

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

Кафедра «Строительные конструкции, основания и фундаменты»

В. В. ТАЛЕЦКИЙ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ  
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ  
МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ

Часть II

МЕЖДУЭТАЖНОЕ ПЕРЕКРЫТИЕ  
ИЗ МОНОЛИТНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА.  
ПРАВИЛА ОФОРМЛЕНИЯ ЧЕРТЕЖЕЙ

Учебно-методическое пособие  
по курсовому и дипломному проектированию

*Одобрено методической комиссией факультета ПГС*

Гомель 2009

УДК 624.012.35.001.63(075.8)

ББК 38.53

T16

Р е ц е н з е н т – главный конструктор проектного института  
«Гомельоблстройпроект» И. Б. Овчаренко.

### **Талецкий, В. В.**

T16 Проектирование железобетонных конструкций многоэтажного здания. В 2 ч. Ч. II. Междуэтажное перекрытие из монолитного железобетона. Правила оформления чертежей : учеб.-метод. пособие по курсовому и дипломному проектированию / В. В. Талецкий ; М-во образования Респ. Беларусь, Белорус. гос. ун-т трансп. – Гомель : БелГУТ, 2009. – 40 с.

ISBN 978-985-468-541-0 (ч. II)

Приведена последовательность расчета плиты и второстепенной балки монолитного железобетонного перекрытия. Даны краткие указания по конструированию этих элементов. Примеры расчетов выполнены в соответствии с СНБ 5.03.01-02 "Конструкции бетонные и железобетонные".

Приведены правила оформления чертежей по новым нормативным документам и приложены три листа чертежей по оформлению графической части курсового проекта.

Предназначено для выполнения курсового проекта № 1 дисциплины "Железобетонные конструкции" студентами специальности "Промышленное и гражданское строительство" и может быть полезно при дипломном проектировании и в проектной практике.

УДК 624.012.35.001.63(075.8)

ББК 38.53

ISBN 978-985-468-541-0 (ч. II)

© Талецкий В. В., 2009

<b>1 Расчет и конструирование элементов монолитного перекрытия.....</b>	<b>4</b>
1.1 Конструктивная схема.....	4
1.2 Расчет плиты.....	6
1.3 Расчет второстепенной балки.....	10
1.3.1 Определение размеров поперечного сечения.....	10
1.3.2 Построение эпюр изгибающих моментов и поперечных сил.....	11
1.3.3 Расчет продольной арматуры балки.....	12
1.3.4 Расчет поперечной арматуры балки.....	16
1.3.5 Построение огибающей эпюры моментов, эпюры материалов и определение мест обрыва продольных стержней.....	23
<b>2 Правила оформления чертежей.....</b>	<b>30</b>
2.1 Общие сведения.....	30
2.2 Схемы расположения элементов конструкций.....	32
2.3 Чертежи элементов железобетонных конструкций.....	33
2.4 Расчетные схемы.....	36
2.5 Надписи на чертежах.....	36
<b>Приложения</b>	
А Схема расположения элементов здания. Разрез 1–1. Узлы.....	вкл.
Б Конструкция ригеля, колонны и фундамента.....	вкл.
В Конструкция монолитного перекрытия.....	вкл.
Г Сетки арматурные сварные для железобетонных конструкций и изделий (ГОСТ 23279–85).....	37
<b>Список литературы.....</b>	<b>40</b>





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

Связь между рабочей высотой плиты  $d_s$  и ее пролетом  $l_s$  можно установить из уравнения  $M_{Sd} = \alpha_m \alpha_{f_{cd}} b_s d_s^2$ , положив в нем

$$M_{Sd} = \frac{q l_s^2}{11} \text{ и } \alpha_m = 0,125. \text{ При единичном значении ширины плиты } b_s =$$

1 м получим

$$d_s = 0,85 l_s \sqrt{q / (\alpha_{f_{cd}})}, \quad (1.1)$$

где  $q$  – расчетная нагрузка на плиту без учета ее собственного веса, кН/м<sup>2</sup>.

Так как плита перекрытия балочная, то отношение длинной  $l_{sb}$  и короткой  $l_s$  сторон контура, ограниченного второстепенными и главными балками, должно быть больше трех:  $l_{sb} / l_s > 3$ .

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

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

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

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

Определим расчетный пролет и толщину плиты перекрытия производственного здания с пролетом главных балок  $l_{mb} = 7,0$  м, шагом главных балок  $B = 6,0$  м и нагрузкой, действующей на перекрытие  $q = 11,175$  кН/м<sup>2</sup> (п. 1, 3 и 4 из таблицы 2.1 [7]). Плиту проектируем из монолитного бетона класса C<sup>16</sup>/20,  $f_{cd} = 10,7$  МПа,  $f_{ctd} = 0,78$  МПа.

Первое значение пролета плиты:

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

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

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

Окончательное значение пролета плиты:

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

По формуле (1.1) определяем рабочую высоту плиты:

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

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

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

## 1.2 Расчет плиты

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

Для расчета балочной плиты рассматривают полосу шириной 1,0 м в направлении, перпендикулярном второстепенным балкам. Поэтому нагрузки, действующие на 1 м длины этой полосы, равны нагрузкам на 1 м<sup>2</sup>.

Нагрузки на плиту перекрытия толщиной 70 мм приведены в таблице 1.1.

При определении изгибающих моментов плита рассматривается как неразрезная многопролетная балка, загруженная полной расчетной равномерно распределенной нагрузкой  $q_s = g_s + p_s$ . Расчетная схема плиты и эпюра изгибающих моментов приведены на рисунке 1.2.

Т а б л и ц а 1.1 – Нагрузки, действующие на плиту перекрытия

В кН/м<sup>2</sup>

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

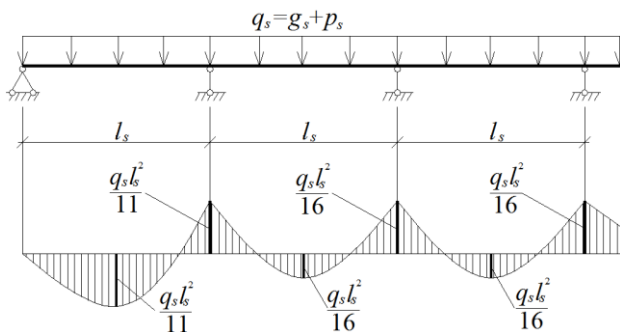


Рисунок 1.2 – Расчетная схема и эпюра изгибающих моментов монолитной балочной плиты

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

– в крайних пролетах и на первых промежуточных опорах:



$$M_{Sd} = \pm \frac{q_s l_s^2}{11}; \quad (1.2)$$

– в средних пролетах и на средних опорах:

$$M_{Sd} = \pm \frac{q_s l_s^2}{16}. \quad (1.3)$$

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

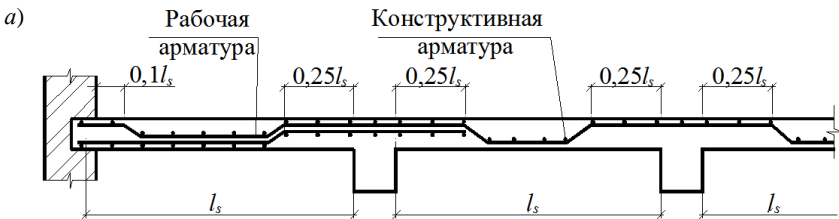
Требуемую площадь арматуры в расчетных сечениях плиты определяют как для прямоугольного сечения с одиночной арматурой шириной  $b = 1,0$  м и высотой  $h_s$ .

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

арматуру с площадью  $A_s$  подбирают по моменту  $M_{Sd} = \frac{q_s l_s^2}{16}$ , а в первом пролете и над первой промежуточной опорой устанавливают дополнительную арматуру  $\Delta A_s$ , подбирая ее по моменту  $\Delta M_{Sd} = \frac{q_s l_s^2}{11}$  –

$\frac{q_s l_s^2}{16}$  (рисунок 1.3, а).

Для плит толщиной больше 100 мм применяют раздельное армирование плоскими или рулонными сетками с поперечной рабочей арматурой (рисунок 1.3, б).



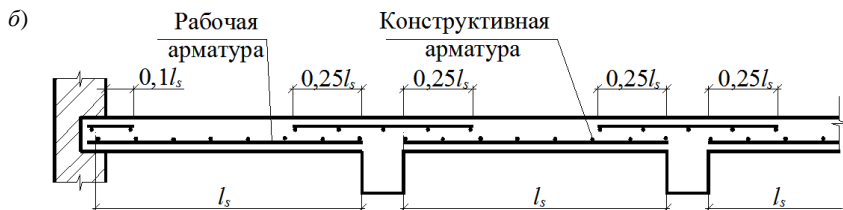


Рисунок 1.3 – Схема армирования плиты:  
*a* – рулонными сетками; *б* – плоскими сетками

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

Продолжим начатый расчет монолитного перекрытия.

Изгибающий момент в крайнем пролете и на первой промежуточной опоре  $M_{Sd,1} = \frac{q_s l_s^2}{11} = \frac{13,54 \cdot 1,55^2}{11} = 2,96 \text{ кН}\cdot\text{м}$ .

В соответствии с алгоритмом, приведенным в таблице 3.8 [7], определяем требуемую площадь арматуры класса S240,  $f_{yd} = 218 \text{ МПа}$ :

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

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

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

Принимаем не менее  $6\varnothing 8 \text{ мм}$ ,  $A_{s,1} = 3,01 \text{ см}^2$ , шаг стержней не более 165 мм.

