

Министерство образования и науки Российской Федерации

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Оренбургский государственный университет»

Кафедра строительных конструкций

В.В. Букланов

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ВТОРОСТЕПЕННОЙ БАЛКИ МОНОЛИТНОГО РЕБРИСТОГО ПЕРЕКРЫТИЯ С БАЛОЧНЫМИ ПЛИТАМИ

Рекомендовано к изданию Редакционно-издательским советом федерального государственного бюджетного образовательного учреждения высшего профессионального образования «Оренбургский государственный университет» в качестве методических указаний для студентов, обучающихся по программам высшего профессионального образования по направлению подготовки 270800.62 Строительство

Оренбург
2012

УДК 624.012
ББК 38.53
Б-90

Рецензент – доцент, кандидат технических наук Р.Г. Касимов

Букланов, В.В.

Б-90 Расчет и конструирование второстепенной балки монолитного ребристого перекрытия с балочными плитами: методические указания / В.В. Букланов; Оренбургский гос. ун-т. – Оренбург : ОГУ, 2012. - 37 с.

Методические указания предназначены для выполнения курсового проекта по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» для студентов по направлению подготовки 270800.62 Строительство.

УДК 624.012
ББК 38.53

©Букланов В.В., 2012
© ОГУ, 2012

Содержание

1 Введение. Общие указания по расчету и конструированию второстепенной балки.....	4
2 Пример расчета второстепенной балки.....	9
3 Пример конструирования второстепенной балки.....	29
Список использованных источников.....	36
Приложение А Пример оформления листа 1 графической части проекта.....	37

1 Введение. Общие указания по расчету и конструированию второстепенной балки

Рассчитывают второстепенные балки по методу предельного равновесия. Так как во многих сечениях второстепенной балки могут действовать изгибающие моменты с разными знаками, необходимо вычислять положительные и отрицательные моменты для нескольких сечений балки по длине пролета с построением огибающей эпюры. Для равных или отличающихся не более чем на 10 % пролетов эпюры изгибающих моментов (огибающая) и поперечных сил приведены на рисунке 1.1. Для второстепенных балок огибающая эпюра моментов строится для двух схем загрузки:

- 1) сочетание постоянной и временной нагрузки в нечетных пролетах и условная постоянная нагрузка в четных пролетах;
- 2) сочетание постоянной и временной нагрузки в четных пролетах и условная постоянная нагрузка в нечетных пролетах.

Условную постоянную нагрузку q_{fic} определяют по формуле (1) и вводят в расчет для учета влияния главных балок, которые препятствуют повороту опор второстепенных балок и этим уменьшают влияние временной нагрузки в загруженных пролетах на незагруженные пролеты.

$$q_{\text{fic}} = g + \frac{q}{4}, \quad (1)$$

где g – постоянная нагрузка, кН/м;
 q – временная нагрузка, кН/м.

В практике проектирования значения ординат для построения огибающей эпюры изгибающих моментов при соотношениях временной нагрузки к постоянной, равных от 0,1 до 5, определяют по формуле (2).

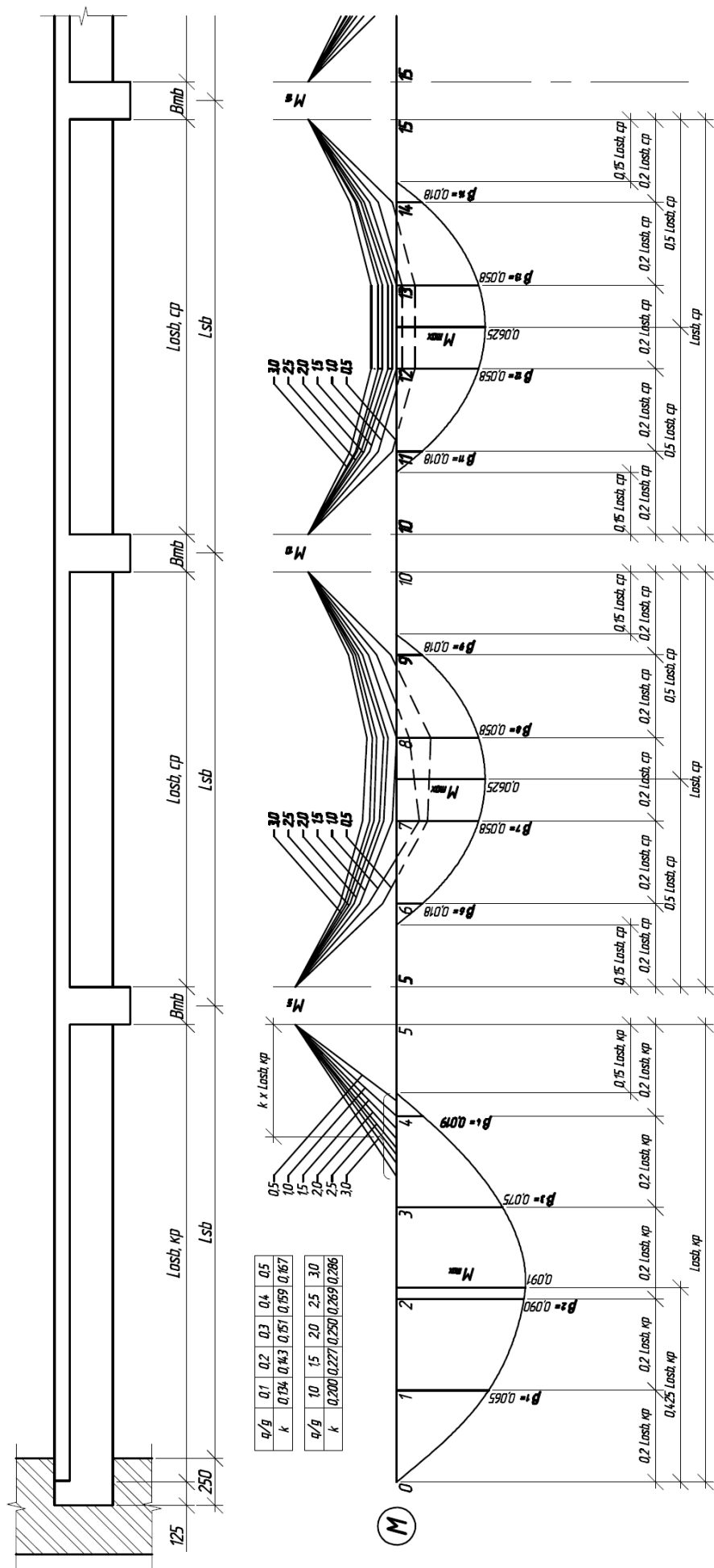


Рисунок 1.1 – Расчетные пролеты второстепенной балки, эпюры изгибающих моментов и поперечных сил

$$M_i = \beta_i \cdot (g + q) \cdot L_{0sb}^2, \quad (2)$$

где β_i – коэффициент в точке i , определяемый по таблице 1.1 и рисунку 1.1;
 L_{0sb} – расчетное значение пролета балки, м.

За расчетный пролет принимается для средних пролетов – расстояние в свету между гранями главных балок, для крайних пролетов – расстояние от грани главной балки до середины свободной опоры. Для неравнопролетных балок значения опорных моментов и поперечных сил определяются по большему смежному пролету.

Поперечные силы для второстепенных балок (см. рисунок 1.1) определяют у крайних опор по формуле (3), слева у второй от края опоры по формуле (4), справа у второй от края опоры по формуле (5).

$$Q_0 = 0,4 \cdot (g + q) \cdot L_{0sb}, \quad (3)$$

$$Q_5^{ЛБ} = 0,6 \cdot (g + q) \cdot L_{0sb}, \quad (4)$$

$$Q_5^{ПР} = Q_{10} = Q_{15} = 0,5 \cdot (g + q) \cdot L_{0sb}, \quad (5)$$

Подбор площади арматуры второстепенной балки для пролетных сечений выполняется как для элементов таврового профиля с учетом примыкающих участков плит. На действие отрицательных моментов подбор площади арматуры осуществляется как для прямоугольных сечений, так как плита оказывается в растянутой зоне.

Кроме расчета на прочность, для железобетонных балок необходим расчет по предельным состояниям второй группы. Поскольку здесь перераспределение моментов в балке не ограничивается, может случиться, что в балке, армированной оптимально с точки зрения её прочности, ограничения, накладываемые

требованиями расчета по предельным состояниям второй группы, могут оказаться не выполненными. Расчет второстепенной балки по предельным состояниям второй группы в настоящих методических указаниях не рассматривается и при выполнении курсового проекта не выполняется.

Таблица 1.1 – Значения коэффициента β

Точки	Отношение временной нагрузки к постоянной, q/g									
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
4	0	0	0	0	0	0	-0,009	-0,015	-0,019	-0,022
5	-0,0715									
6	0,004	0	-0,004	-0,007	-0,010	-0,020	-0,026	-0,030	-0,033	-0,035
7	0,044	0,037	0,031	0,026	0,022	0,006	-0,003	-0,009	-0,012	-0,016
8	0,045	0,039	0,033	0,028	0,024	0,009	0	-0,006	-0,009	-0,014
9	0,010	0,006	0,002	-0,002	-0,004	-0,014	-0,020	-0,024	-0,027	-0,029
10	-0,0625									
11	0,012	0,008	0,004	0	-0,003	-0,013	-0,019	-0,023	-0,025	-0,028
12	0,049	0,043	0,037	0,032	0,028	0,013	0,004	-0,003	-0,006	-0,01
13	0,049	0,043	0,037	0,032	0,028	0,013	0,004	-0,003	-0,006	-0,01
14	0,012	0,008	0,004	0	-0,003	-0,013	-0,019	-0,023	-0,025	-0,028
15	-0,0625									

Армирование второстепенных балок осуществляется вязаными (отдельными стержнями) или сварными каркасами. К применению в курсовом проектировании рекомендуется второй способ армирования как наиболее индустриальный и удобный. Арматурные каркасы получают объединением плоских сварных сеток, проектируемых из арматуры классов А400 (А-III) и В500 (Вр-I). Диаметр стержней в сварных сетках устанавливается с учетом условий сварки по таблице 1.2. Схема армирования балки сварными каркасами представлена на рисунке 1.2.

