 6,2x6,8	21,6x62,4 5,4x7,8	14,4x54,6 4,8x7,8	22,4x63 5,6x7,0	18,6x56,0 6,2x8,0	26,4x68,0 6,6x6,8	22,4x64,0 5,6x6,4	20,0x72,0 5,0x7,2	16,2x66,0 5,4x6,6
7	19,2x60,8 6,4x7,6	18,6x66,0 6,2x6,6	20,0x48,0 5,0x8,0	20,8x56,0 5,2x8,0	20,0x60,0 5,0x6,0	17,4x60,8 5,8x7,6	20,8x72,0 5,2x7,2	24,0x64,0 8,0x6,4	25,6x68,0 6,4x6,8	16,8x52,8 5,6x6,6
8	22,4x47,6 5,6x6,8	24,8x74,0 6,2x7,4	19,2x48,0 4,8x4,8	20,0x50,0 5,0x5,0	16,2x58,0 5,4x5,8	20,8x64,0 5,2x6,4	15,0x76,0 5,0x7,6	23,2x60,0 5,8x6,0	21,6x64,0 5,4x6,4	28,0x60,0 5,6x6,0
9	26,4x72,0 6,6x8,0	18,0x60,0 6,0x6,0	19,2x48,0 4,8x8,0	15,6x54,0 5,2x5,4	20,8x64,0 5,2x6,4	24,8x60,0 6,2x6,0	15,6x76,0 5,2x7,6	24,0x74,0 6,0x7,4	19,2x60,0 6,4x6,0	28,0x64,0 7,0x6,4
0	18,0x72,6 6,0x6,6	17,4x64,0 5,8x6,4	20,0x78,0 5,0x7,8	19,8x76,0 6,6x7,6	17,4x64,0 5,8x8,0	23,2x74,0 5,8x7,4	20,8x78,0 5,2x7,8	25,6x74,0 6,4x7,4	20,0x78,0 5,0x7,8	17,4x62,4 5,8x7,8

*) Верхняя строка – размеры здания в плане (м).

**) Нижняя строка – сетка колонн (м).

Переменная нагрузка на междуэтажное перекрытие (кН/м²)

Таблица 1–2

Предпоследняя цифра шифра	Последняя цифра шифра									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
0	6	8	10	7	9	5	7	10	8	6
1	8	6	8	10	7	10	5	7	6	8
2	10	10	5	5	6	7	9	5	10	9
3	7	5	7	9	8	9	6	9	5	5
4*	5	9	6	6	5	6	8	8	7	10

*) Если предпоследняя цифра шифра больше 4, то полезная нагрузка принимается по разности цифр N–5, где N – предпоследняя цифра шифра.

Количество этажей, высота этажа здания, район строительства и задаваемые характеристики материалов

Таблица 1–3

Показатели	Последняя цифра шифра									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
Число этажей	4	6	7	5	5	7	6	4	4	6
Высота этажа, м	4,2	4,8	3,6	5,4	3,0	6,0	4,8	4,2	6,0	3,6
Район строительства	Москва	Рязань	Витебск	Минск	Брест	Киев	Ижевск	Челябинск	Запорожье	Архангельск
Класс бетона	C ²⁰ / ₂₅	C ¹⁶ / ₂₀	C ¹² / ₁₅	C ²⁵ / ₃₀	C ³⁰ / ₃₇	C ³⁵ / ₄₅	C ¹⁶ / ₂₀	C ²⁰ / ₂₅	C ³⁰ / ₃₇	C ³⁵ / ₄₅
Класс арматурной стали	S400, S500	S400, S500	S400, S500	S400, S500	S400, S500	S400, S500	S400, S500	S400, S500	S400, S500	S400, S500
Класс условий эксплуатации	XC2	XC1	X0	XC3	XC4	XD1	X0	XD3	XD2	XC4