Подберем арматуру для средних пролетов и средних опор плиты:

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

$$\alpha_m = \frac{1,63 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 10,7 \cdot 1,0 \cdot 0,05^2} = 0,061;$$

$$\eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - 0,416 \cdot \frac{0,061}{0,81}} = 0,968;$$

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

Принимаем не менее 6Ø6 мм,  $A_{s,2} = 1,70 \text{ см}^2$ , шаг стержней не более 165 мм.

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

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

$$4\tilde{N} \frac{6S240 - 300}{8S240 - 150} 155 \times 570;$$

– нижние сетки в средних пролетах и верхние над промежуточными опорами

$$4\tilde{N} \frac{4S240 - 300}{6S240 - 150} 155 \times 570.$$

### 1.3 Расчет второстепенной балки

#### 1.3.1 Определение размеров поперечного сечения

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

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

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

$$d_{sb} = 2,15 \sqrt[3]{M_{Sd} / (\alpha f_{cd})}, \quad (1.4)$$

$$b_{sb} = d_{sb} / 2,4, \quad (1.5)$$

где  $M_{Sd}$  – изгибающий момент, определяемый по формуле  $M_{Sd} = \frac{q_s l_{sb}^2}{14}$ , без учета собственного веса балки;  $l_{sb}$  – расчетные пролеты второстепенной балки, равные расстоянию в свету между главными

балками,  $l_{sb} = B - b_{mb}$ . Ширину сечения главных балок  $b_{mb}$  можно принять равной 0,3 м.

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

В нашем примере рабочая высота второстепенной балки

$$d_{sb} = 2,15 \sqrt[3]{M_{sd} / (\alpha f_{cd})} = 2,15 \cdot \sqrt[3]{31,42 / (1 \cdot 10,7 \cdot 10^3)} = 0,31 \text{ м},$$

где  $M_{sd} = \frac{q_s l_{sb}^2}{14} = \frac{13,54 \cdot 5,7^2}{14} = 31,42 \text{ кН}\cdot\text{м}; l_{sb} = B - 0,3 = 6,0 - 0,3 = 5,7 \text{ м}.$

Высота балки  $h_{sb} = d_{sb} + c = 0,31 + 0,05 = 0,36 \text{ м}.$

Ширина балки  $b_{sb} = d_{sb}/2,4 = 0,31/2,4 = 0,13 \text{ м}.$

Окончательно принимаем размеры поперечного сечения балки:

$b_{sb} \times h_{sb} = 0,15 \times 0,40 \text{ м}.$

### 1.3.2 Построение эпюр изгибающих моментов и поперечных сил

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

Изгибающие моменты:

– в первом пролете

$$M_1 = \frac{q l_{sb}^2}{11}; \tag{1.6}$$

– на первой промежуточной опоре:

$$M_2 = \frac{q l_{sb}^2}{14}; \tag{1.7}$$

– в средних пролетах и на средних опорах:

$$M_3 = \frac{q l_{sb}^2}{16}; \tag{1.8}$$

Поперечные силы:

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

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

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

Расчетная схема второстепенной балки, эпюры моментов и поперечных сил приведены на рисунке 1.4.

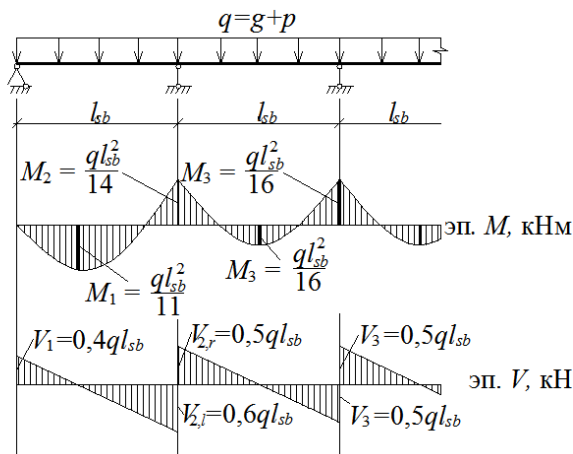


Рисунок 1.4 – Расчетная схема и эпюры изгибающих моментов и поперечных сил второстепенной балки

Определим нагрузки, действующие на второстепенную балку (таблица 1.2). Грузовая ширина равна шагу второстепенных балок (в нашем примере – 1,75 м).

Т а б л и ц а 1.2 – Нагрузки, действующие на второстепенную балку

Вид нагрузки	Величина нагрузки		
	нормативная	коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$	расчетная
В кН/м			
<i>Постоянные (g)</i>			
1 Пол	0,875	1,35	1,18
2 Плита перекрытия	3,063	1,35	4,13
3 Второстепенная балка, 0,15×0,4 м	1,5	1,35	2,03
И т о г о	$g_n = 5,44$		$g = 7,34$
<i>Переменные (p)</i>			
4 Стационарное оборудование	9,625	1,5	14,44
5 Вес людей и материалов	2,625	1,5	3,94
И т о г о	$p_n = 12,25$		$p = 18,38$
<i>Суммарные (q)</i>			
6 Полные ( $g + p$ )	$q_n = 17,69$		$q = 25,72$
7 В том числе длительно действующие	$q_{n,l} = 15,07$		$q_l = 21,78$
8 Условные постоянные ( $g + p/4$ )	–		11,94

### 1.3.3 Расчет продольной арматуры балки

При расчете продольной арматуры руководствоваться алгоритмами, приведенными в таблице 3.8 или 3.9 [7] в зависимости от выбранной расчетной модели. Поперечное сечение балки при подборе арматуры на опорах принимается прямоугольным, при расчете пролетной арматуры – тавровым с полкой в сжатой зоне. Расчетная ширина сжатой полки  $b'_f$  ограничивается и принимается  $b'_f = 2b'_{f1} + b_{sb}$ , где  $b'_{f1}$  – размер свеса полки в каждую сторону от ребра, который должен быть не более 1/6 пролета второстепенной балки и не более:

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

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

$$M_1 = \frac{ql_{sb}^2}{11} = \frac{25,72 \cdot 5,7^2}{11} = 75,97 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_2 = \frac{ql_{sb}^2}{14} = \frac{25,72 \cdot 5,7^2}{14} = 59,69 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_3 = \frac{ql_{sb}^2}{16} = \frac{25,72 \cdot 5,7^2}{16} = 52,23 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Для первого (крайнего) пролета и всех средних пролетов сечение второстепенной балки будет тавровое с полкой в сжатой зоне. Определим ширину сжатой полки  $b'_f$ :

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

$$\text{то } b'_{f1} \leq \frac{1,75 - b_{sb}}{2} = \frac{1,75 - 0,15}{2} = 0,8 \text{ м. Принимаем меньшее значение}$$

$$b'_{f1} \text{ и вычисляем } b'_f = 2b'_{f1} + b_{sb} = 2 \cdot 0,8 + 0,15 = 1,75 \text{ м}.$$

Расчет арматуры для крайнего пролета второстепенной балки ведем по альтернативной модели на действующий момент  $M_{sd,1} = M_1 = 75,97 \text{ кН}\cdot\text{м}$ .

1 Определяем момент, который может воспринять сжатая полка

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

что много больше действующего изгибающего момента  $M_{sd,1}$ .

Предварительно принимаем  $c = 0,05$  м, поэтому  $d = h_{sb} - c = 0,4 - 0,05 = 0,35$  м. Следовательно, нейтральная линия проходит по полке и подбор арматуры осуществляем как для прямоугольного сечения с шириной  $b = b'_f$ .

$$2 \alpha_m = \frac{M_{sd,1}}{\alpha f_{cd} b'_f d^2} = \frac{75,97 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 10,7 \cdot 1,75 \cdot 0,35^2} = 0,033.$$

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

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

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

5 Принимаем 4 стержня  $\varnothing 14$  мм,  $A_s = 6,15 \text{ см}^2$  с расположением арматуры в два ряда (рисунок 1.5, а).

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

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

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

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

8  $M_{Rd,1} = \alpha_m \alpha f_{cd} b'_f d^2 = 0,033 \cdot 1 \cdot 10,7 \cdot 10^3 \cdot 1,75 \cdot 0,353^2 = 77,0 \text{ кН}\cdot\text{м}$ , что больше  $M_{sd,1} = 75,97 \text{ кН}\cdot\text{м}$ . Прочность сечения обеспечена.

Аналогично подбираем арматуру для средних пролетов балки,  $M_{sd,3} = 52,23 \text{ кН}\cdot\text{м}$ .

$$1 \alpha_m = \frac{52,23 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 10,7 \cdot 1,75 \cdot 0,35^2} = 0,023.$$

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

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

4 Принимаем 4 стержня  $\varnothing 12$  мм,  $A_s = 4,52$  см<sup>2</sup> с расположением арматуры в два ряда (рисунок 1.5, б).

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

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

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

8  $M_{Rd,3} = 0,025 \cdot 1 \cdot 10,7 \cdot 10^3 \cdot 1,75 \cdot 0,355^2 = 59,0$  кН·м, что больше  $M_{Sd,3} = 52,23$  кН·м. Прочность сечения обеспечена.