Таблица 1.2 – Соотношение диаметров стержней в сварных сетках

Диаметр стержня одного направления d_1 , мм	3-12	14, 16	18, 20	22	25-32	36, 40
Наименьший допустимый диаметр стержня другого направления d_2 , мм	3	4	5	6	8	10

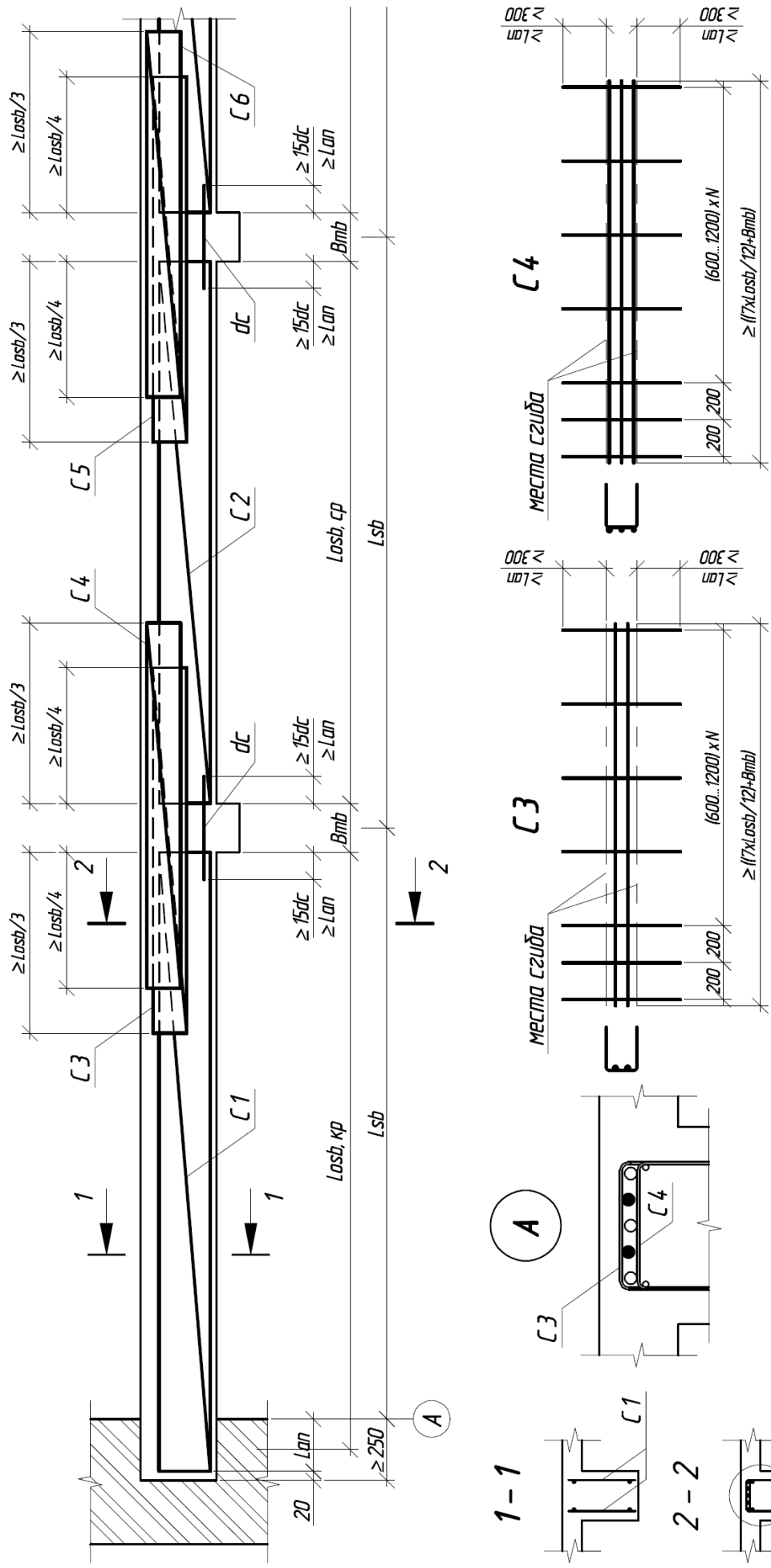


Рисунок 1.2 – Схема армирования монолитной восторепенной балки сварными каркасами

Длина пролетных сварных каркасов (сетки С1 и С2) второстепенных балок назначается равной размеру пролета в свету, а за грань опор заводятся специальные стыковые стержни (dc на рисунке 1.2). Стыковые стержни устанавливаются на уровне стержней пролетной рабочей арматуры балок и число их должно соответствовать количеству пролетных сеток. Если на опоре не нужна по расчету сжатая арматура, то диаметр стыковых стержней назначается конструктивно не менее 10 мм и не менее половины диаметра рабочего стержня сетки. Общая площадь сечения этих стержней, кроме того, должна быть не ниже минимального процента армирования сечения балки на опоре. Стыковые стержни периодического профиля, заводятся за грань опоры в пролет не менее чем на 15 диаметров.

На промежуточных опорах второстепенных балок верхняя арматура (рабочая арматура сеток С3 и С4, С5 и С6 на рисунке 1.2) задается расчетом. Места обрыва стержней этой арматуры следует, как правило, назначать по расчету. Допускается при действии на балку временной равномерно распределенной нагрузки, не превышающей утроенной постоянной ($\frac{q}{g} \leq 3$), половину (по площади) верхних стержней заводить за грань опоры в смежный пролет на $1/3$ пролета в свету, а половину - на $1/4$. В многопролетных балках с разными пролетами, отличающимися друг от друга не более чем на 20 %, места обрыва стержней во всех пролетах назначают одинаковыми (по большему пролету), а при различии в пролетах более 20 % стержни в меньший пролет заводят на длину, определенную по смежному пролету (большему).

2 Пример расчета второстепенной балки

Основные и дополнительные исходные данные соответствуют примерам в разделах 2 и 4 [7]. В разделе 4 [7] назначены габариты второстепенной балки 250×500 мм и выполнен сбор нагрузок. В соответствии с пунктом 3.8 [4] при расчете балок для залов совещаний допускаются полные нормативные значения временной

нагрузки снижать умножением на коэффициент сочетания ψ_{A2} , определяемый по формуле (6).

$$\psi_{A2} = 0,5 + \frac{0,5}{\sqrt{\frac{A}{36}}}, \quad (6)$$

где A – грузовая площадь второстепенной балки, м^2 .

Грузовая площадь второстепенной балки определяется прямоугольником со сторонами равными в поперечном направлении – шагу второстепенных балок 2,4 м, в продольном – расстоянию между внутренними гранями наружных стен 30,0 м.

$$\psi_{A2} = 0,5 + \frac{0,5}{\sqrt{\frac{2,4 \cdot 30}{36}}} = 0,85.$$

Скорректированные значения нагрузок на балку приведены в таблице 2.1.

Находим расчетное значение среднего пролета второстепенной балки.

$$L_{0sb,cp} = L_{sb} - b_{mb},$$

$$L_{0sb,cp} = 6000 - 250 = 5750 \text{ мм.}$$

Находим расчетное значение крайнего пролета.

$$L_{0sb,кр} = L_{sb} - \frac{b_{mb}}{2} + \frac{250}{2},$$

где 250 – глубина опирания балки на стену, мм.

$$L_{0sb,кр} = 6000 - \frac{250}{2} + \frac{250}{2} = 6000 \text{ мм.}$$

Таблица 2.1 – Скорректированные значения нагрузок на второстепенную балку

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м
Постоянная нагрузка (см. п.2 [4]):			
1 Постоянная нагрузка по пунктам 1-4 табл. 4.2 [7] на грузовой полосе 2,4 м: 3,940кН/м ² · 2,4м = 9,46 кН/м; 4,582кН/м ² · 2,4м = 10,997 кН/м.	9,46		10,997
2 Собственный вес ребра балки высотой 0,5 м, шириной 0,25 м, с учетом толщины плиты 0,08 м, бетон тяжелый плотностью ρ=25 кН/м ³ (см. п.2.12 [3]): (0,5-0,08)·0,25·25=2,62 кН/м.	2,62	1,1	2,888
Итого:	12,08		13,885
Временная нагрузка (см. п.3.5 [4]):			
1 Кратковременная в залах совещаний (полное значение). На грузовой полосе 2,4 м: 4,00кН/м ² · 0,85 · 2,4м = 9,60 кН/м;	8,16	1,2	9,972
2 Длительная в залах совещаний (пониженное значение). На грузовой полосе 2,4 м: 1,4кН/м ² · 2,4м = 3,36 кН/м;	3,36	1,2	4,032
Основные сочетания нагрузок (см. п.1.11 [4]):			
1 Постоянная нагрузка и временная (кратковременная)	20,24		23,357
С учетом γ _n =0,95 (см. приложение 7 [4])	19,23		22,189
2 Постоянная нагрузка и временная (длительная)	15,44		17,917
С учетом γ _n =0,95	14,67		17,021

Вычисленные по формулам (2)-(5) значения моментов и поперечных сил при действии расчетных нагрузок представлены в таблице 2.2.

Таблица 2.2 – Усилия во второстепенной балке

Пролет	Точки	Усилия от действия сочетания постоянных и длительных нагрузок при их отношении $\frac{q}{g} = \frac{4,032}{13,885} = 0,29$		Усилия от действия сочетания постоянных и кратковременных нагрузок при их отношении $\frac{q}{g} = \frac{9,972}{13,885} = 0,72$	
		М, кН·м	Q, кН	М, кН·м	Q, кН
1	0	0	+40,85	0	+53,25
	1	+39,83	+21,63	+51,92	+28,19
	2	+55,15	+2,40	+71,89	+3,13
	макс.	+55,76	0	+72,69	0
	3	+45,96	- 3,60	+59,91	- 4,70
	4	$\frac{-0}{+11,64}$	- 32,44	$\frac{-11,50}{+15,18}$	- 42,29
	5	- 43,81	- 61,28	- 57,11	- 79,88
2	5	- 40,24	+48,94	- 52,45	+63,79
	6	$\frac{-2,03}{+10,13}$	+29,36	$\frac{-10,56}{+13,21}$	+38,28
	7	$\frac{+17,78}{+32,64}$	+9,79	$\frac{+14,20}{+42,55}$	+12,76
	макс.	$\frac{+18,35}{+35,17}$	0	$\frac{+13,49}{+45,85}$	0
	8	$\frac{+18,91}{+32,64}$	- 9,79	$\frac{+12,77}{+42,55}$	- 12,76
	9	$\frac{+1,35}{+10,13}$	- 29,36	$\frac{-6,16}{+13,21}$	- 38,28
	10	- 35,17	- 48,94	- 45,85	- 63,79

В соответствии с разделом 5 [2] принимаем характеристики материалов. Для тяжёлого бетона класса В15 расчетное значение призмной прочности $R_b=8,5$ МПа и расчетное значение сопротивления осевому растяжению $R_{bt}=0,75$ МПа назначаем по таблице 5.2 [2]. В соответствии с пунктом 3.3 [3] расчетные сопротивления бетона учитываются без коэффициента $\gamma_{bt}=0,9$. Для арматуры класса А400 расчетное сопротивление растяжению $R_s=355$ МПа, для класса В500 $R_s=415$ МПа – по таблице 5.8 [2].