Приложение 2

Прочностные и деформационные характеристики тяжелых и мелкозернистых бетонов

Таблица 2-1

Характеристики	Классы бетона по прочности на сжатие														
	C ⁸ /10	C ¹² /15	C ¹⁶ /20	C ²⁰ /25	C ²⁵ /30	C ³⁰ /37	C ³⁵ /46	C ⁴⁰ /50	C ⁴⁵ /55	C ⁵⁰ /60	C ⁵⁵ /67	C ⁶⁰ /75	C ⁷⁰ /85	C ⁸⁰ /95	C ⁹⁰ /105
f_{ck} (МПа)	8	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{c, cube}$ (МПа)	10	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
f_{cm} (МПа)	16	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
f_{ctm} (МПа)	1,2	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0
$f_{ctk,0.05}$ (МПа)	0,84	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5
$f_{ctk,0.95}$ (МПа)	1,56	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6
ϵ_{cu1} (‰)	-1,7	-1,8	-1,9	-2,0	-2,1	-2,2	-2,25	-2,3	-2,4	-2,45	-2,5	-2,6	-2,7	-2,8	-2,8
ϵ_{cu1} (‰)						-3,5					-3,2	-3,0	-2,8	-2,8	-2,8
ϵ_{cu2} (‰)						-2,0					-2,2	-2,3	-2,4	-2,5	-2,6
ϵ_{cu2} (‰)						-3,5					-3,1	-2,9	-2,7	-2,6	-2,6
n						2,0					1,75	1,60	1,45	1,40	1,40
ϵ_{cu3} (‰)						-1,75					-1,8	-1,9	-2,0	-2,2	-2,3
ϵ_{cu3} (‰)						-3,5					-3,1	-2,9	-2,7	-2,6	-2,6

Примечание: для мелкозернистых бетонов, приготовленных с применением песков, имеющих модуль крупности $M_x = 2,0$ и менее (группа Б), значения прочностных характеристик из табл. 4.3 f_{ctm} , $f_{ctk,0.05}$, $f_{ctk,0.95}$ следует умножать на поправочный коэффициент $k_f = 0,65 + 6 \cdot 10^{-3} f_{c, cube}$

Расчетные сопротивления арматуры, МПа

Таблица 2-2

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

* Для случая применения в сварных каркасах

Приложение 3

Значения β и θ для расчета элементов с поперечным армированием

Таблица 3-1

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

Значения ξ , η , α_m для расчета по прочности железобетонных элементов
Таблица 3-2

Расчетный параметр	Коэффициенты				Относительные деформации, ‰	
	$\xi = x/d$	$\omega_c \xi$	$\eta = z/d$	α_m	сжатия в бетоне ε_c (+)	растяжения в арматуре ε_{st} (+)
Область деформирования	2	3	4	5	6	7
Область 1a	0,02	0,002	0,993	0,002	0,20	10,0
	0,04	0,008	0,986	0,008	0,42	10,0
	0,06	0,017	0,979	0,017	0,64	10,0
	0,08	0,030	0,972	0,029	0,87	10,0
	0,10	0,045	0,965	0,044	1,11	10,0
	0,12	0,063	0,957	0,061	1,35	10,0
	0,14	0,083	0,949	0,079	1,63	10,0
	0,16	0,104	0,940	0,098	1,90	10,0
	Верхний предел для области 1a	0,167	0,111	0,938	0,104	2,00
Область 1b	0,18	0,125	0,931	0,117	2,20	10,0
	0,20	0,147	0,922	0,135	2,50	10,0
	0,22	0,168	0,912	0,153	2,82	10,0
	0,24	0,189	0,902	0,171	3,16	10,0
Верхний предел для области 1b	0,259	0,211	0,892	0,187	3,50	10,0
Область 2	0,26	0,212	0,892	0,188	3,50	9,96
	0,28	0,227	0,884	0,200	3,50	9,00
	0,30	0,243	0,875	0,213	3,50	8,17
	0,32	0,259	0,867	0,225	3,50	7,44
	0,34	0,275	0,859	0,236	3,50	6,79
	0,36	0,291	0,850	0,248	3,50	6,22
	0,38	0,308	0,842	0,259	3,50	5,71
	0,40	0,324	0,834	0,270	3,50	5,25
	0,42	0,340	0,825	0,281	3,50	4,83
	0,44	0,356	0,817	0,291	3,50	4,45
	0,46	0,372	0,809	0,301	3,50	4,11
	0,48	0,388	0,800	0,311	3,50	3,79
	0,50	0,405	0,792	0,321	3,50	3,50
	0,52	0,421	0,784	0,330	3,50	3,23
	0,54	0,437	0,775	0,339	3,50	2,98
	0,56	0,453	0,767	0,348	3,50	2,75
0,58	0,469	0,759	0,356	3,50	2,53	
0,60	0,486	0,750	0,364	3,50	2,33	
Граничное значение для области 2 при арматуре S400	0,656	0,531	0,727	0,386	3,50	1,838
Граничное значение для области 2 при арматуре S600	0,627	0,508	0,739	0,375	3,50	2,085
	0,617	0,500	0,743	0,372	3,50	2,175