Подбираем арматуру для сечения на первой промежуточной опоре,  $M_{Sd,2} = 59,69$  кН·м. Расчет ведем по деформационной модели. На опоре полка растянута, поэтому сечение балки прямоугольное.

$$1 \alpha_m = \frac{59,69 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 10,7 \cdot 0,15 \cdot 0,35^2} = 0,304.$$

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

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

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

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

$$3 \alpha_m = 0,304 < \alpha_{m,\text{lim}} = 0,387.$$

$$4 \eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{\alpha_m}{c_0}} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,304}{1,947}} = 0,81.$$

$$5 A_s^{\text{тр}} = \frac{M_{Sd}}{f_{yd} \eta d} = \frac{59,69 \cdot 10^{-3}}{365 \cdot 0,81 \cdot 0,35} = 5,77 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 5,77 \text{ см}^2.$$

6 Принимаем 4 стержня  $\varnothing 14$  мм,  $A_s = 6,15$  см<sup>2</sup> с расположением арматуры в два ряда (рисунок 1.5, в).



7  $c = 20 + 14 + 25/2 = 46,5$  мм,  $d = 400 - 46,5 = 353,5$  мм, принимаем  $d = 353$  мм.

$$8 \xi = \frac{A_s f_{yd}}{\omega_c \alpha f_{cd} b d} = \frac{6,15 \cdot 10^{-4} \cdot 365}{0,81 \cdot 1 \cdot 10,7 \cdot 0,15 \cdot 0,353} = 0,489 < \xi_{\text{lim}} = 0,657.$$

$$9 \eta = 1 - k_2 \xi = 1 - 0,416 \cdot 0,489 = 0,797.$$

10  $M_{Rd,2} = A_s f_{yd} \eta d = 365 \cdot 10^3 \cdot 6,15 \cdot 10^{-4} \cdot 0,353 \cdot 0,797 = 63,15$  кН·м, что больше  $M_{Sd,2} = 59,69$  кН·м. Прочность сечения обеспечена.

Аналогично подбираем арматуру на средних промежуточных опорах, где  $M_{Sd,3} = 52,23$  кН·м.

$$1 \alpha_m = \frac{52,23 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 10,7 \cdot 0,15 \cdot 0,35^2} = 0,266 < \alpha_{m,\text{lim}} = 0,387.$$

$$2 \eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,266}{1,947}} = 0,837.$$

$$3 A_s^{\text{тр}} = \frac{52,23 \cdot 10^{-3}}{365 \cdot 0,837 \cdot 0,35} = 4,88 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 4,88 \text{ см}^2.$$

4 Принимаем 2 стержня  $\varnothing 12$  мм,  $A_{s1} = 2,26$  см<sup>2</sup> и 2 стержня  $\varnothing 14$  мм,  $A_{s2} = 3,08$  см<sup>2</sup>, суммарная площадь  $A_s = 5,34$  см<sup>2</sup> (рисунок 1.5, з).

$$5 c = \frac{3,08 \cdot 27 + 2,26 \cdot 65}{5,34} = 43 \text{ мм}, d = 400 - 43 = 357 \text{ мм}.$$

$$6 \xi = \frac{5,34 \cdot 10^{-4} \cdot 365}{0,81 \cdot 1 \cdot 10,7 \cdot 0,15 \cdot 0,357} = 0,42 < \xi_{\text{lim}} = 0,657.$$

$$7 \eta = 1 - 0,416 \cdot 0,42 = 0,825.$$

8  $M_{Rd,4} = 365 \cdot 10^3 \cdot 5,34 \cdot 10^{-4} \cdot 0,357 \cdot 0,825 = 57,4$  кН·м, что больше  $M_{Sd,3} = 52,23$  кН·м. Прочность сечения обеспечена.

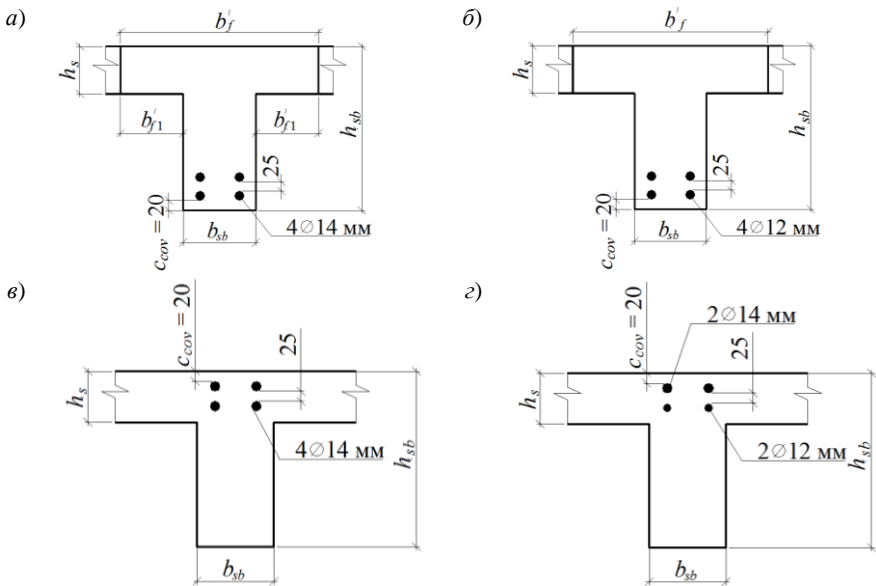


Рисунок 1.5 – Расчетные сечения второстепенной балки с продольным армированием:  
 а – для крайнего пролета; б – для средних пролетов; в – для первой промежуточной опоры;  
 г – для средних опор

### 1.3.4 Расчет поперечной арматуры балки

Расчет поперечной арматуры второстепенной балки выполняется по алгоритму, приведенному в таблице 3.12 [7]. Расчет производится для приопорных и пролетных участков крайнего и средних пролетов балки.

1 Крайний пролет, левый приопорный участок. Продольная арматура балки  $4\text{Ø}14$  мм,  $A_s = 6,15$  см<sup>2</sup>,  $d = 0,353$  м. Поперечная арматура класса S240,  $f_{ywd} = 157$  МПа. Наибольшая поперечная сила на участке:  $V_{Sd,1} = V_1 = 0,4ql_{sb} = 0,4 \cdot 25,72 \cdot 5,7 = 58,64$  кН.

Проверяем необходимость расчета:

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

$$\rho_i = \frac{A_s}{bd} = \frac{6,15 \cdot 10^{-4}}{0,15 \cdot 0,353} = 0,0116 < 0,02;$$

$$V_{Rd,ct} = 0,12k\sqrt[3]{100\rho_i f_{ck}} bd = 0,12 \cdot 1,75 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,0116 \cdot 16} \cdot 0,15 \cdot 0,353 = 0,0295 \text{ МН} = 29,5 \text{ кН}.$$

$$V_{Sd,1} = 56,64 \text{ кН} > V_{Rd,ct} = 29,5 \text{ кН}, \quad \text{поэтому} \quad \text{необходима}$$

постановка поперечной арматуры по расчету.

Так как поперечное сечение – тавровое, то по формуле 7.82 [1] определяем величину  $\eta_f$ :

$$\eta_f = 0,75 \frac{(b'_f - b_w)h'_f}{b_w d} = 0,75 \cdot \frac{(0,36 - 0,15) \cdot 0,07}{0,15 \cdot 0,353} = 0,21;$$

$b'_f = b_w + 3h'_f = 0,15 + 3 \cdot 0,07 = 0,36$  м. Здесь  $b_w$  – ширина второстепенной балки,  $b_w = b_{sb} = 0,15$  м;  $h'_f$  – высота полки, равная толщине плиты  $h'_f = h_s = 0,07$  м.

Рассчитываем поперечную арматуру:

$$v_{sw} = \frac{V_{Sd,1}^2}{4\eta_{c2}(1+\eta_f)f_{ctd}bd^2} = \frac{58,64^2}{4 \cdot 2 \cdot (1+0,21) \cdot 0,87 \cdot 10^3 \cdot 0,15 \cdot 0,353^2} = 21,85 \text{ кН/м};$$

$$v_{sw} \geq \frac{0,5V_{Sd,1}}{2d} = \frac{0,5 \cdot 58,64}{2 \cdot 0,353} = 41,53 \text{ кН/м};$$

$$v_{sw} \geq \frac{\eta_{c3}f_{ctd}b}{2} = \frac{0,6 \cdot 0,87 \cdot 10^3 \cdot 0,15}{2} = 39,15 \text{ кН/м};$$

$$\varnothing_{sw} \geq \frac{\varnothing_s}{4} = \frac{14}{4} = 3,5 \text{ мм}, \text{ принимаем } \varnothing_{sw} = 6 \text{ мм}, \text{ для двух ветвей}$$

$A_{sw} = 0,57 \text{ см}^2$ . Тогда:

– расчетный шаг поперечных стержней (хомутов)  $s$

$$s = \frac{f_{ywd}A_{sw}}{v_{sw, \max}} = \frac{157 \cdot 10^3 \cdot 0,57 \cdot 10^{-4}}{41,53} = 0,215 \text{ м} = 215 \text{ мм};$$

– максимально допустимый шаг хомутов

$$s_{\max} = \frac{0,75\eta_{c2}(1+\eta_f)f_{ctd}bd^2}{V_{Sd,1}} = \frac{0,75 \cdot 2 \cdot (1+0,21) \cdot 0,87 \cdot 10^3 \cdot 0,15 \cdot 0,353^2}{58,64} = 0,50 \text{ м} = 500 \text{ мм};$$

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

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

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

Проверяем прочность наклонного сечения:

$$v_{sw} = \frac{f_{ywd} A_{sw}}{s} = \frac{157 \cdot 10^3 \cdot 0,57 \cdot 10^{-4}}{0,15} = 59,66 \text{ кН/м};$$

$$l_{inc,cr} = \sqrt{\frac{\eta_{c2} f_{ctd} b d^2}{v_{sw}}} = \sqrt{\frac{2 \cdot (1 + 0,21) \cdot 0,87 \cdot 10^3 \cdot 0,15 \cdot 0,353^2}{59,66}} = 0,812 \text{ м} > 2d = 0,706 \text{ м};$$

$$V_{Rd} = 2d v_{sw} + \frac{\eta_{c2} (1 + \eta_f) f_{ctd} b d^2}{l_{inc,cr}} = 2 \cdot 0,353 \cdot 59,66 + \frac{2 \cdot (1 + 0,21) \cdot 0,87 \cdot 10^3 \cdot 0,15 \cdot 0,353^2}{0,812} = 90,58 \text{ кН}.$$

$V_{Rd} = 90,58 \text{ кН} > V_{Sd,1} = 58,64 \text{ кН}$ , следовательно, прочность наклонного сечения обеспечена.