Подбор площади арматуры второстепенной балки для пролетных сечений выполняется в соответствии с пунктом 3.24 [3] как для элементов таврового профиля с учетом примыкающих участков плит. В опорных участках плита оказывается в растянутой зоне, поэтому площадь арматуры подбирается как для прямоугольных сечений в соответствии с пунктом 3.24 [3]. При отношении g/q больше 1,5 в средних пролетах возникают отрицательные моменты, поэтому верхняя арматура в пролетных сечениях также подбирается в соответствии с пунктом 3.24 [3]. Значение ширины полки таврового профиля b'_f , вводимое в расчет для пролетных сечений определяется в соответствии с пунктом 3.26 [3] из условия (7). Принимаем $b'_f=2167$ мм.

$$\begin{cases} b'_f \geq 2 \cdot \frac{L_{0sb}}{6} + b \\ b'_f \geq 2 \cdot \frac{L_{0s}}{2} + b, \text{ при } \frac{h'_f}{h} \geq 0,1 \end{cases} \quad (7)$$

где h'_f – высота полки тавра, принимаемая равной толщине плиты h_s , мм;

h – высота расчетного сечения второстепенной балки, мм;

b – ширина расчетного сечения второстепенной балки, мм.

$$\begin{cases} b_f' \leq \frac{2 \cdot 5750}{6} + 250 = 2167 \text{ мм} \\ b_f' \leq \frac{2 \cdot 2150}{2} + 250 = 2400 \text{ мм, при } \frac{80}{500} = 0,16 \geq 0,1 \end{cases}$$

Назначаем диаметр продольной рабочей арматуры равным $d=20$ мм класса А400. Вычисляем рабочую высоту пролетных сечений h_0 при расположении продольной рабочей арматуры в один ряд по высоте. Назначаем толщину защитного слоя бетона $a_b=20$ мм при условии эксплуатации балки в закрытых помещениях (залах совещаний) при нормальной и пониженной влажности.

$$h_0 = 500 - 20 - \frac{20}{2} = 470 \text{ мм,}$$

Расчет требуемой площади продольной рабочей арматуры пролетных сечений балки выполняем в соответствии с пунктом 3.25 [3]. Определяем расположение границы сжатой зоны в соответствии с условием (3.32) [3].

$$M = 8,5 \cdot 2167 \cdot 80 \cdot (470 - 0,5 \cdot 80) = 633,63 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 633,63 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Полученное значение $M = 633,63$ кН·м превышает величины изгибающих моментов в пролетах балки (см. таблицу 2.2), условие (3.32) [3] соблюдается, следовательно граница сжатой зоны в тавровом сечении проходит в полке, и площадь сечения растянутой арматуры следует определять как для прямоугольного сечения шириной $b = b_f'$. Расчет требуемой площади продольной рабочей арматуры пролетных и опорных сечений балки выполняем в соответствии с пунктом 3.21 [3]. Рабочую высоту опорных сечений назначаем с учетом размещения армирования плиты в верхней части второстепенной балки.

По формуле (3.22) [3] вычисляем значение α_m для сечения в крайнем пролете при $h_0=470$ мм.

$$\alpha_m = \frac{72,69 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 2167 \cdot 470^2} = 0,018.$$

Полученное значение $\alpha_m=0,018$ меньше $\alpha_R=0,390$, определенного по таблице 3.2 [3], следовательно, сжатая арматура по расчету не требуется. При отсутствии сжатой арматуры площадь сечения растянутой арматуры A_s определяется по формуле (3.23) [3].

$$A_s = \frac{8,5 \cdot 2167 \cdot 470 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,018})}{355} = 439,6 \text{ мм}^2.$$

В соответствии с пунктом 3.20 [3] находим высоту сжатой зоны x и определяем относительную высоту сжатой зоны бетона ξ .

$$x = \frac{355 \cdot 439,6}{8,5 \cdot 2167} = 8,5 \text{ мм},$$

$$\xi = \frac{8,5}{470} = 0,018.$$

Полученное значение $\xi=0,018$ меньше $\xi_R=0,531$, определенного по таблице 3.2 [3], следовательно, выполняется условие пункта 3.17 [3] и предельное состояние элемента наступит одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению R_s .

Результаты расчета для всех сечений приведены в таблице 2.3.

Таблица 2.3 – Результаты расчета площади продольной рабочей арматуры

Сечение	Изгибающий момент, Н·мм	α_m по формуле (3.22) [3]	α_R по таблице 3.2 [3]	$A_s, \text{мм}^2$ по формуле (3.23) [3]	$x, \text{мм}$ по пункту 3.20 [3]	ξ по пункту 3.18 [3]	ξ_R по пункту 3.17 [3]
Крайний пролет: $h = 500 \text{ мм};$ $h_0 = 470 \text{ мм};$ $h'_f = 80 \text{ мм};$ $b = b'_f = 2133,3 \text{ мм}$	$72,69 \times 10^6$	0,018	0,390	439,6	8,5	0,018	0,531
Средний пролет: $h = 500 \text{ мм};$ $h_0 = 470 \text{ мм};$ $h'_f = 80 \text{ мм};$ $b = b'_f = 2133,3 \text{ мм}$	$45,85 \times 10^6$	0,011	0,390	276,4	5,3	0,011	0,531
Средний пролет: $h = 500 \text{ мм};$ $h_0 = 435 \text{ мм};$ $b = 250 \text{ мм}.$	$10,56 \times 10^6$	0,026	0,390	69,3	11,6	0,027	0,531
Вторая опора: $h = 500 \text{ мм};$ $h_0 = 450 \text{ мм};$ $b = 250 \text{ мм}.$	$57,11 \times 10^6$	0,133	0,390	385,0	64,3	0,143	0,531
Третья опора: $h = 500 \text{ мм};$ $h_0 = 450 \text{ мм};$ $b = 250 \text{ мм}.$	$45,85 \times 10^6$	0,107	0,390	304,2	50,8	0,113	0,531

Расчет прочности сечений балки при действии поперечных сил выполняем в соответствии с пунктом 3.29 [3].

В соответствии с пунктом 3.30 [3] расчет по бетонной полосе между наклонными сечениями производим из условия (3.43) [3].

$$Q = 0,3 \cdot 8,5 \cdot 250 \cdot 450 = 286,87 \cdot 10^3 \text{ Н} = 286,87 \text{ кН}.$$

Полученное значение $Q=286,87$ кН больше поперечных сил, определенных для второстепенной балки (см. таблицу 2.2), следовательно, прочность по бетонной полосе между наклонными сечениями обеспечивается.

Максимальная поперечная сила $Q_{\max}=79,88$ кН действует на второй опоре слева (см. таблицу 2.2). Для обеспечения прочности на действие поперечной силы по наклонному сечению, при равномерно распределенной нагрузке $22,189$ кН/м (см. таблицу 2.1), требуемую интенсивность хомутов q_{sw} определяем в соответствии с пунктом 3.33 [3]. По формуле (3.46) [3] определяем значение M_b .

$$M_b = 1,5 \cdot 0,75 \cdot 250 \cdot 450^2 = 56,95 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Находим значение Q_{b1} по формуле (8).

$$Q_{b1} = 2 \cdot \sqrt{M_b \cdot q_1}, \quad (8)$$

где q_1 – расчетное значение нагрузки, принимаемое по пункту 3.32 [3], кН/м.

$$q_1 = q - 0,5 \cdot q_v$$

где q_v – расчетное значение временной нагрузки (см. таблицу 2.1), кН/м.

$$q_1 = 22,189 - 0,5 \cdot 9,972 \cdot 0,95 = 17,45 \frac{\text{Н}}{\text{мм}},$$

$$Q_{b1} = 2 \cdot \sqrt{56,95 \cdot 10^6 \cdot 17,45} = 63,05 \cdot 10^3 \text{ Н}.$$

Проверяем условие (9).

$$Q_{b1} < R_{bt} \cdot b \cdot h_0, \quad (9)$$

$$63,05 \cdot 10^3 \text{ Н} < 0,75 \cdot 250 \cdot 450 = 84,38 \cdot 10^3 \text{ Н}.$$

Условие (9) выполняется, следовательно, требуемую интенсивность хомутов q_{sw} определяем по формуле (3.54) [3].

$$q_{sw} = \frac{79,88 \cdot 10^3 - 0,5 \cdot 0,75 \cdot 250 \cdot 450 - 3 \cdot 450 \cdot 17,45}{1,5 \cdot 450} = 20,94 \frac{\text{Н}}{\text{мм}}.$$

Проверяем условие (3.49) [3].

$$\frac{q_{sw}}{R_{bt} \cdot b} \geq 0,25;$$

$$\frac{20,94}{0,75 \cdot 250} = 0,11.$$

Полученное значение менее требуемого 0,25, следовательно, значение q_{sw} следует пересчитать по формуле (3.55) [3] и принять не менее значения, определяемого по формуле (10).

$$q_{sw} = \frac{\frac{79,88 \cdot 10^3}{450} + 8 \cdot 17,45}{1,5} - \sqrt{\left(\frac{\frac{79,88 \cdot 10^3}{450} + 8 \cdot 17,45}{1,5} \right)^2 - \left(\frac{79,88 \cdot 10^3}{1,5 \cdot 450} \right)^2} = 36,22 \frac{\text{Н}}{\text{мм}},$$

$$q_{sw}^{\min} = \frac{Q_{\max} - 3 \cdot q_1}{3,5}, \quad (10)$$

где Q_{\max} – поперечная сила в опорном сечении, Н.

$$q_{sw}^{\min} = \frac{\frac{79,88 \cdot 10^3}{450} - 3 \cdot 17,45}{3,5} = 35,76 \frac{\text{Н}}{\text{мм}}.$$

Принимаем требуемую интенсивность хомутов $q_{sw} = 36,22 \text{ Н/мм}$.