Основные зависимости для расчета железобетонных элементов прямоугольного сечения по упрощенному методу с использованием параболически линейной диаграммы деформирования бетона

Таблица 3-3

Стадия	Диапазон изменения относительной высоты сжатой зоны ξ	Кривая деформирования $\varepsilon_c, \text{‰}$	Напряжения σ_c крайнего сжатого волокна, при ε_c в ‰	Относительная деформация растянутой арматуры $\varepsilon_{s1}, \text{‰}$	Относительная деформация сжатой арматуры $\varepsilon_{s2}, \text{‰}$
Ia	$\xi \leq \frac{1}{6}$	$10 \frac{\xi}{1-\xi}$	$\alpha f_{cd} \varepsilon_c \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{4}\right)$	10	$10 \frac{\xi - \varepsilon_l}{1-\xi} \frac{d}{d}$
Ib	$\frac{1}{6} < \xi \leq \frac{7}{27}$	$10 \frac{\xi}{1-\xi}$	αf_{cd}	10	$10 \frac{\xi - \varepsilon_l}{1-\xi} \frac{d}{d}$
II	$\frac{7}{27} < \xi \leq \frac{7}{2\varepsilon_{sp} + 7}$	3,5	αf_{cd}	$3,5 \frac{1-\xi}{\xi}$	$3,5 \frac{\xi - \varepsilon_l}{\xi} \frac{d}{d}$
III	$\frac{7}{2\varepsilon_{sp} + 7} < \xi \leq \beta_h$	3,5	αf_{cd}	$3,5 \frac{1-\xi}{\xi}$	$3,5 \frac{\xi - \varepsilon_l}{\xi} \frac{d}{d}$
IV	$\xi > \beta_h$	$\frac{14\xi}{7\xi - 3\beta_h}$	αf_{cd}	$\frac{14(\xi - 1)}{7\xi - 3\beta_h}$	$\frac{14\left(\xi - \frac{\varepsilon_l}{d}\right)}{7\xi - 3\beta_h}$

Окончание таблицы 3-3

Стадия	Параметры усилия в бетоне сжатой зоны			
	Коэффициент полноты эпюры напряжений ω_c	Относительное усилие $\omega_c \xi = \frac{F_{\text{сж}}}{bd\alpha f_{\text{сж}}}$	Относительное плечо усилия $\eta = \frac{z}{d}$	Относительный момент $\alpha_{\text{м}} = \frac{M_{\text{сж}}}{bd^2\alpha f_{\text{сж}}}$
Ia	$\frac{5\xi \left(1 - \frac{8}{3}\xi\right)}{(1-\xi)^2}$	$\frac{5\xi^2 \left(1 - \frac{8}{3}\xi\right)}{(1-\xi)^2}$	$\frac{3\xi^2 - 12\xi + 4}{4 \left(1 - \frac{8}{3}\xi\right)}$	$\frac{1,25\xi^2 (3\xi^2 - 12\xi + 4)}{(1-\xi)^2}$
Ib	$\frac{16 - \xi}{15\xi}$	$\frac{16\xi - 1}{15}$	$1 - \frac{8,55\xi^2 - 1,1\xi + 0,05}{16\xi - 1}$	$1,14\xi - 0,57\xi^2 - 0,07$
II	$\frac{17}{21}$	$\frac{17}{21}\xi$	$1 - \frac{99}{238}\xi$	$\frac{17}{21}\xi - \frac{33}{98}\xi^2$
III	$\frac{17}{21}$	$\frac{17}{21}\xi$	$1 - \frac{99}{238}\xi$	$\frac{17}{21}\xi - \frac{33}{98}\xi^2$
IV	$1 - p_4 \frac{4}{21}$ где $p_4 = \left(\frac{4\beta_h}{7\xi - 3\beta_h}\right)^2$	$\beta_h \left(1 - p_4 \frac{4}{21}\right)$	$1 - \frac{\beta_h}{2} \frac{1 - p_4 \frac{16}{49}}{1 - p_4 \frac{4}{21}}$	$\beta_h \left(1 - \frac{\beta_h}{2} - p_4 \left(\frac{4}{21} - \frac{8}{49}\beta_h\right)\right)$