2 Крайний пролет, правый приопорный участок. Наибольшая поперечная сила на участке  $V_{Sd,2} = V_{2,l} = 0,6 q l_{sb} = 0,6 \cdot 25,75 \cdot 5,7 = 87,96 \text{ кН}$ .

Постановка поперечных стержней требуется по расчету, так как  $V_{Sd,2} = 87,96 \text{ кН} > V_{Rd,ct} = 29,5 \text{ кН}$ .

Рассчитываем поперечную арматуру:

$$v_{sw} = \frac{87,96^2}{4 \cdot 2 \cdot (1 + 0,21) \cdot 0,87 \cdot 10^3 \cdot 0,15 \cdot 0,353^2} = 49,15 \text{ кН/м};$$

$$v_{sw} \geq \frac{0,5 \cdot 87,96}{2 \cdot 0,353} = 62,29 \text{ кН/м}; v_{sw} \geq 39,15 \text{ кН/м}.$$

Диаметр поперечных стержней принимаем как и для левого приопорного участка  $\varnothing_{sw} = 6 \text{ мм}$ ,  $A_{sw} = 0,57 \text{ см}^2$ ; тогда шаг поперечных стержней:

$$s = \frac{157 \cdot 10^3 \cdot 0,57 \cdot 10^{-4}}{62,29} = 0,144 \text{ м} = 144 \text{ мм};$$

$$s_{\max} = \frac{0,75 \cdot 2 \cdot (1+0,21) \cdot 0,87 \cdot 10^3 \cdot 0,15 \cdot 0,353^2}{87,96} = 0,336 \text{ м} = 336 \text{ мм}.$$

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

Окончательно принимаем наименьшее значение  $s = 140 \text{ мм}$ .

Проверяем прочность:

$$v_{sw} = \frac{157 \cdot 10^3 \cdot 0,57 \cdot 10^{-4}}{0,14} = 63,92 \text{ кН/м};$$

$$l_{inc,cr} = \sqrt{\frac{2 \cdot (1+0,21) \cdot 0,87 \cdot 10^3 \cdot 0,15 \cdot 0,353^2}{63,92}} = 0,785 \text{ м} > 2d = 0,706 \text{ м};$$

$$V_{Rd} = 2 \cdot 0,353 \cdot 63,92 + \frac{2 \cdot (1+0,21) \cdot 0,87 \cdot 10^3 \cdot 0,15 \cdot 0,353^2}{0,785} = 95,26 \text{ кН}.$$

$V_{Rd} = 95,26 \text{ кН} > V_{Sd,2} = 87,96 \text{ кН}$ , следовательно, прочность наклонного сечения обеспечена.

3 Крайний пролет, пролетный участок. Наибольшая поперечная сила на участке  $V_{Sd,3} = \frac{V_1 - 3V_{2,l}}{4} = \frac{58,64 - 3 \cdot 87,96}{4} = -51,31 \text{ кН}$ . Знак «минус» показывает, что поперечная сила на правом конце пролетного участка отрицательная (см. рисунок 1.4).

Постановка поперечных стержней требуется по расчету, так как  $V_{Sd,3} = 51,31 \text{ кН} > V_{Rd,ct} = 29,5 \text{ кН}$ .

Рассчитываем поперечную арматуру:

$$v_{sw} = \frac{51,31^2}{4 \cdot 2 \cdot (1+0,21) \cdot 0,87 \cdot 10^3 \cdot 0,15 \cdot 0,353^2} = 16,73 \text{ кН/м};$$

$$v_{sw} \geq \frac{0,5 \cdot 51,31}{2 \cdot 0,353} = 36,34 \text{ кН/м}; \quad v_{sw} \geq 39,15 \text{ кН/м}.$$

$$s = \frac{157 \cdot 10^3 \cdot 0,57 \cdot 10^{-4}}{39,15} = 0,230 \text{ м} = 230 \text{ мм};$$

$$s_{\max} = \frac{0,75 \cdot 2 \cdot (1+0,21) \cdot 0,87 \cdot 10^3 \cdot 0,15 \cdot 0,353^2}{51,31} = 0,575 \text{ м} = 575 \text{ мм}.$$

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

Принимаем наименьшее значение  $s = 230$  мм.

Проверяем прочность

$$v_{sw} = \frac{157 \cdot 10^3 \cdot 0,57 \cdot 10^{-4}}{0,23} = 38,9 \text{ кН/м};$$

$$l_{inc,cr} = \sqrt{\frac{2 \cdot (1 + 0,21) \cdot 0,87 \cdot 10^3 \cdot 0,15 \cdot 0,353^2}{38,9}} = 1,0 \text{ м} > 2d = 0,706 \text{ м};$$

$$V_{Rd} = 2 \cdot 0,353 \cdot 38,9 + \frac{2 \cdot (1 + 0,21) \cdot 0,87 \cdot 10^3 \cdot 0,15 \cdot 0,353^2}{1,0} = 66,81 \text{ кН}.$$

$V_{Rd} = 66,81 \text{ кН} > V_{Sd,3} = 51,31 \text{ кН}$ , следовательно, прочность наклонного сечения обеспечена.

4 Средний пролет, левый и правый приопорные участки.

Продольная арматура  $4\varnothing 12$  мм,  $A_s = 4,52 \text{ см}^2$ ,  $d = 0,355$  м.

Поперечная арматура класса S240,  $f_{ywd} = 157$  МПа.

Наибольшая поперечная сила на участке

$$V_{Sd,4} = V_{2,r} = V_3 = 0,5ql_{sb} = 0,5 \cdot 25,72 \cdot 5,7 = 73,3 \text{ кН}.$$

Проверяем необходимость расчета:

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

$$\rho_i = \frac{4,52 \cdot 10^{-4}}{0,15 \cdot 0,355} = 0,0085 < 0,02;$$

$$V_{Rd,ct} = 0,12 \cdot 1,75 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,0085 \cdot 16 \cdot 0,15 \cdot 0,355} = 0,0264 \text{ МН} = 26,4 \text{ кН}.$$

$V_{Sd,4} = 73,3 \text{ кН} > V_{Rd,ct} = 26,4 \text{ кН}$ , поэтому необходима постановка поперечной арматуры по расчету.

Рассчитываем поперечную арматуру. Поперечное сечение, как и в крайнем пролете, – тавровое,  $\eta_f = 0,21$ :

$$v_{sw} = \frac{73,3^2}{4 \cdot 2 \cdot (1 + 0,21) \cdot 0,87 \cdot 10^3 \cdot 0,15 \cdot 0,355^2} = 33,75 \text{ кН/м};$$

$$v_{sw} \geq \frac{0,5 \cdot 73,3}{2 \cdot 0,355} = 51,62 \text{ кН/м}; \quad v_{sw} \geq 39,15;$$

$$\varnothing_{sw} \geq \frac{\varnothing_s}{4} = \frac{12}{4} = 3 \text{ мм, принимаем } \varnothing_{sw} = 6 \text{ мм, для двух ветвей}$$

$$A_{sw} = 0,57 \text{ см}^2;$$

$$s = \frac{157 \cdot 10^3 \cdot 0,57 \cdot 10^{-4}}{51,62} = 0,173 \text{ м} = 173 \text{ мм};$$

$$s_{\max} = \frac{0,75 \cdot 2 \cdot (1+0,21) \cdot 0,87 \cdot 10^3 \cdot 0,15 \cdot 0,355^2}{73,3} = 0,407 \text{ м} = 407 \text{ мм}.$$

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

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

Проверяем прочность:

$$v_{sw} = \frac{157 \cdot 10^3 \cdot 0,57 \cdot 10^{-4}}{0,15} = 59,66 \text{ кН/м};$$

$$l_{inc,cr} = \sqrt{\frac{2 \cdot (1+0,21) \cdot 0,87 \cdot 10^3 \cdot 0,15 \cdot 0,355^2}{59,66}} = 0,817 \text{ м} > 2d = 0,710 \text{ м}.$$

$$V_{Rd} = 2 \cdot 0,355 \cdot 59,66 + \frac{2 \cdot (1+0,21) \cdot 0,87 \cdot 10^3 \cdot 0,15 \cdot 0,355^2}{0,817} = 91,07 \text{ кН}.$$

$V_{Rd} = 91,07 \text{ кН} > V_{Sd,4} = 73,3 \text{ кН}$ , следовательно, прочность наклонного сечения обеспечена.

5 Средний пролет, пролетный участок.