Назначаем шаг хомутов в соответствии с конструктивными требованиями пункта 5.21 [3], шаг хомутов для опорных участков балки S_{w1} - из условия (11), шаг хомутов в пролете балки S_{w2} - из условия (12) .

$$\begin{cases} S_{w1} \leq 0,5 \cdot h_0; \\ S_{w1} \leq 300 \text{ мм}; \\ S_{w1} \leq S_{w,\max}; \end{cases} \quad (11)$$

где $S_{w,\max}$ – максимальное значение шага хомутов, по формуле (3.60) [3], мм.

$$\begin{cases} S_{w2} \leq 0,75 \cdot h_0; \\ S_{w2} \leq 500 \text{ мм}; \end{cases} \quad (12)$$

$$S_{w,\max} = \frac{0,75 \cdot 250 \cdot 450^2}{79,88 \cdot 10^3} = 475,3 \text{ мм}.$$

Принимаем шаг хомутов для опорных участков балки $S_{w1} = 200 \text{ мм}$, шаг хомутов в пролете балки $S_{w2} = 300 \text{ мм}$, и по формуле (13) определяем требуемую площадь хомутов.

$$A_{sw} = \frac{q_{sw} \cdot S_{w1}}{R_{sw}}, \quad (13)$$

$$A_{sw} = \frac{36,22 \cdot 200}{300} = 24,15 \text{ мм}^2.$$

Принимаем диаметр хомутов 5 мм по таблице 1.2 из условий сварки с продольной арматурой диаметром 18 мм. Назначаем в поперечном сечении два хомута (по количеству продольных стержней), определяем по приложению 1 [3] $A_{sw}=39,3 \text{ мм}^2$, что больше требуемого значения. По формуле (3.48) [3] определяем фактическую интенсивность хомутов.

$$q_{sw1} = \frac{300 \cdot 39,3}{200} = 58,95 \frac{\text{Н}}{\text{мм}},$$

$$q_{sw2} = \frac{300 \cdot 39,3}{300} = 39,30 \frac{\text{Н}}{\text{мм}}.$$

В соответствии с пунктом 3.34 [3] определим длину участка L_1 с интенсивностью хомутов q_{sw1} . Находим величину Δq_{sw} по формуле (14).

$$\Delta q_{sw} = 0,75 \cdot (q_{sw1} - q_{sw2}), \quad (14)$$

$$\Delta q_{sw} = 0,75 \cdot (58,95 - 39,30) = 14,74 \frac{\text{Н}}{\text{мм}}.$$

Полученное значение менее q_1 , следовательно, длина участка L_1 определится по формуле (3.58) [3].

Проверяем условие (3.49) [3].

$$\frac{q_{sw2}}{R_{bt} \cdot b} \geq 0,25;$$

$$\frac{39,3}{0,75 \cdot 250} = 0,21.$$

Полученное значение менее требуемого 0,25, следовательно, значение M_b следует пересчитать по формуле (15).

$$M_b = 6 \cdot h_0^2 \cdot q_{sw2}, \quad (15)$$

$$M_b = 6 \cdot 450^2 \cdot 39,3 = 47,75 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Находим величину c из условия (16).

$$\sqrt{\frac{M_b}{q_1 - \Delta q_{sw}}} < \frac{2 \cdot h_0}{1 - 0,5 \cdot \frac{q_{sw}}{R_{bt} \cdot b}}, \quad (16)$$

$$\sqrt{\frac{47,75 \cdot 10^6}{17,45 - 14,74}} < \frac{2 \cdot 450}{1 - 0,5 \cdot \frac{36,22}{0,75 \cdot 250}},$$

$$4198 \text{ мм} < 996 \text{ мм}$$

Условие (16) не выполняется, таким образом, значение c определяется из условия (17).

$$\begin{cases} c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1 - \Delta q_{sw}}}, \\ c \leq 3 \cdot h_0 \end{cases}, \quad (17)$$

$$\begin{cases} c = \sqrt{\frac{47,75 \cdot 10^6}{17,45 - 14,74}} = 4198 \text{ мм} \\ c \leq 3 \cdot h_0 = 3 \cdot 450 = 1350 \text{ мм} \end{cases}$$

Принимаем $c=1350$ мм.

$$L_1 = 1350 - \frac{\frac{47,75 \cdot 10^6}{1350} + 0,75 \cdot 58,95 \cdot 900 - 79,88 \cdot 10^3 + 17,45 \cdot 1350}{14,74} = 72 \text{ мм.}$$

Результаты расчетов для всех сечений приведены в таблице 2.4.

Таблица 2.4 – Результаты расчетов прочности на действие поперечной силы

Наименование	Первая опора	Вторая опора		Третья опора
	справа	слева	справа	слева
Q_{\max} , кН по таблице 2.2	53,25	79,88	63,79	63,73
q_{sw} , Н/мм по пункту 3.33 [3]	17,87	36,22	25,55	25,55
S_{w1} , мм по пункту 5.21 [3]	200	200	200	200
S_{w2} , мм по пункту 5.21 [3]	300	300	300	300
Количество, диаметр и класс поперечной арматуры	2Ø5B500	2Ø5B500	2Ø4B500	2Ø4B500
c , мм	1410	1350	1350	1350
c_0 , мм	940	900	900	900
L_1 , мм по пункту 3.34 [3]	<0	72	524	524

Для первой опоры, при отсутствии у продольной арматуры специальных анкеров, необходимо выполнение расчета наклонных сечений на действие момента. Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие момента производят в соответствии с пунктом 3.43 [3] по условию (3.69) [3].

$$M \leq M_s + M_{sw},$$

где M_s – момент, воспринимаемый продольной арматурой, кН·м;

M_{sw} – момент, воспринимаемый поперечной арматурой, кН·м.

Величина момента M_s , воспринимаемого продольной арматурой, пересекающей наклонное сечение, определяется по формуле (3.70) [3].

$$M_s = N_s \cdot z_s,$$

где N_s – усилие в продольной растянутой арматуре, кН;
 z_s – плечо внутренней пары сил по формуле (18), м.

$$z_s = h_0 - \frac{N_s}{2 \cdot R_b \cdot b}, \quad (18)$$

Принимаем начало наклонного сечения у грани опоры, в зоне анкеровки усилие в продольной растянутой арматуре N_s определяется согласно пункту 3.45 [3] по формуле (3.73) [3].

$$N_s = R_s \cdot A_s \cdot \frac{l_s}{l_{an}},$$

где l_s – расстояние от конца арматуры до точки пересечения с наклонным сечением (см. рисунок 2.1), мм;
 l_{an} – длина зоны анкеровки, мм.

Длина зоны анкеровки определяется по формуле (19).

$$l_{an} = \lambda_{an} \cdot d_s, \quad (19)$$

где λ_{an} – относительная длина анкеровки по формуле (20);
 d_s – диаметр стержня, мм.

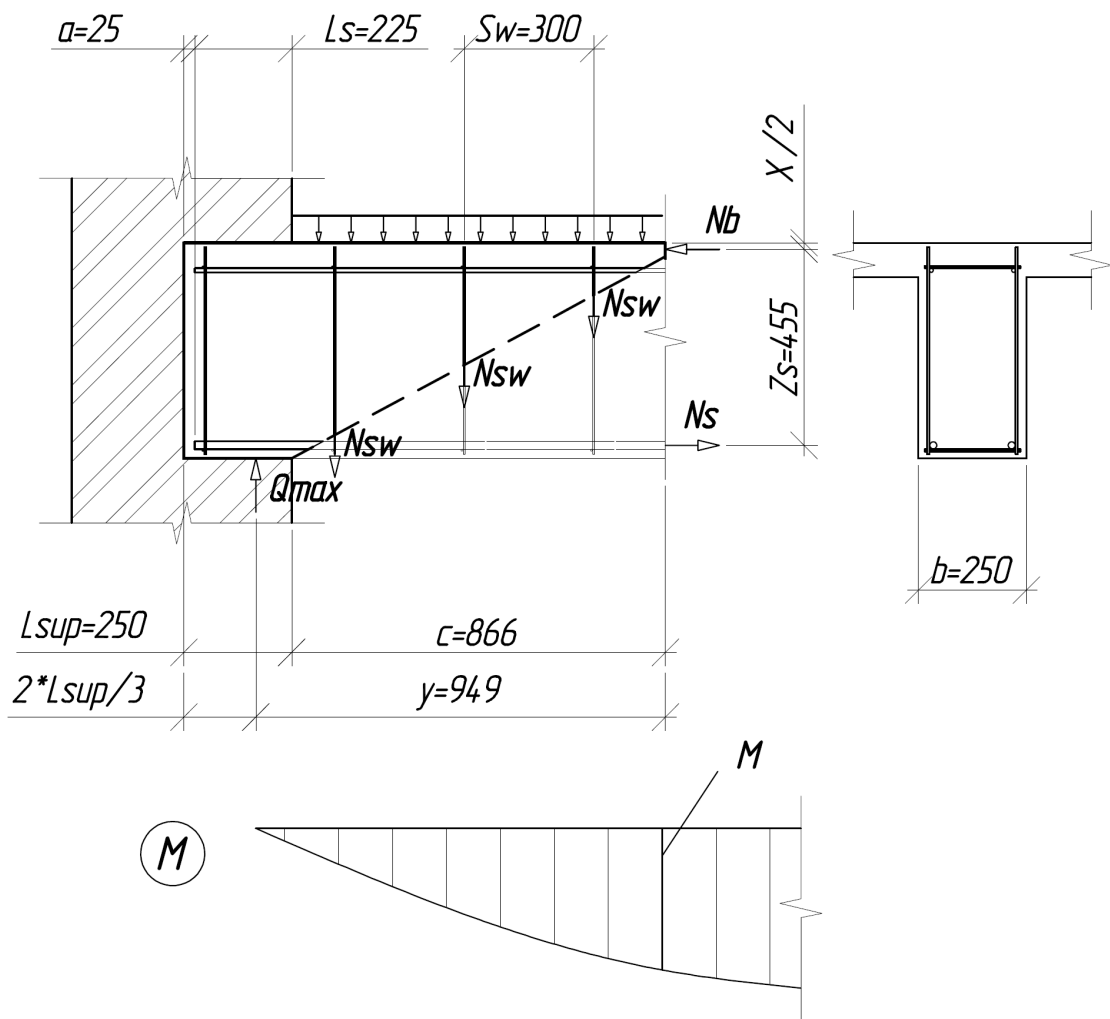


Рисунок 2.1 – К расчету наклонного сечения на действие момента

$$\lambda_{an} = \frac{R_s}{4 \cdot R_{bond}} \cdot \alpha, \quad (20)$$

где R_{bond} – расчетное сопротивление сцепления арматуры с бетоном по формуле (21), МПа;

α – коэффициент, зависящий от отношения σ_b/R_b ;

σ_b – напряжения в бетоне по формуле (22), МПа.

$$R_{bond} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot R_{bt}, \quad (21)$$

где η_1 – коэффициент, принимаемый 2,5 для класса арматуры А400;
 η_1 – коэффициент, принимаемый 1,0 при $d_s = 18$ мм.

$$\sigma_b = \frac{F_{\text{sup}}}{A_{\text{sup}}}, \quad (22)$$

где F_{sup} – опорная реакция балки, Н;
 A_{sup} – площадь опирания балки, мм².

$$\sigma_b = \frac{53,25 \cdot 10^3}{250 \cdot 250} = 0,85 \text{ МПа.}$$

При выполнении условия $\sigma_b > 0,75$ значение коэффициента α в формуле (20) принимается равным 1.

$$R_{\text{bond}} = 2,5 \cdot 1 \cdot 0,75 = 1,875 \text{ МПа.}$$

$$\lambda_{\text{an}} = \frac{355}{4 \cdot 1,875} \cdot 1 = 47,3.$$

$$l_{\text{an}} = 47,3 \cdot 18 = 851 \text{ мм.}$$

$$N_s = 355 \cdot 509 \cdot \frac{225}{851} = 47,77 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