Приложение 4.

Сортамент горячекатаных арматурных стержней

Таблица 4-1

Номинальный диаметр, мм	Площадь поперечного сечения см ² , при числе стержней									Масса 1 м, кг	Выпускаемые диаметры для сталей классов			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		S240	S400	S500	S800
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	0,222	•	•	•	
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	0,302	•	•	•	
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	0,395	•	•	•	
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	0,499	•	•	•	
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	0,617	•	•	•	•
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	0,888	•	•	•	•
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	1,208	•	•	•	•
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	1,578	•	•	•	•
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	1,988	•	•	•	•
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	2,466	•	•	•	•
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	2,984	•	•	•	•
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,853	•	•	•	
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	4,834	•	•	•	
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	6,313	•	•	•	
36	10,179	20,36	30,54	40,72	50,90	61,07	71,25	81,43	91,61	7,990	•	•	•	

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

Сортамент арматурной проволоки

Таблица 4-2

Номинальный диаметр, мм	Площадь поперечного сечения (см ²) при числе проволок									Масса 1 м, кг
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	S500
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,051
4	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	0,090
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	0,139

Приложение 5

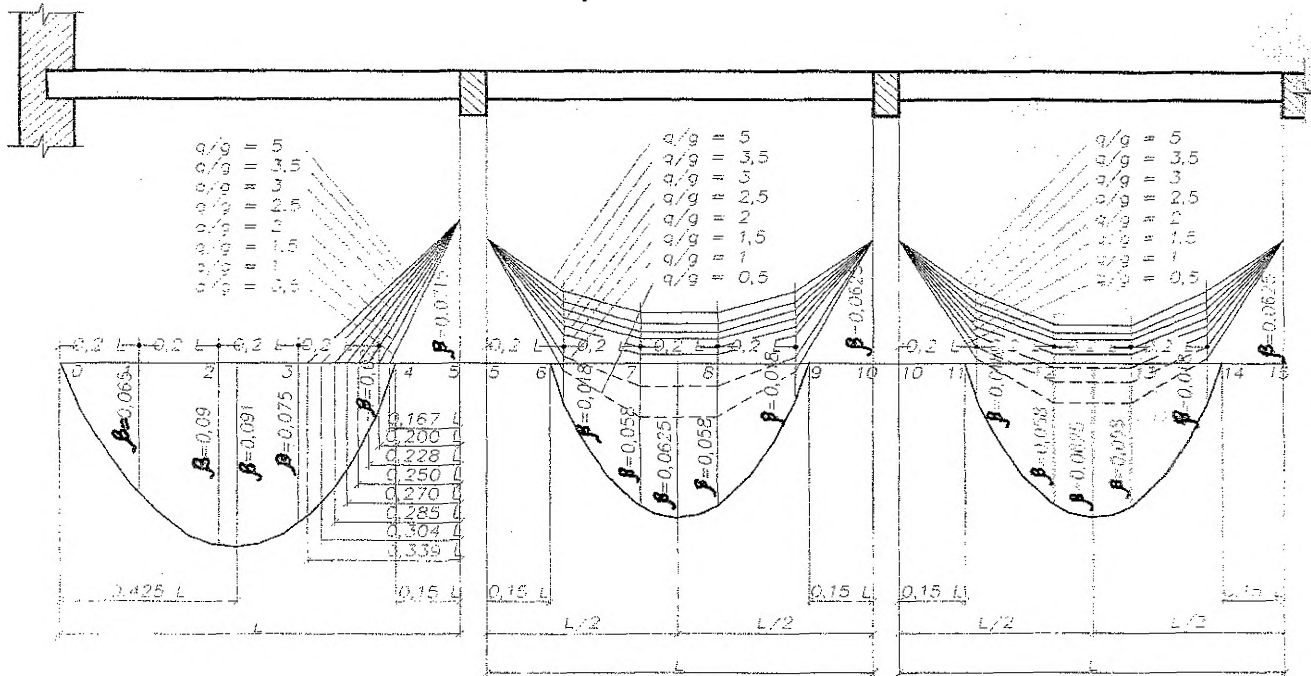


Рисунок 5 -1 – Эпюры расчетных моментов для равнопролетных неразрезных второстепенных балок