Наибольшая поперечная сила на участке

$$V_{Sd,5} = \frac{V_{2,r} - 3V_3}{4} = \frac{73,3 - 3 \cdot 73,3}{4} = -36,65 \text{ кН}.$$

Постановка поперечных стержней требуется по расчету, так как  $V_{Sd,5} = 36,65 \text{ кН} > V_{Rd,ct} = 26,4 \text{ кН}$ .

Рассчитываем поперечную арматуру:

$$v_{sw} = \frac{36,65^2}{4 \cdot 2 \cdot (1+0,21) \cdot 0,87 \cdot 10^3 \cdot 0,15 \cdot 0,355^2} = 8,3 \text{ кН/м};$$

$$v_{sw} \geq \frac{0,5 \cdot 36,65}{2 \cdot 0,355} = 25,6 \text{ кН/м}; v_{sw} \geq 39,15 \text{ кН/м};$$

$$s = \frac{157 \cdot 10^3 \cdot 0,57 \cdot 10^{-4}}{39,15} = 0,230 \text{ м} = 230 \text{ мм};$$

$$s_{\max} = \frac{0,75 \cdot 2 \cdot (1+0,21) \cdot 0,87 \cdot 10^3 \cdot 0,15 \cdot 0,355^2}{36,65} = 0,814 \text{ м} = 814 \text{ мм}.$$

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

Принимаем наименьшее значение  $s = 230 \text{ мм}$ .

Проверяем прочность

$$v_{sw} = \frac{157 \cdot 10^3 \cdot 0,57 \cdot 10^{-4}}{0,23} = 38,9 \text{ кН/м};$$

$$l_{inc,cr} = \sqrt{\frac{2 \cdot (1+0,21) \cdot 0,87 \cdot 10^3 \cdot 0,15 \cdot 0,355^2}{38,9}} = 1,01 \text{ м} > 2d = 0,710 \text{ м};$$

$$V_{Rd} = 2 \cdot 0,355 \cdot 38,9 + \frac{2 \cdot (1+0,21) \cdot 0,87 \cdot 10^3 \cdot 0,15 \cdot 0,355^2}{1,01} = 67,03 \text{ кН}.$$

$V_{Rd} = 67,03 \text{ кН} > V_{Sd,5} = 36,65 \text{ кН}$ , следовательно, прочность наклонного сечения обеспечена.

Схемы поперечного армирования крайнего и среднего пролетов второстепенной балки приведены на рисунке 1.6.

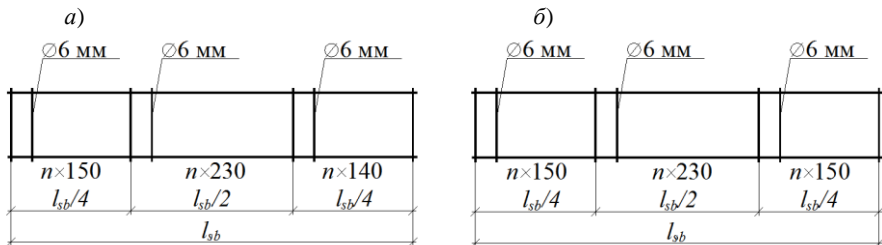


Рисунок 1.6 – Поперечное армирование второстепенной балки:

*a* – крайнего пролета; *б* – средних пролетов

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

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



во второй схеме полная нагрузка  $g + p$  – в четных пролетах и условная постоянная нагрузка  $g + p/4$  – в нечетных пролетах.

Для упрощения построения огибающей эпюры моментов воспользуемся рисунком 1.7 и таблицей 1.3, взятых из Руководства по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций [3].

**Т а б л и ц а 1.3 – Коэффициенты  $\beta$  для определения ординат отрицательных моментов**

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

О к о н ч а н и е т а б л и ц ы 1.3

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

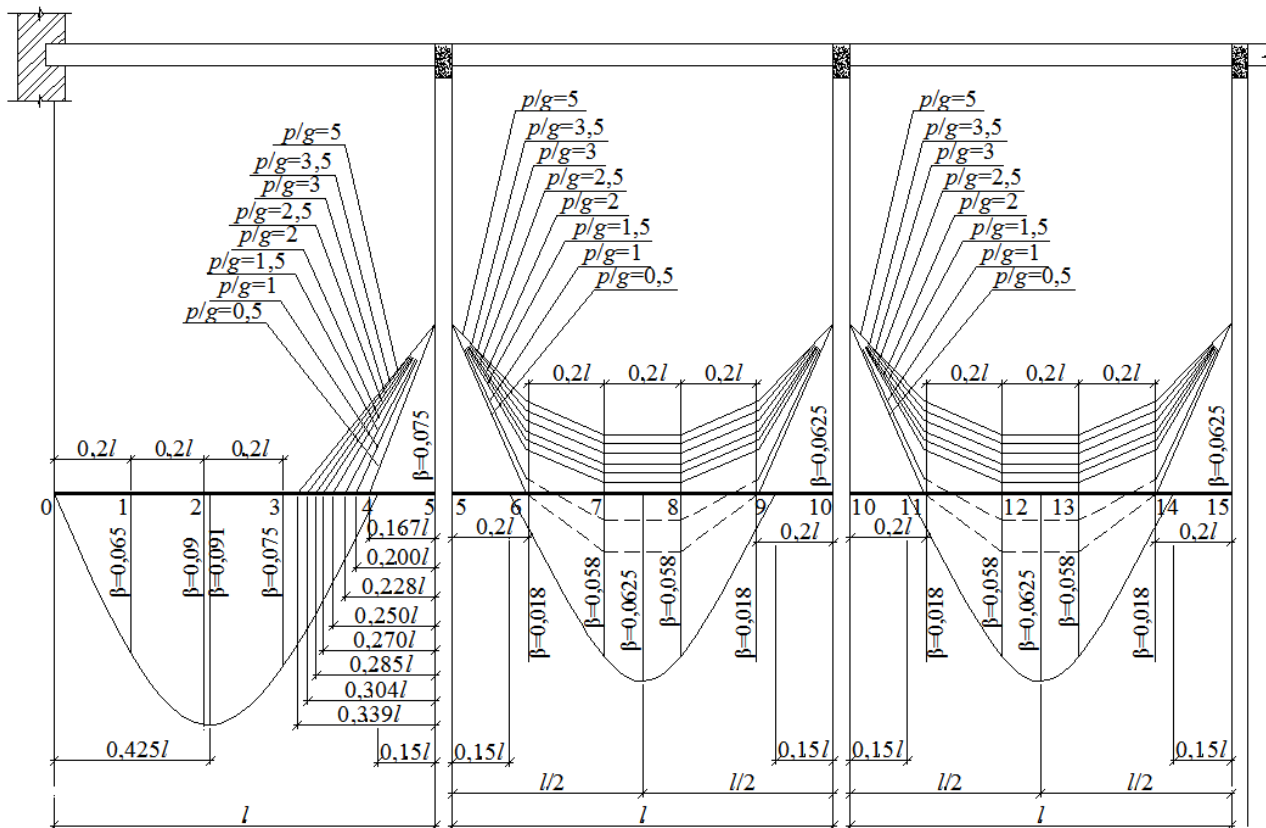


Рисунок 1.7 – Эпиюры расчетных моментов для равнопролетных неразрезных второстепенных балок

Изгибающие моменты вычисляются по формуле

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

Значения коэффициентов  $\beta$  в зависимости от отношения  $p/g$  для определения ординат пролетных положительных изгибающих моментов и опорных отрицательных моментов приведены на рисунке 1.7, а для определения ординат пролетных отрицательных моментов – в таблице 1.3.

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

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

В нашем примере отношение  $p/g = 18,38/7,34 = 2,5$ . По этому отношению определяем коэффициенты  $\beta$  и строим огибающие эпюры изгибающих моментов второстепенной балки для крайнего и средних пролетов, далее на этой же эпюре строим эпюру материалов.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Места теоретического обрыва стержней определяем аналитически. Для стержней, обрываемых в пролете, – аналогично п. 3.4.3 [7].

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

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

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

– для второй промежуточной опоры соответственно слева и справа:

$$x_{л} = 0,2l \frac{M_{\text{sup}} - M_{Rd}}{M_{\text{sup}} - M_9}; \quad x_{п} = 0,2l \frac{M_{\text{sup}} - M_{Rd}}{M_{\text{sup}} - M_{11}}.$$

В этих формулах  $M_{\text{sup}}$  – опорные моменты на соответствующих опорах;  $M_{Rd}$  – несущая способность балки в опорных сечениях при оставшихся (необорванных) стержнях;  $M_6$ ,  $M_9$ ,  $M_{11}$  – отрицательные моменты огибающей эпюры соответственно в точках 6, 9 и 11. Все моменты в формулы подставляются по абсолютным значениям.