Поскольку к растянутым стержням на участке l_s приварены 4 вертикальных и 2 горизонтальных поперечных стержней, то значение усилия N_s следует увеличить на величину N_w , определяемую из условия (23).

$$\begin{cases} N_w = 0,7 \cdot n_w \cdot \varphi_w \cdot d_w^2 \cdot R_{bt}; \\ N_w \leq 0,8 \cdot R_s \cdot d_w^2 \cdot n_w; \end{cases} \quad (23)$$

где n_w – количество приваренных стержней на участке l_s , шт;

φ_w – коэффициент по таблице 3.4 [3],

d_w – диаметр приваренных стержней, мм.

$$\begin{cases} N_w = 0,7 \cdot 6 \cdot 200 \cdot 5^2 \cdot 0,75 = 15,75 \cdot 10^3 \text{ Н}; \\ N_w \leq 0,8 \cdot 355 \cdot 5^2 \cdot 6 = 42,6 \cdot 10^3 \text{ Н}; \end{cases}$$

Принимаем значение $N_w = 15,75$ кН.

$$N_s = 47,77 + 15,75 = 63,52 \text{ кН.}$$

Определяем максимально допускаемую величину N_s при значении коэффициента α в формуле (20) равном 0,7.

$$\lambda_{an} = \frac{355}{4 \cdot 1,875} \cdot 0,7 = 33,1.$$

$$l_{an} = 33,1 \cdot 18 = 596 \text{ мм.}$$

$$N_s = 355 \cdot 509 \cdot \frac{225}{596} = 68,21 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

Принимаем значение $N_s = 63,52$ кН.

$$z_s = 470 - \frac{63,52 \cdot 10^3}{2 \cdot 8,5 \cdot 250} = 455 \text{ мм.}$$

$$M_s = 63,52 \cdot 0,455 = 28,9 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Величина момента M_{sw} , воспринимаемого поперечной арматурой, пересекающей наклонное сечение, определяется по формуле (3.71) [3].

$$M_{sw} = 0,5 \cdot q_{sw} \cdot c^2,$$

где q_{sw} – интенсивность поперечного армирования, Н/мм;

c – длина проекции наклонного сечения, мм.

По формуле (3.48) [3] определяем фактическую интенсивность хомутов.

$$q_{sw} = \frac{300 \cdot 39,3}{300} = 39,30 \frac{\text{Н}}{\text{мм}}.$$

В соответствии с пунктом 3.46 [3] невыгоднейшее наклонное сечение начинается от грани опоры и при действии равномерно распределенной нагрузки определяется из условия (24).

$$\begin{cases} c = \frac{Q_{\max}}{q_{sw} + q}; \\ c \leq 2 \cdot h_0; \end{cases} \quad (24)$$

$$\begin{cases} c = \frac{53,25 \cdot 10^3}{39,3 + 22,189} = 866 \text{ мм}; \\ c \leq 2 \cdot 470 = 940 \text{ мм}; \end{cases}$$

Принимаем $c = 866$ мм.

$$M_{sw} = 0,5 \cdot 39,3 \cdot 866^2 = 14,74 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

При свободном опирании балки на опору и действии равномерно-распределенной нагрузки, момент от внешних сил в наклонном сечении на расстоянии y (см. рисунок 2.1) от точки приложения опорной реакции, определяется по формуле (25).

$$M = Q_{\max} \cdot y - \frac{q \cdot y^2}{2}, \quad (25)$$

$$M = 53,25 \cdot 10^3 \cdot 949 - \frac{22,189 \cdot 949^2}{2} = 40,54 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Проверяем условие (3.69) [3].

$$40,54 \text{ кН} \leq 28,9 \text{ кН} + 14,74 \text{ кН},$$

$$40,54 \text{ кН} \leq 43,64 \text{ кН}.$$

Условие соблюдается, следовательно, прочность наклонного сечения на действие момента обеспечивается.

3 Пример конструирования второстепенной балки

Армирование второстепенных балок осуществляется сварными каркасами. Арматурные каркасы получены объединением плоских сварных сеток арматурными стержнями диаметром 4 мм класса В500 (Вр-I), установленными с шагом 300 мм (позиция 10 на рисунках 3.1 и 3.2). Плоские сварные сетки С1–С6 состоят из продольной арматуры класса А400 (А-III) и поперечной арматуры класса В500 (Вр-I). Подбор диаметров продольной арматуры представлен в таблице 3.1, диаметр поперечной арматуры (для сеток С1 и С2) в таблице 3.2 показан в соответствии с расчетом наклонных сечений (см. таблицу 2.4). Шаг поперечных стержней в таблице 3.2 указан с учетом принятой величины L_1 (длины участка до места увеличения шага поперечных стержней). Поперечная арматура для сеток С3–С6 принята из стержней диаметром 3 мм класса В500 (Вр-I), диаметр назначен исходя из условий свариваемости с продольной арматурой. Схемы армирования балки сварными каркасами представлены на рисунках 3.1–3.5 (на схемах армирования пролетов и опор армирование в смежных участках балки условно не показано).

Длина сеток С1 и С2 второстепенных балок назначена равной размеру пролета в свету 6000 мм и 5750 мм соответственно, а за грань опор заведены стыковые стержни (позиция 11 на рисунках 3.3–3.5). Диаметр стыковых стержней назначен конструктивно равным 10 мм, стержни заведены за грань опоры в пролет на длину анкеровки 250 мм. Высота сеток С1 и С2 назначена с учетом величины рабочей высоты сечений, принятой в расчетах. Сетка С1 сконструирована не симметричной относительно вертикальной оси, проходящей по центру пролета, в связи с чем сетка на схеме обозначена двумя марками С1.1 и С1.2, являющимися зеркальным отображением друг друга. Для сетки С2, выполненной симметричной, такого деления не потребовалось.

На промежуточных опорах длина сеток С3(С4) и С5(С6) принята равной 3750 мм и 3650 мм соответственно. Места обрыва стержней и конструкция сеток выполнены в соответствии с конструктивными решениями, представленными на рисунке 1.2.

Таблица 3.1 – Результаты конструирования продольного армирования балки

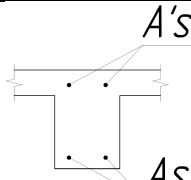
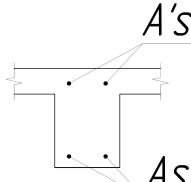
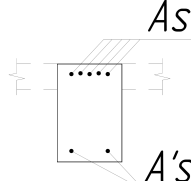
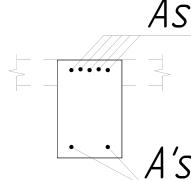
Сечение	Эскиз	$A_s, \text{мм}^2$, по таблице 2.3	Принятое арми- рование	$A_s, \text{мм}^2$, по прило- жению 1 [3]	μ_s по пункту 5.11 [3]	$\mu_{s,\text{min}}$ по таблице 5.2 [3]
Крайний пролет		-	2Ø10	157,0	0,13	0,1
		439,6	2Ø18	509,0	0,43	0,1
Средний пролет		69,3	2Ø10	157,0	0,13	0,1
		276,4	2Ø14	308,0	0,26	0,1
Вторая опора		192,5 192,5	2Ø12 3Ø10	226,0 236,0	0,41	0,1
		-	2Ø10	157,0	0,13	0,1
Третья опора		152,1 152,1	2Ø10 3Ø10	157,0 236,0	0,35	0,1
		-	2Ø10	157,0	0,13	0,1

Таблица 3.2 – Результаты конструирования поперечного армирования

Наименование	Первая опора	Вторая опора		Третья опора
	справа	слева	справа	слева
$S_{w1}, \text{мм}$	0	50	200	200
$S_{w2}, \text{мм}$	300	300	300	300
Количество, диаметр и класс поперечной арматуры	2Ø5B500	2Ø5B500	2Ø4B500	2Ø4B500
$L_1, \text{мм}$	0	75	625	625