Значения коэффициента β для определения ординат изгибающих моментов в средних пролетах балок в за-

висимости от соотношения нагрузок $\frac{q_{sb}}{g_{sb}}$

Таблица 5-1

$\frac{q_{sb}}{g_{sb}}$	Номера точек										
	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0.5	-0.0715	-0.01	+0.022	+0.024	-0.004	-0.0625	-0.003	+0.028	+0.028	-0.003	-0.0625
1.0	-0.0715	-0.02	+0.016	+0.009	-0.014	-0.0625	-0.013	+0.013	+0.013	-0.013	-0.0625
1.5	-0.0715	-0.026	-0.003	0	-0.02	-0.0625	-0.019	+0.004	+0.004	-0.019	-0.0625
2.0	-0.0715	-0.03	-0.009	-0.006	-0.024	-0.0625	-0.023	-0.003	-0.003	-0.023	-0.0625
2.5	-0.0715	-0.033	-0.012	-0.009	-0.027	-0.0625	-0.025	-0.006	-0.006	-0.025	-0.0625
3.0	-0.0715	-0.035	-0.016	-0.014	-0.029	-0.0625	-0.028	-0.01	-0.01	-0.028	-0.0625
3.5	-0.0715	-0.037	-0.019	-0.017	-0.031	-0.0625	-0.029	-0.013	-0.013	-0.029	-0.0625
4.0	-0.0715	-0.038	-0.021	-0.018	-0.032	-0.0625	-0.03	-0.015	-0.015	-0.03	-0.0625
4.5	-0.0715	-0.039	-0.022	-0.02	-0.033	-0.0625	-0.032	-0.016	-0.016	-0.032	-0.0625
5.0	-0.0715	-0.04	-0.024	-0.021	-0.034	-0.0625	-0.033	-0.018	-0.018	-0.033	-0.0625

Учебное издание

Составители:

*Шалобьта Николай Николаевич
Малиновский Василий Николаевич*

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ МОНОЛИТНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО РЕБРИСТОГО ПЕРЕКРЫТИЯ С БАЛОЧНЫМИ ПЛИТАМИ

*Методические указания к выполнению 1-го
курсового проекта по курсу:
"Железобетонные конструкции"
специальности 70 02 01
дневной и заочной форм обучения*

Издание 2-е, дополненное

Ответственный за выпуск: Шалобьта Н.Н.
Редактор: Боровикова Е.А.
Компьютерная верстка: Боровикова Е.А.
Корректор: Никитчик Е.В.

Стереотипное издание. Подписано в печать 28.08.2012 г. Формат 60x84 ¹/₁₆.
Бумага "Снегурочка". Уч. изд. л. 4,25. Усл. печ. л. 4,0. Заказ № 934.
Тираж 100 экз. Отпечатано на ризографе Учреждения образования
"Брестский государственный технический университет".
224017, г. Брест, ул. Московская, 267.