Для крайнего пролета:

$$M_{sup,l} = 0; M_{sup,r} = \beta(g+p)l^2 = 0,0715 \cdot (7,34 + 18,38) \cdot 5,7^2 = 59,69 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M = M_{Rd,1(2)} = 41,42 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$b = 0,5l + \frac{(M_{sup,l} - M_{sup,r})}{(g+p)l} = 0,5 \cdot 5,7 + \frac{(0 - 59,69)}{25,72 \cdot 5,7} = 2,44;$$

$$\tilde{n} = \frac{2(\dot{I} + \dot{I}_{sup,l})}{(g+p)} = \frac{2 \cdot (41,42 + 0)}{25,72} = 3,22;$$

$$x_{1,2} = b \pm \sqrt{b^2 - c} = 2,44 \pm \sqrt{2,44^2 - 3,22} = 2,44 \pm 1,65 \text{ м};$$

$$x_1 = 0,79 \text{ м}; x_2 = 4,09 \text{ м}.$$

Для среднего пролета:

$$M_{sup,l} = 59,69 \text{ кН}\cdot\text{м}; M_{sup,r} = 52,23 \text{ кН}\cdot\text{м}; M = 31,43 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$b = 0,5 \cdot 5,7 + \frac{(59,69 - 52,23)}{25,72 \cdot 5,7} = 2,9; \tilde{n} = \frac{2 \cdot (31,43 + 59,69)}{25,72} = 7,09;$$

$$x_{1,2} = 2,9 \pm \sqrt{2,9^2 - 7,09} = 2,9 \pm 1,15 \text{ м};$$

$$x_1 = 4,05 \text{ м}; x_2 = 1,77 \text{ м}.$$

Для первой промежуточной опоры слева:

$$\dot{I}_{sup} = \beta(g+p)l^2 = 0,0715 \cdot (7,34 + 18,38) \cdot 5,7^2 = 59,69 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$s = \frac{(g+p)l}{8(g + \frac{p}{4})} = \frac{(7,34 + 18,38) \cdot 5,7}{8 \cdot (7,34 + \frac{18,38}{4})} = 1,54 \text{ м}; M = M_{Rd,2(2)} = 37,96 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$x_{\text{г}} = s \frac{\dot{I}_{sup} - \dot{I}_{Rd}}{\dot{I}_{sup}} = 1,54 \cdot \frac{59,69 - 37,96}{59,69} = 0,56 \text{ м}.$$

Для первой промежуточной опоры справа:

$$M_{sup} = 59,69 \text{ кН}\cdot\text{м}; M = M_{Rd,2(2)} = 37,96 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_6 = \beta(g+p)l^2 = 0,033 \cdot (7,34 + 18,38) \cdot 5,7^2 = 27,58 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$x_{\text{г}} = 0,2l \frac{\dot{I}_{sup} - \dot{I}_{Rd}}{\dot{I}_{sup} - M_6} = 0,2 \cdot 5,7 \cdot \frac{59,69 - 37,96}{59,69 - 27,58} = 0,77 \text{ м}.$$

Для средней промежуточной опоры слева:

$$M_{sup} = 52,23 \text{ кН}\cdot\text{м}; M_{Rd} = 37,96 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_9 = 0,027 \cdot 25,52 \cdot 5,7^2 = 22,57 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$x_{\ddot{e}} = 0,2l \frac{\dot{I}_{\text{sup}} - \dot{I}_{Rd}}{\dot{I}_{\text{sup}} - M_0} = 0,2 \cdot 5,7 \cdot \frac{52,23 - 37,96}{52,23 - 22,57} = 0,55 \text{ м.}$$

Длину анкеровки  $l_{bd}$  обрываемых в пролете стержней продольной арматуры определяем по формуле 3.13 [7].

В крайнем пролете обрываются 2 стержня  $\varnothing 14$  мм. Требуемая площадь арматуры (площадь оставшихся стержней)  $2\varnothing 14$  мм,  $A_{s,red} = 3,08 \text{ см}^2$ . Принятая площадь сечения арматуры ( $4\varnothing 14$  мм)  $A_{s,prov} = 6,15 \text{ см}^2$ . Базовая длина анкеровки для бетона класса  $C^{16}/_{20}$  и арматуры класса S400 (по таблице Ж.2 [7])  $l_b = 44\varnothing = 44 \cdot 14 = 616$  мм. Длина анкеровки в соответствии с формулой (3.13) [7]:

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 l_b \frac{A_{s,red}}{A_{s,prov}} = 0,7 \cdot 616 \cdot \frac{3,08}{6,15} = 216 \text{ мм.}$$

Минимальная длина анкеровки:

$$- 0,6l_b = 0,6 \cdot 616 = 370 \text{ мм;}$$

$$- 20\varnothing = 20 \cdot 14 = 280 \text{ мм;}$$

$$- h/2 = 400 / 2 = 200 \text{ мм.}$$

Окончательно принимаем  $l_{bd1} = 370$  мм (наибольшее из всех значений).

В среднем пролете обрываются 2 стержня  $\varnothing 12$  мм и остаются 2 стержня  $\varnothing 12$  мм.  $A_{s,red} = 2,26 \text{ см}^2$ ,  $A_{s,prov} = 4,52 \text{ см}^2$ ,  $l_b = 44 \cdot 12 = 528$  мм.

$$l_{bd} = 0,7 \cdot 528 \cdot \frac{2,26}{4,52} = 185 \text{ мм.}$$

Минимальная длина анкеровки:

$$- 0,6l_b = 0,6 \cdot 528 = 320 \text{ мм;}$$

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

$$- h/2 = 400 / 2 = 200 \text{ мм.}$$

Окончательно принимаем  $l_{bd2} = 320$  мм.

На средней промежуточной опоре обрываются 2 стержня  $\varnothing 12$  мм и остаются 2 стержня  $\varnothing 14$  мм.  $A_{s,red} = 3,08 \text{ см}^2$ ,  $A_{s,prov} = 5,34 \text{ см}^2$ ,  $l_b = 44 \cdot 12 = 528$  мм.

$$l_{bd} = 0,7 \cdot 528 \cdot \frac{3,08}{5,34} = 213 \text{ мм.}$$

Минимальная длина анкеровки:

$$- 0,6l_b = 0,6 \cdot 528 = 320 \text{ мм;}$$

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

$$- h/2 = 400 / 2 = 200 \text{ мм.}$$

Окончательно принимаем  $l_{bd,4} = 320$  мм.

Огибающие эпюры изгибающих моментов и эпюра материалов второстепенной балки приведены на рисунке 1.8.

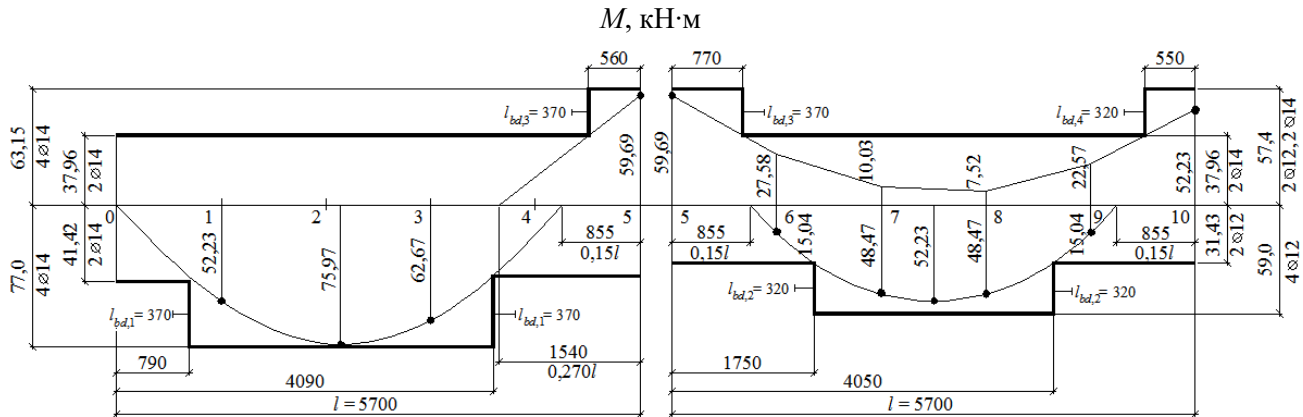


Рисунок 1.8 – Огибающие эпюры изгибающих моментов и эпюра материалов второстепенной балки



## 2 ПРАВИЛА ОФОРМЛЕНИЯ ЧЕРТЕЖЕЙ

### 2.1 Общие сведения

2.1.1 Рабочие чертежи для производства строительных и монтажных работ с бетонными и железобетонными конструкциями объединяют в основной комплект и присваивают марку КЖ.

2.1.2 При выполнении рабочей документации следует руководствоваться требованиями ГОСТ 21.101–93 [9].

2.1.3 Разрезы здания обозначают арабскими цифрами. Допускается разрезы обозначать прописными буквами русского алфавита. В разрезах, сечениях и видах направление взгляда, – как правило, по плану снизу вверх и справа налево. Изображение симметричных планов только до оси симметрии не допускается.

Для ограничения размерных линий стрелки применяют для радиусов и диаметров, в остальных случаях – засечки. В стесненных условиях засечки можно заменять точками. Линии выноски могут быть криволинейными.

Название изображения располагают над изображением и не подчеркивают. Надписи к многослойным конструкциям даются в соответствии с их последовательностью изображения (сверху вниз или слева направо). Заголовки спецификаций, ведомостей и других таблиц располагают над ними и не подчеркивают.

2.1.4 Элементы (изделия) обозначают марками: А – арки; Б – балки; БО, БК, БП, БС, БФ – балки обвязочные, подкрановые, подстропильные, стропильные, фундаментные; КР – каркасы арматурные плоские; КП – каркасы арматурные пространственные; П – плиты покрытий и перекрытий; ВС, ГС – связи вертикальные, горизонтальные; СТ – стенки подпорные; С – сетки арматурные; К – колонны; Т – трубы; ФТ, ФП, ФС – фермы тормозные, подстропильные, стропильные; Ф – фундаменты (для монолитных конструкций добавляется буква «м», например Фм, Бм). После букв ставится число: Б1; Фм4 и т. д.