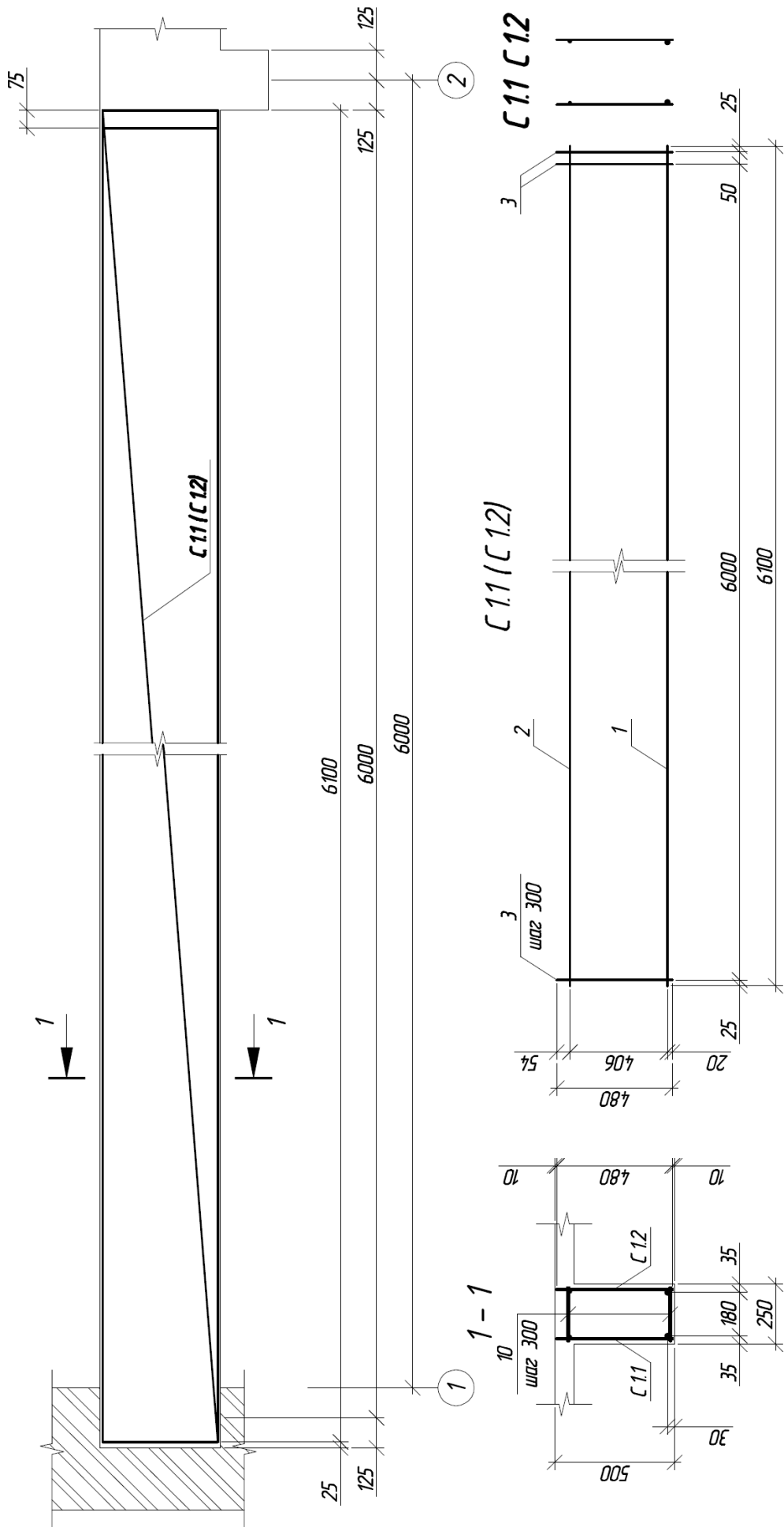


Рисунок 3.1 – Схема армирования крайнего пролета второстепенной балки

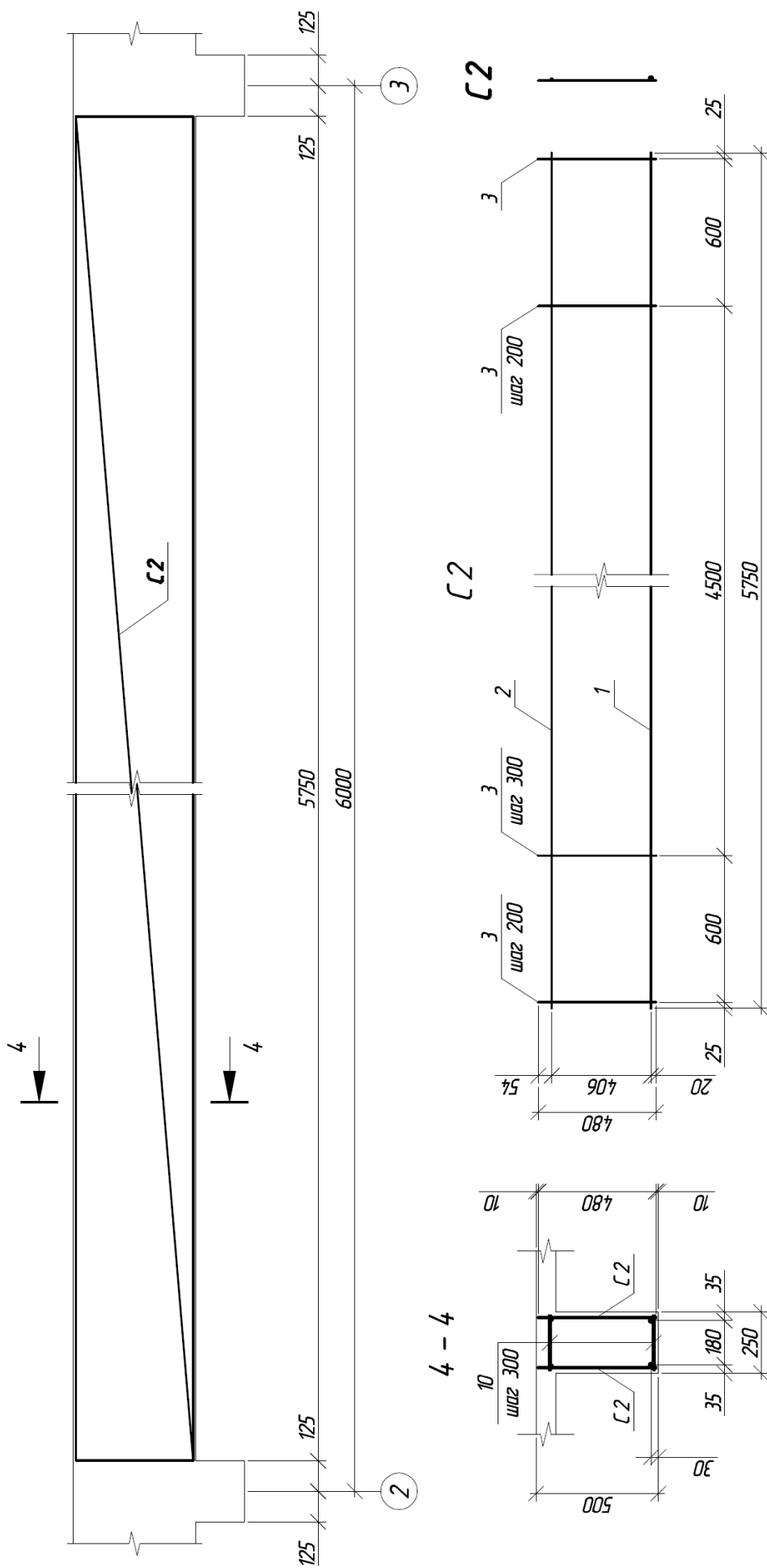


Рисунок 3.2 – Схема армирования среднего пролета второстепенной балки

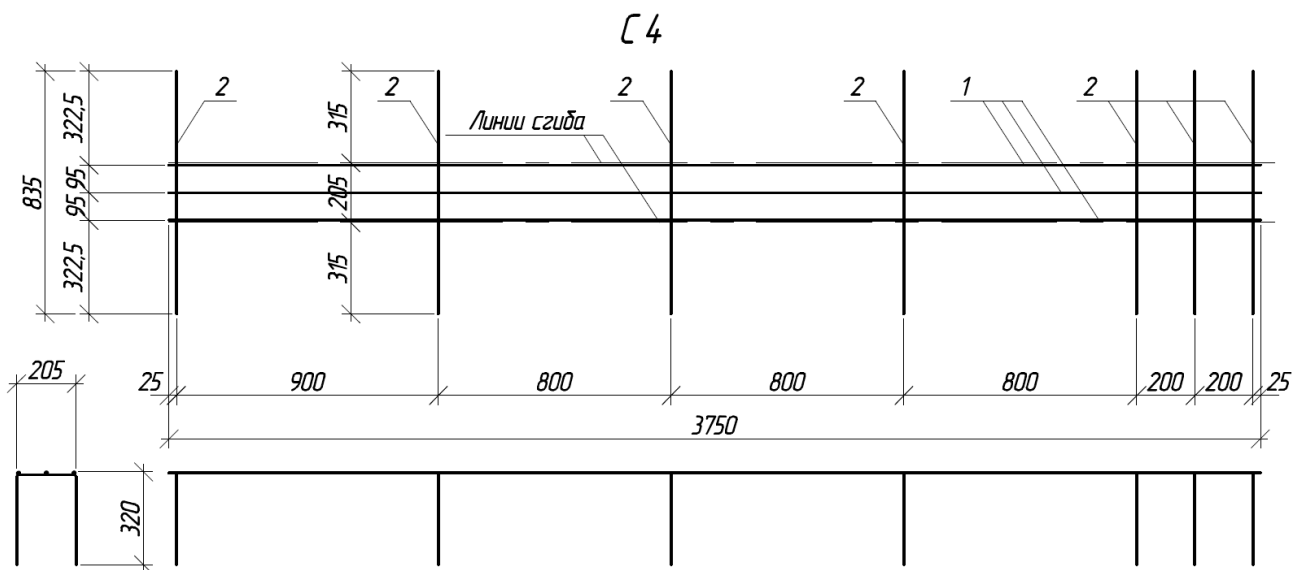
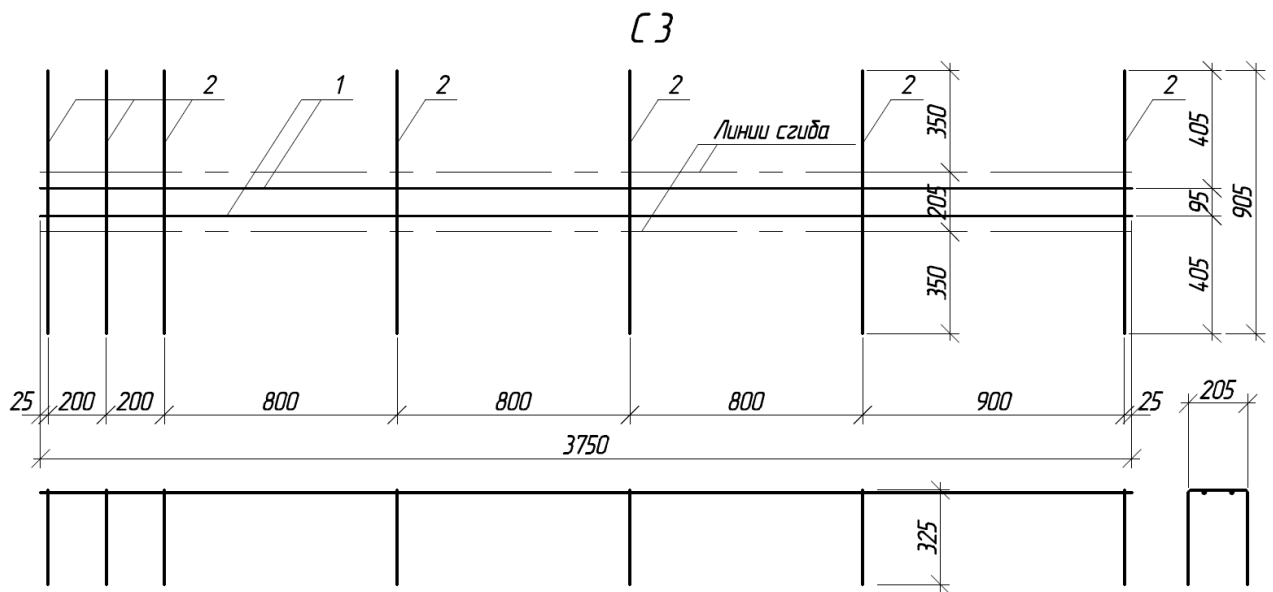
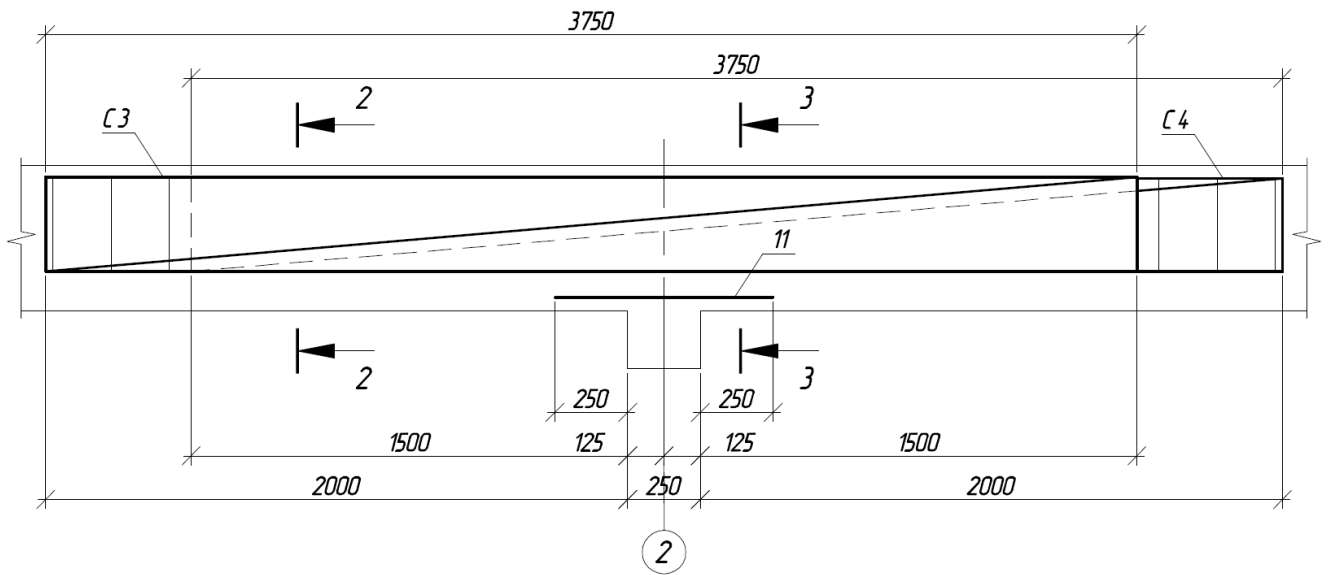


Рисунок 3.3 – Схема армирования второй опоры второстепенной балки

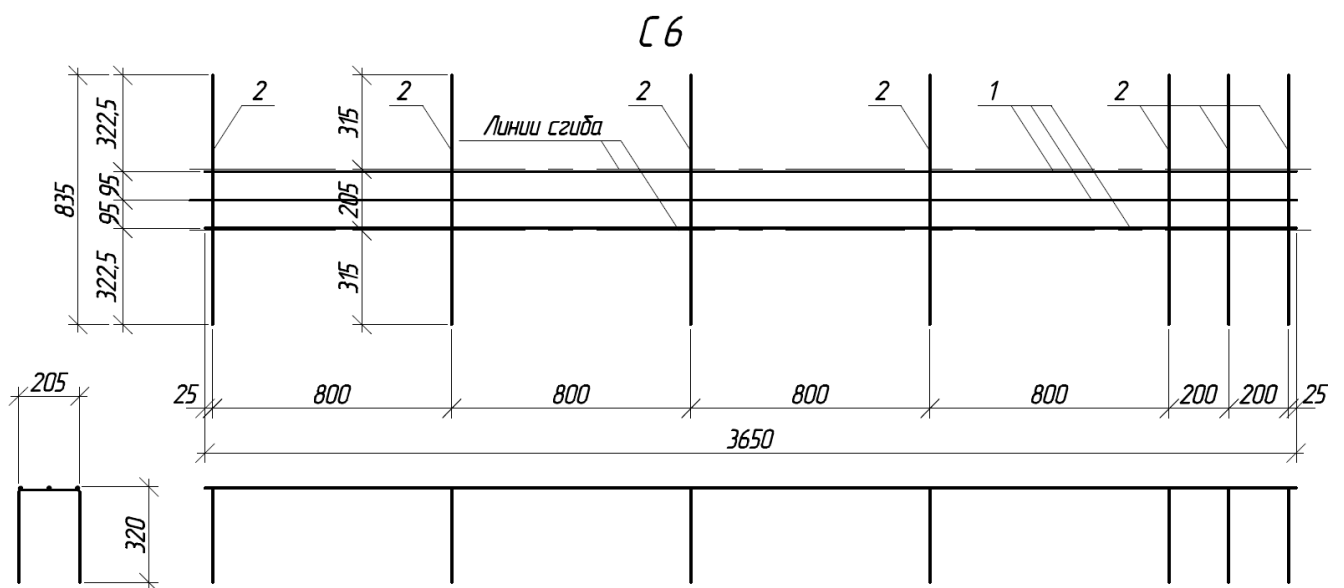
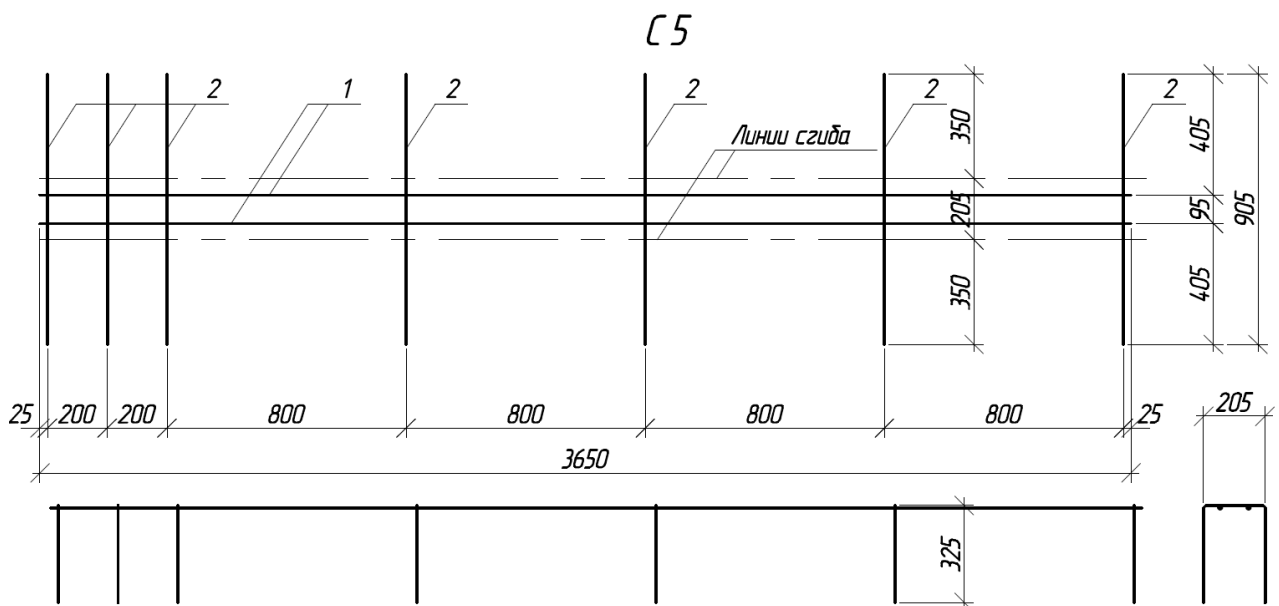
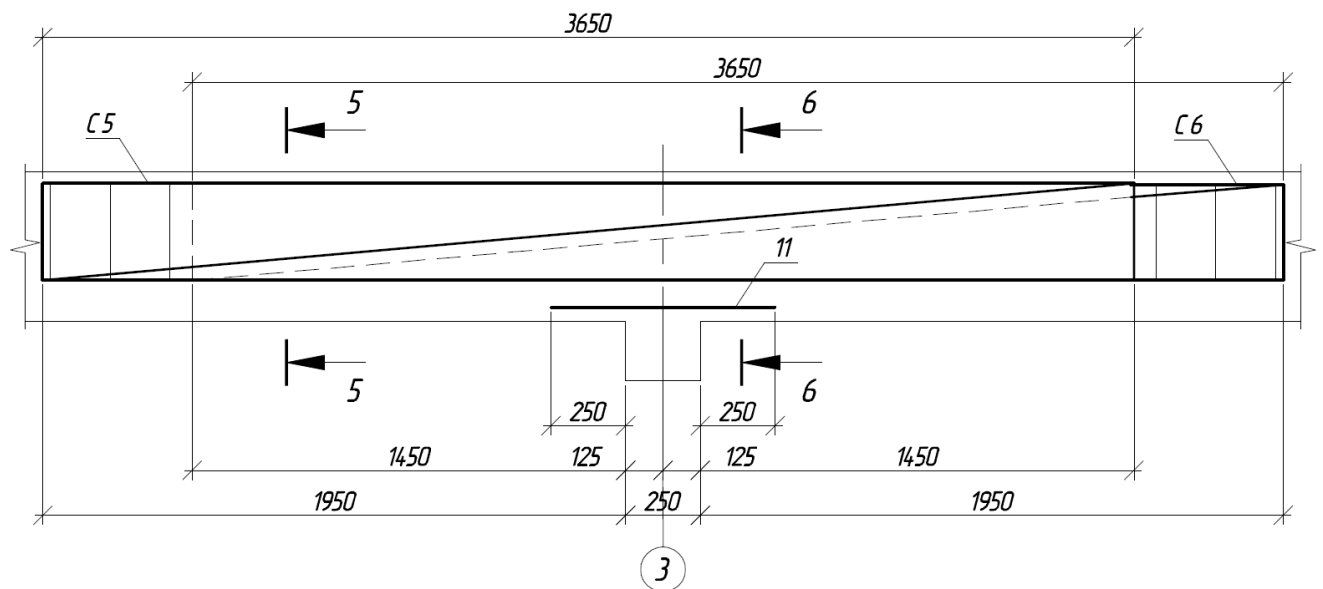