Допускаются следующие сокращения в чертежах: выпуск – вып., количество – кол., позиция – поз., деталь – дет., единица – ед., отметка – отм., уровень земли – ур. з., уровень чистого пола – ур. ч. п., уровень головки рельса – ур. г. р., деформационный шов – д. ш.,



приведена на рисунке 2.4, на последующих листах чертежей строительных изделий и текстовых документов – на рисунке 2.3. Допускается на первом листе чертежа строительного изделия основную надпись выполнять по рисунку 2.2.

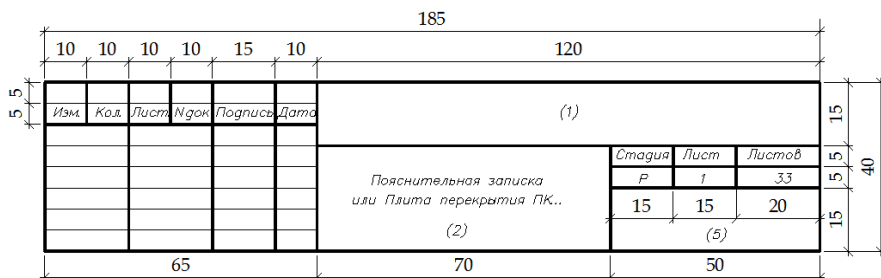


Рисунок 2.2 – Основная надпись на первом листе текстового документа

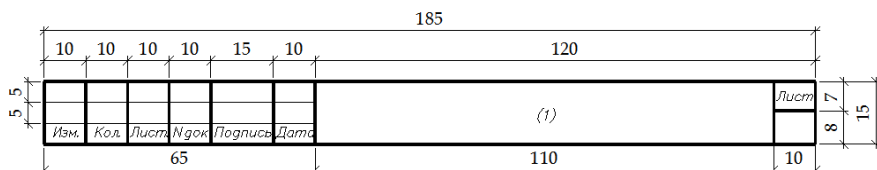


Рисунок 2.3 – Основная надпись на последующих листах текстовых документов и изделий

Текстовые указания (технические требования) помещаются без заголовка со сквозной нумерацией пунктов.

Над основной надписью листа или левее его оставляют резервное поле высотой не менее 50 мм.

Любые надписи, в том числе и надпись к чертежам, наименованиям, размеры и т. п., должны выполняться знаками одинакового размера, принятого для данного вида обозначений. Если длина размерной линии не позволяет нанести цифры принятого размера, то их следует выносить. Обозначать число цифрами более мелкого размера не допускается.

## 2.2 Схемы расположения элементов конструкций

В соответствии с ГОСТ 21.101–93 [9] на схеме расположения указывают в виде условных или упрощенных графических

изображений элементы конструкций и связи между ними.

Схемы расположения элементов составляются на один температурный блок, причем для каждой группы элементов конструкций отдельно: фундаментов, колонн и связей, ригелей, плит перекрытий, плит покрытий и т. д. Схемы расположения элементов конструкций, связанных условиями и последовательностью производства строительных работ, можно совмещать.

На том же листе над основной надписью помещают спецификацию к схемам расположения элементов (приложение А).

Марка элемента проставляется в соответствии с п. 2.1.4. В графе «Обозначение» указывают: для изделия по соответствующему ТНПА или типовой серии – наименование ТНПА или серии; для элемента, разрабатываемого в курсовом проекте, – номер листа, на котором помещены его рабочие чертежи. В графе «Наименование» указывается наименование элементов конструкций в соответствии с рабочими чертежами ТНПА или типовой серии, в графе «Кол.» – количество элементов, в графе «Масса ед., кг» – масса элемента в килограммах. Допускается указывать массу в тоннах с точностью до 0,1 т.

В графе «Примечания» указывают дополнительные сведения, например, объем бетона в м<sup>3</sup> для монолитных фундаментов.

На схеме расположения фундаментов дается только их контур по подошве с привязкой к координатным осям. Подбетонку, если она необходима, обозначают пунктиром. Отметки указываются как для подошвы фундамента, так и для подбетонки. В технических требованиях даются сведения о грунтах, уровне грунтовых вод и глубине промерзания.

## **2.3 Чертежи элементов железобетонных конструкций**

2.3.1 На видах элементов конструкций и относящихся к ним разрезах показывают контуры и габаритные размеры элемента, закладные изделия, отверстия, а на видах элемента сборных конструкций – также риски координатных осей, метки и надписи, указывающие места опирания элемента при складировании и транспортировании. На видах элемента монолитной конструкции показывают привязку элемента к координатным осям, отметку верха

или низа элемента.

2.3.2 На схеме армирования элемента и разрезах показывают его габаритные размеры, арматурные изделия и их привязку, толщину защитного слоя бетона, размеры выпуска арматуры за грань бетона (например, на участке замоноличивания). Закладные изделия, привариваемые к арматурному изделию при его изготовлении, изображают без нанесения разбивочных размеров.

2.3.3 Для несложных железобетонных элементов схему армирования допускается совмещать с видами элементов (если, например, в элементе мало или совсем нет закладных деталей).

На схеме армирования проставляют, как правило, сокращенные выноски позиций стержней (только номер), а на разрезах – полные только на одном и неполные на остальных. Если стержень в разрез не попадает, то приводят полную выноску на схеме армирования. Хомуты на разрезах изображают с крюками.

2.3.4 Если какая-либо деталь элемента (например, верхняя часть колонны) показывается в увеличенном масштабе, то изображается она рядом, а сверху справа колонны дается ссылка на деталь с указанием номера, а около детали – ее номер в круге.

2.3.5 Отдельно выносятся сварные плоские (КР) или пространственные (КП) каркасы и сетки (С). При этом на схеме армирования указывается номер каркаса или сетки и их количество в одном сечении, а на чертеже каркаса или сетки – продольные или поперечные стержни с обозначением позиций. При регулярном расположении продольных и поперечных стержней изображаются только стержни крайние и на границах смены шага. Для наглядности можно показать в каждой зоне этот шаг двумя соседними стержнями.

Отдельные стержни вязаных каркасов не вычерчиваются. В этом случае армирование полностью дается на схеме и сечениях, а данные, необходимые для их изготовления, приводят в спецификации.

Поперечное армирование каркаса ригеля поясняется внизу схемы его армирования, в колоннах изображаются один-два поперечных стержня в каркасе, а на выноске указываются их марка и шаг. Сложные арматурные элементы (например, стержни, консоли, продольные стержни с отгибами) выносятся в ведомость деталей (рисунок 2.5).

В ригеле приходится весьма тщательно увязывать взаимное расположение всех стержней (положение и шаг поперечных стержней, обрыв продольных и положение анкерующих стержней и т.

п.), поэтому на схеме армирования необходимо показать все арматурные стержни с их привязкой по длине элемента.

При изображении колонн и фундаментов дается их привязка к цифровым и буквенным осям.

2.3.6 По выполненным чертежам составляется спецификация изделий по установленной форме (приложение Б).

На основании спецификаций и чертежей дается ведомость расхода стали, кг, на один элемент (рисунок 2.6).



В графах спецификации указывают: «Поз.» – позиции (марки) элементов конструкции; «Обозначение» – обозначение основных документов или стандартов на элементы конструкций (детали), внесенные в спецификацию; «Наименование» – наименование элементов конструкций и изделий и их марки; «Кол.» – количество элементов; «Масса, ед., кг» – массу в килограммах; «Примечание» – дополнительные сведения.

При выполнении чертежей групповым методом составляют групповые спецификации по форме 8 приложения Ж [9].

Таблицы помещаются на том листе, где приведены чертежи изделий.

2.3.7 В монолитном варианте перекрытия (монолитной ребристой конструкции РКм) на главном виде (плане) показываются марки элементов (плиты, балок, колонн), проемы и разрезы на один температурный блок, затем даются фрагменты раскладок арматурных сеток в плите (отдельно нижних и верхних) с показом характерных сечений, охватывающих не менее полутора ее пролетов (приложение В). Для второстепенной балки вычерчивается не менее двух пролетов. По форме, приведенной на листе, составляется спецификация плиты и второстепенной балки по правилам, указанным в п. 2.3.6.

## 2.4 Расчетные схемы

На изображаемых рядом с чертежами расчетных схемах указываются пролеты в миллиметрах, опорные закрепления и нагрузки с разделением их на постоянные  $g$  и временные  $p$  (для сосредоточенных нагрузок обозначения будут соответственно  $G$  и  $P$ ).

## 2.5 Надписи на чертежах

Технические требования записываются обычно над основной надписью (с нумерацией пунктов) и должны отражать:

- 1 Тип сварного соединения стержней: стыковое, нахлесточное и др.
- 2 Толщину неоговоренных швов.
- 3 Тип электродов для сварки.
- 4 Указания по скреплению пересекающихся стержней вязальной проволокой (для вязаных каркасов).
- 5 Характеристику антикоррозийных покрытий.
- 6 Приспособления для фиксации арматурных стержней и каркасов.
- 7 Места для захвата элементов при подъеме и монтаже.
- 8 Требования о нанесении рисок.
- 9 Другие замечания, поясняющие порядок изготовления элементов

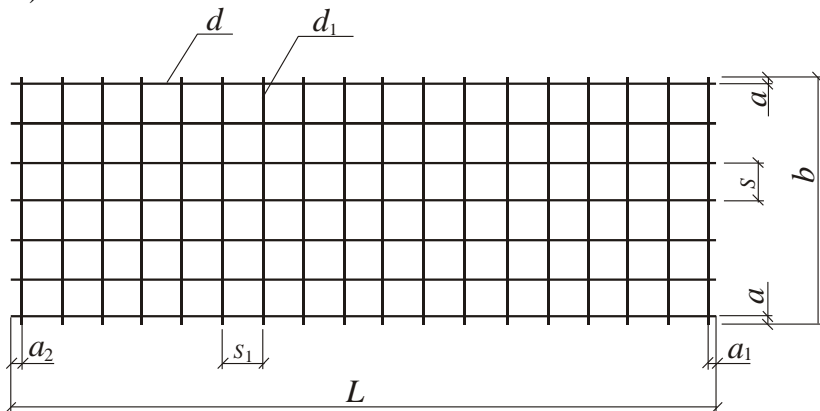


или монтажных работ.