Рисунок 3.4 – Схема армирования третьей опоры второстепенной балки

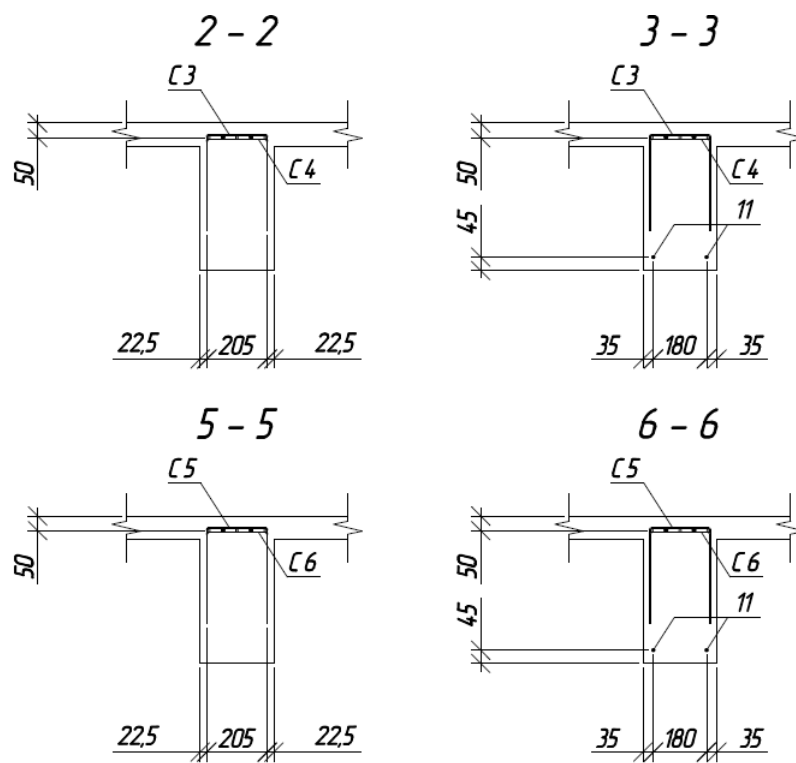


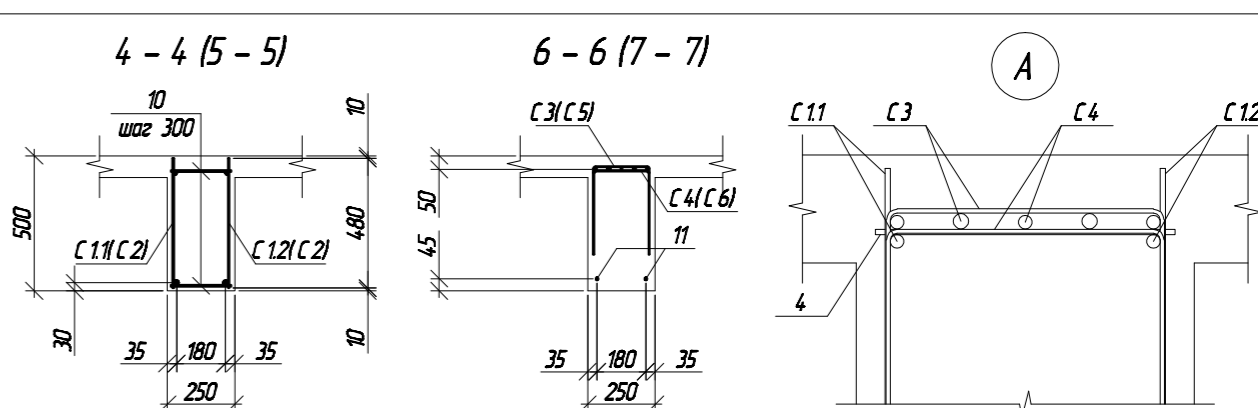
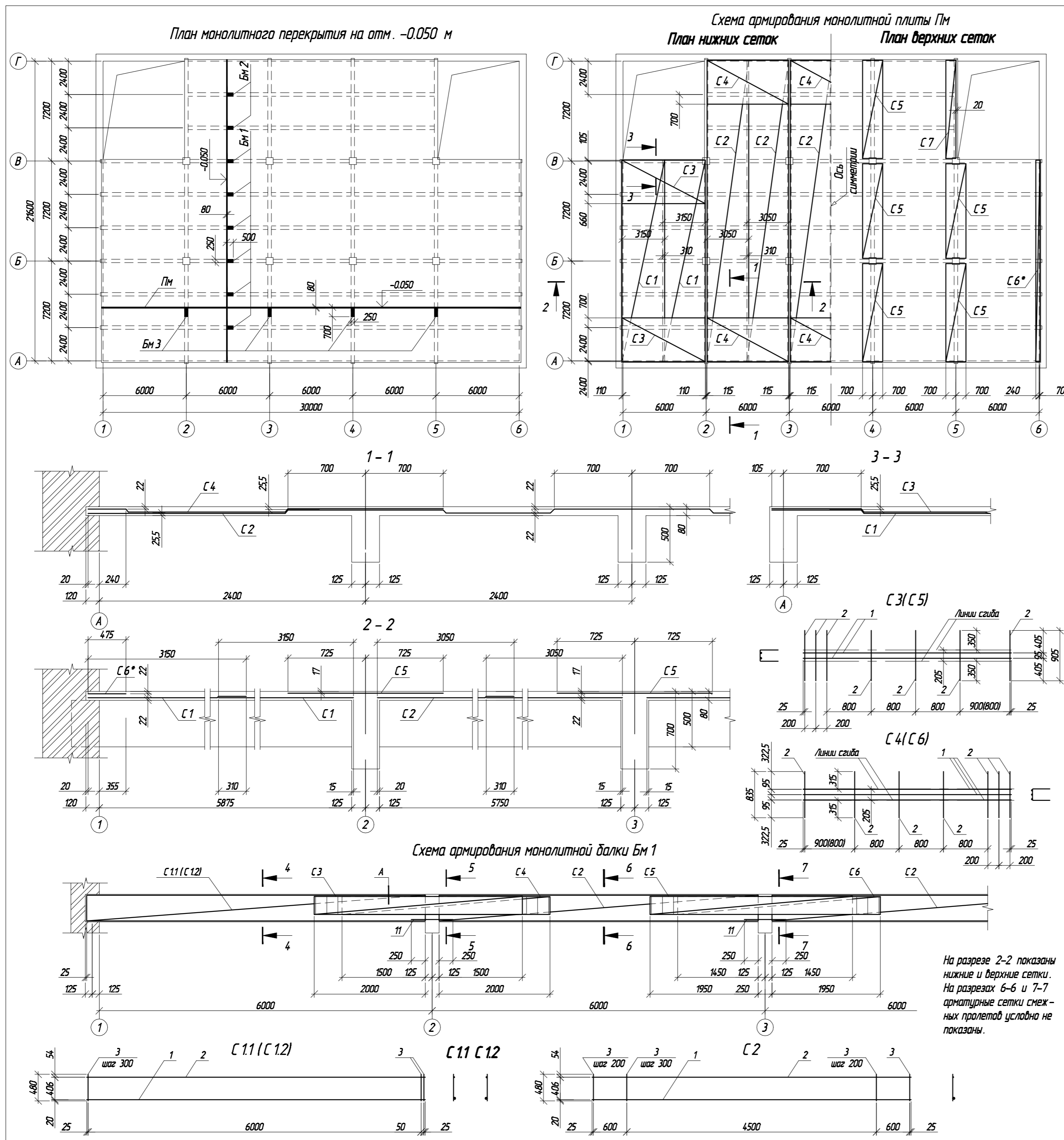
Рисунок 3.5 – Разрезы к схемам армирования опор второстепенной балки

Список использованных источников

- 1 **СНиП 52-01-2003** Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. – Введ. 2004-03-01. – М.: ФГУП ЦПП, 2004. – 24с.
- 2 **СП 52-101-2003** Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры – М.: ФГУП ЦПП, 2004. – 54с.
- 3 Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003)/ ЦНИИПромзданий, НИИЖБ. - М.: ОАО «ЦНИИПромзданий», 2005. - 214 с.
- 4 **СНиП 2.01.07-85*** Нагрузки и воздействия / Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2003. – 44с.
- 5 **ГОСТ 23279-85** Сетки арматурные сварные для железобетонных конструкций и изделий. – Введ. 1986-01-01. – М.: Изд-во стандартов, 1985. – 27 с.
- 6 **Тихонов, И.Н.** Армирование элементов монолитных железобетонных зданий: пособие по проектированию / И.Н. Тихонов; ФГУП «НИЦ «Строительство», НИИЖБ, ЗАО «КТБ НИИЖБ». – М.: ОАО «ЦПП», 2008. – 170с.
- 7 **Расчет** и конструирование плиты монолитного ребристого перекрытия с балочными плитами: методические указания / В.В. Букланов; Оренбургский гос. ун-т. – Оренбург : ОГУ, 2012. - 50 с.

Приложение А
(справочное)

Пример оформления листа 1 графической части проекта



Спецификация

Марка	Обозначение	Наименование	Кол	Масса ед, кг	Примечание
		Плита Пм 1	1		
C1	ГОСТ 23279-85	4 Ср 48500-100 315 x 14.75	4	49,64	
C2	ГОСТ 23279-85	4 Ср 48500-125 305 x 2205	6	59,51	
C3	ГОСТ 23279-85	4 Ср 38500-400 325 x 600	4	11,09	
C4	ГОСТ 23279-85	4 Ср 48500-400 325 x 600	6	15,07	
C5	ГОСТ 23279-85	4 Ср 38500-400(200) 14.5 x 695	10	6,61	
C6	ГОСТ 23279-85	4 Ср 48500-200(100) 95 x 1460	1	9,51	* Раскрыть на 600 мм
C7	ГОСТ 23279-85	4 Ср 38500-400 85 x 695	2	3,9	
		Балка Бм 1	6		
		Сетка С 11 (С 12)	2 (2)		
1	ГОСТ 5781-82	Ф 18 А 400(АIII), L=6100 мм	1	12,2	
2	ГОСТ 5781-82	Ф 10 А 400(АIII), L=6100 мм	1	3,76	
3	ГОСТ 6727-80	Ф 5 В 500(Вр II), L=480 мм	22	0,07	
		Сетка С 2	6		
1	ГОСТ 5781-82	Ф 14 А 400(АIII), L=5750 мм	1	6,95	
2	ГОСТ 5781-82	Ф 10 А 400(АIII), L=5750 мм	1	3,55	
3	ГОСТ 6727-80	Ф 4 В 500(Вр II), L=480 мм	22	0,05	
		Сетка С 3	2		
1	ГОСТ 5781-82	Ф 12 А 400(АIII), L=3750 мм	2	3,33	
2	ГОСТ 6727-80	Ф 3 В 500(Вр II), L=905 мм	7	0,05	
		Сетка С 4	2		
1	ГОСТ 5781-82	Ф 10 А 400(АIII), L=3750 мм	3	2,31	
2	ГОСТ 6727-80	Ф 3 В 500(Вр II), L=835 мм	7	0,04	
		Сетка С 5	2		
1	ГОСТ 5781-82	Ф 10 А 400(АIII), L=3650 мм	3	2,25	
2	ГОСТ 6727-80	Ф 3 В 500(Вр II), L=905 мм	7	0,05	
		Сетка С 6	2		
1	ГОСТ 5781-82	Ф 10 А 400(АIII), L=3650 мм	3	2,25	
2	ГОСТ 6727-80	Ф 3 В 500(Вр II), L=835 мм	7	0,04	
		Детали			
10	ГОСТ 6727-80	Ф 4 В 500(Вр II), L=230 мм	204	0,02	
11	ГОСТ 5781-82	Ф 10 А 400(АIII), L=750 мм	8	0,46	

ОГУ 270150. 654012. 044 КЖ					
Многоэтажное здание					
Изн.	Кол.	Лист	№ док.	Подпись	Дата
Заб. каф.					
Провер.					
Разраб.					
				Стадия	Лист
				Р	1
				Листов	
				Группа	
Монолитное ребристое перекрытие					