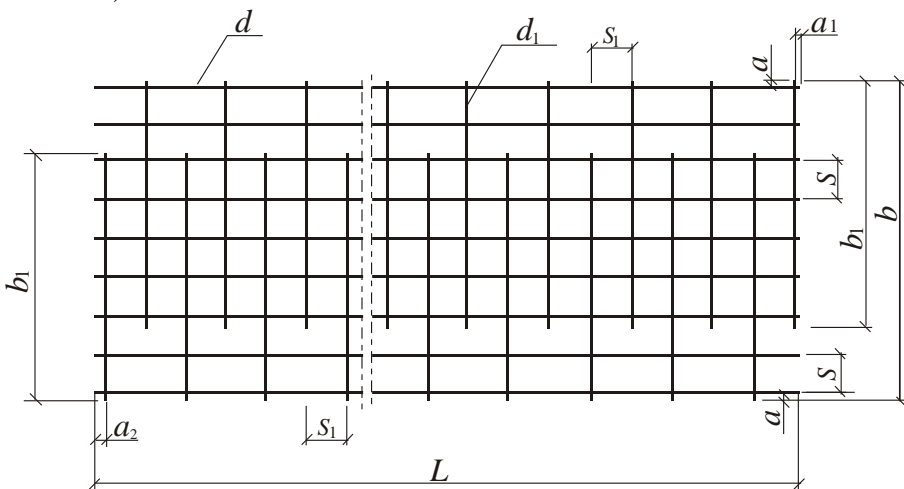
ПРИЛОЖЕНИЕ Г  
(справочное)

Сетки арматурные сварные  
для железобетонных конструкций и изделий (ГОСТ 23279–85)

а)



б)



Виды сеток: а – тяжелые сетки типа 1–3 и легкие сетки типа 4;  
б – легкие сетки типа 5

Таблица Г.1 – Параметры сеток

В миллиметрах

Вид сетки	Тип сетки	Ширина сетки $b$	Длина сетки $l$	Диаметры стержней $\varnothing/\varnothing_1$	Шаг стержней (в осях)		Размеры выпусков стержней	
					продольных $s$	поперечных $s_1$	поперечных $a$	продольных $a_1$ и $a_2$
Тяжелые	1	От 650 до 3050	От 850 до 9000	$\frac{12-40}{6-16}$	200	600	25	Кратно 25
	2		От 850 до 5950	$\frac{12-25}{6-16}$	200	200	Кратно 25	
	3	От 850 до 3050	От 850 до 6250	$\frac{6-16}{12-25}$	200 400	200*		
Легкие	4	От 650 до 3800	От 850 до 9000 или до длины рулона	$\frac{3-10}{3-10}$	100(150) 200 300 400 500	100(75) 150(125) 200(175) 250 300 400	25	
	5		От 3950 до 9000 или до длины рулона	$\frac{3-5}{5-10}$				

Сетки обозначают марками следующей структуры:

$$xC \frac{\varnothing}{\varnothing_1} b \times l,$$

где  $x$  – обозначение типа сетки;  $C$  – буквенное обозначение сетки (с добавлением для рулонных сеток индекса "р" –  $Cp$ );  $\varnothing, \varnothing_1$  – диаметр соответственно продольных и поперечных стержней с указанием класса арматурной стали;  $b$  – ширина сетки в сантиметрах;  $l$  – длина сетки в сантиметрах.

Примеры условных обозначений:

– тяжелой сетки типа 1 с продольными стержнями из арматурной стали класса S400 диаметром 25 мм, с шагом 200 мм и с поперечными стержнями из арматурной стали класса S400 диаметром 10 мм, с шагом 600 мм, шириной 2050 мм и длиной 6650 мм, с выпусками продольных и поперечных стержней 25 мм:

$$1C \frac{25S400}{10S400} 205 \times 665 ;$$

– плоской легкой сетки типа 4 с продольными стержнями из арматурной стали класса S400 диаметром 10 мм и поперечными стержнями из арматурной проволоки класса S500 диаметром 5 мм, с шагом продольных и поперечных стержней 100 мм, шириной 2550 мм и длиной 6050 мм, с выпусками продольных и поперечных стержней 25 мм:

$$4C \frac{10S400 - 100}{5S500 - 100} 225 \times 605 ;$$

– рулонной сетки типа 5 с продольными и поперечными стержнями из арматурной проволоки класса S500 диаметром 5 мм, с основным шагом продольных стержней 200 мм и доборным – 100 мм, с шагом поперечных стержней 150 мм, шириной 2340 мм и длиной 12000 мм, с выпусками продольных стержней 125 мм и 175 мм, с выпусками поперечных стержней 20 мм:

$$5Cp \frac{5S500 - 200(100)}{5S500 - 150} 234 \times 12000 \frac{125 + 175}{20} .$$

## Список литературы

- 1 **СНБ 5.03.01-02.** Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. – Взамен СНиП 2.03.01-84\* ; введ. 01.07.2003. – Мн. : Минстройархитектуры РБ, 2003. – 139 с.
- 2 **Железобетонные конструкции.** Основы теории, расчета и конструирования: учеб. пособие для студентов строительных специальностей ; под ред. Т. М. Пецольда и В. В. Тура. – Брест : БГТУ, 2003. – 380 с.
- 3 Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций. – М. : Стройиздат, 1975. – 192 с.
- 4 **Байков, В. Н.** Железобетонные конструкции : Общий курс / В. Н. Байков, Э. Е. Сигалов. – М. : Стройиздат, 1991. – 767 с.
- 5 **Бондаренко, В. М.** Железобетонные и каменные конструкции : учеб. пособие для студентов вузов по спец. «Пром. и гражд. стр-во» / В. М. Бондаренко, Д. Г. Суворкин. – М. : Высшая школа, 1987. – 384 с.
- 6 **Попов, Н. Н.** Железобетонные и каменные конструкции / Н. Н. Попов, М. Чарыев. – М. : Высшая школа, 1996. – 255 с.
- 7 **Талецкий, В. В.** Проектирование железобетонных конструкций многоэтажного здания. Ч. I. Элементы каркаса и междуэтажного перекрытия из сборного железобетона : учеб.-метод. пособие по курсовому и дипломному проектированию. – Гомель : БелГУТ, 2009. – 80 с.
- 8 **ГОСТ 23279-85.** Сетки арматурные сварные для железобетонных конструкций и изделий. Общие технические условия. – Взамен ГОСТ 23279-78 ; введ. 28.11.1984. – М. : Стройиздат, 1985. – 10 с.
- 9 **ГОСТ 21.101-93.** Основные требования к рабочей документации. Система проектной документации для строительства. – Мн.: Белстандарт, 1995. – 42 с.
- 10 **ГОСТ 21.501-95.** Правила выполнения архитектурно-строительных рабочих чертежей. Система проектной документации для строительства. – Мн.: Белстандарт, 1994. – 46 с.

Учебное издание

*ТАЛЕЦКИЙ Валентин Васильевич*

**Проектирование железобетонных конструкций  
многоэтажного здания**

Часть II

**Междуэтажное перекрытие из монолитного железобетона.  
Правила оформления чертежей**

Учебно-методическое пособие  
по курсовому и дипломному проектированию

Редактор Н. А. Д а ш к е в и ч  
Технический редактор В. Н. К у ч е р о в а  
Компьютерный набор и верстка Т. И. Ш л я х т о в о й

Подписано в печать 20.03.2009 г. Формат 60×84<sup>1</sup>/<sub>16</sub>.  
Бумага офсетная. Гарнитура Times. Печать на ризографе.  
Усл. печ. л. 2,32 + 2 вкл. (0,48 усл. печ. л.). Уч.-изд. л. 2,43. Тираж 500 экз.  
Зак. № 987. Изд. № 38

Издатель и полиграфическое исполнение

Белорусский государственный университет транспорта:

ЛИ № 02330/0133394 от 19.07.2004 г.

ЛП № 02330/0148780 от 30.04.2004 г.

246653, г. Гомель, ул. Кирова, 34.

**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ**

**УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ**

**«БЕЛОРУССКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ ТРАНСПОРТА»**

**Кафедра «Строительные конструкции, основания и фундаменты»**

**В. В. ТАЛЕЦКИЙ**

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ  
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ  
МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ**

**Часть II**

**МЕЖДУЭТАЖНОЕ ПЕРЕКРЫТИЕ  
ИЗ МОНОЛИТНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА.  
ПРАВИЛА ОФОРМЛЕНИЯ ЧЕРТЕЖЕЙ**

**Учебно-методическое пособие  
по курсовому и дипломному проектированию**

**Гомель 2009**