



МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
Рубцовский индустриальный институт (филиал)
федерального государственного бюджетного образовательного
учреждения высшего образования
«Алтайский государственный технический университет им. И.И. Ползунова»
(РИИ АлтГТУ)

МИХАЙЛЕНКО О.А.

Методические указания

к выполнению курсовой работы по дисциплине:

«Металлические конструкции» на тему:

«Проектирование элементов одноэтажного однопролетного
производственного здания»

для студентов направления 08.03.01 – Строительство всех форм обучения

Рубцовск 2019

Михайленко О.А. Методические указания к выполнению курсовой работы по дисциплине "Металлические конструкции" на тему "Проектирование несущих и ограждающих конструкций покрытия" для студентов направления 08.03.01 "Строительство" всех форм обучения, Рубцовск, 2019, 53 с.

Содержат указания по выполнению студентами направления подготовки «Строительство» курсовой работы по дисциплине «Металлические конструкции».

Рассмотрены и одобрены
на заседании каф. СиМ
РИИ АлтГТУ
Протокол № 7 от 07.06.2019

Рецензент:

доцент каф. СиМ
к.т.н., доцент А.А. Денисенко

Содержание

1.	Задание на курсовую работу.....	3
2,	Расчет стальной фермы.....	4
	2.1. Определение расчетных нагрузок.....	4
	2.2. Определение усилий в элементах фермы.....	6
	2.3. Подбор сечений поясов фермы.....	7
	2.4. Расчет узлов фермы.....	18
	2.5. Конструирование фермы.....	27
3.	Компановка конструктивной схемы каркаса здания.....	28
	3.1. Размещение колонн в плане.....	28
	3.2. Компановка поперечной рамы.....	29
	3.3. Выбор схемы связей здания.....	32
	3.3.1. Связи между колоннами.....	32
	3.4. Связи по покрытию.....	33
	3.4.1. Связи по нижним поясов.....	33
	3.4.2. Вертикальные связи между фермами.....	34
	3.4.3. Расчет связей.....	34
	3.5. Расчет поперечной рамы здания.....	36
	3.5.1. Расчетная схема здания.....	36
	3.5.2. Нагрузка на поперечную раму.....	37
	3.5.2.1. Снеговая нагрузка.....	39
	3.5.2.2. Вертикальные усилия от мостовых кранов.....	40
	3.5.2.3. Горизонтальные крановые усилия.....	43
	3.5.2.4. Ветровая нагрузка.....	44
	3.6. Статический расчет рамы.....	47
4.	Расчет подкрановой конструкции.....	49
	4.1. Определение нагрузок.....	49
	4.2. Определение расчетных усилий.....	50
	4.3. Подбор сечения балки.....	52
	4.3.1. Проверка прочности балки.....	54
	4.3.2. Проверка жесткости балки.....	55
	4.3.3. Проверка местной устойчивости поясов балки.....	56
	4.3.4. Проверка местной устойчивости стенки балки.....	56
5.	Расчет колонны.....	59
	5.1. Определение расчетных длин колонн.....	59
	5.2. Подбор сечения верхней части колонны.....	60
	5.3. Подбор сечения нижней части колонны.....	63
	5.4. Расчет соединения верхней части колонны с нижней.....	68
6.	Расчет базы сплошной колонны.....	70
	6.1. Расчет высоты траверсы.....	72
	6.2. Расчет анкерных болтов.....	73
	6.3. Расчет плитки под анкерные болты.....	73
7.	Список литературы.....	75

1 Задание на курсовую работу

Запроектировать элементы одноэтажного однопролетного производственного здания по исходным данным:

Запроектировать:

1. Стальную ферму (с разработкой чертежей КМД).
2. Подкрановую составную сварную балку.
3. Стальную колонну.
4. Базу колонны (сопряжение колонны с фундаментом).

Исходные данные:

- место строительства – г. Пенза;
- пролет здания – 24 м;
- длина здания – 90 м;
- шаг колонн и ферм – 6 м;
- полезная высота (высота до низа фермы) – 9,6 м;
- грузоподъемность крана – 100 т.
- вид элементов кровли - прогоны.
- количество кранов – 2.
- вид стропильной фермы - трапециевидная с треугольной решеткой и дополнительными стойками.

2. Расчет стальной фермы.

2.1. Определение расчетных нагрузок

Так как видом элементов кровли в данном случае являются прогоны, то примем в качестве прогона швеллер №36 со следующими расчетными характеристиками: $h=360\text{мм}$; $b=110\text{мм}$; площадь сечения = $53,40\text{ см}^2$; масса $41,9\text{ кг}$ на 1 м .

а) прогонная нагрузка:

$$41,9 \cdot 6 = 251 \text{ (кг)};$$

$$\sum P_{пр} = 251 \cdot 13 = 3263 \text{ (кг)};$$

$$P_{пром} = \frac{\sum P}{13-1} = \frac{3263}{12} = 272 \text{ (кг)};$$

$$P_{кр} = \frac{272}{2} = 136 \text{ (кг)};$$

б) снеговая нагрузка: г. Пенза - III снеговой район:

$$S_g = 1,8\text{кПа} = 180\text{кг/м}^2;$$

$$S_{норм} = 0,7 \cdot 180 = 126 \text{ кг/м}^2;$$

$$S_{расч} = 1,4 \cdot S_{норм} = 1,4 \cdot 126 = 176 \text{ кг/м}^2;$$

$$S_{ср} = 24 \cdot 6 = 144 \text{ м}^2;$$

$$\sum P_{сн} = 144 \cdot 176 = 25344 \text{ (кг)};$$

$$P_{пром} = \frac{\sum P_{сн}}{13-1} = \frac{25344}{12} = 2112 \text{ (кг)};$$

$$P_{кр} = \frac{2112}{2} = 1056 \text{ (кг)};$$

в) нормативная нагрузка:

№ п/п	Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка, кг/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка, кг/м ²
1	1 слой рубероида	4	1,3	5,2
2	Утеплитель: мин. вата	20	1,3	26
3	Собственный лист профнастила	3	1,3	3,9
всего				35,1

таблица 1.

$$\Sigma P_{нагр} = 35,1 \cdot 144 = 15054,4 = 5054 \text{ (кг)};$$

$$P_{пром} = \frac{\Sigma P_{нагр}}{13-1} = \frac{5054}{12} = 421 \text{ (кг)};$$

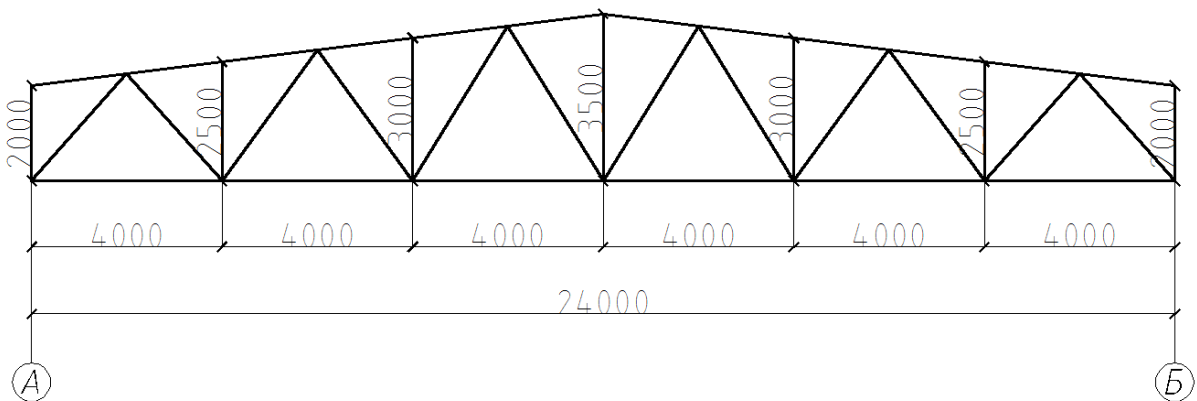
$$P_{кр} = \frac{421}{2} = 210,5 = 211 \text{ (кг)};$$

Таким образом:

- суммарная промежуточная нагрузка: $\Sigma P_{пром} = 272 + 421 + 2112 = 2625 \text{ кг} = 26250 \text{ Н} = 26,25 \text{ кН}$;

- суммарная нагрузка на крайних опорах: $\Sigma P_{кр} = 211 + 1056 + 136 = 1403 \text{ кг} = 14030 \text{ Н} = 14,03 \text{ кН}$;

Геометрическая схема фермы



Расчетная схема фермы

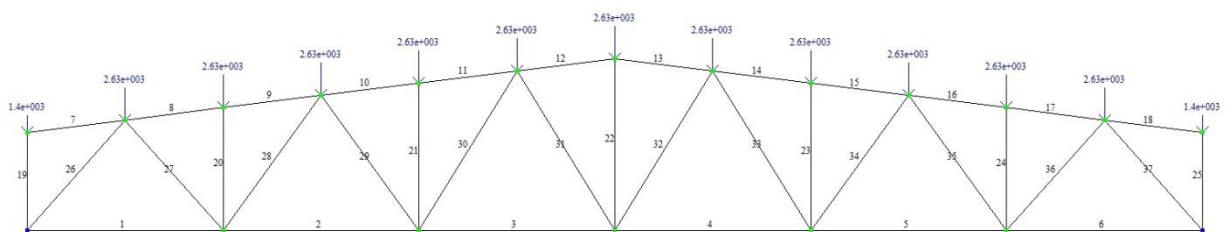


рис.1 - Геометрическая расчетная схема фермы

2.2. Определение усилий в элементах фермы.

Принимаем стальную стропильную ферму трапецеидального очертания из спаренных стальных горячекатаных равнополочных уголков, соединенных в узлах фасонками. Высоту фермы принимаем унифицированной равной – на опоре 2 м, в середине пролета 3,5 м. по осям (см. рис. 1). Усилия в стержнях фермы находим с помощью программного комплекса «Лири-САПР 2013». Найденные усилия в стержнях заносим в таблицу 2.

Таблица 2. Усилия в стержнях фермы.

Элементы фермы	Усилие, кН	Сжат, растянут.
Нижний пояс:		
1-6	+130,7	растянут
2-5	+278,019	растянут
3-4	+317,995	растянут
Верхний пояс:		
7-18	0	-
8-17	-221,415	сжат
9-16	-221,415	сжат
10-15	-309,98	сжат
11-14	-309,98	сжат
13-14	-309,98	сжат
Раскосы:		
26-37-опорные раскосы	-192,68	сжат
27-36	+132,23	растянут
28-35	-91,45	сжат
29-34	+49,45	растянут
30-33	-15,76	сжат
31-32	-15,75	сжат
Стойки:		
19-25	-13,76	сжат
20-24	-25,74	сжат
21-23	-25,74	сжат
22	+40,45	Растянут
Ферма без снеговой нагрузки на раскосы:		
31	+9,62	растянут
30	-29,87	сжат
29	+29,33	растянут
28	-44,43	сжат
27	+57,17	Растянут
26	-81,69	сжат

2.3. Подбор сечений элементов фермы.

Сечение подбираем по формулам центрального сжатия или растяжения. Для расчета сжатых стержней верхнего и нижнего поясов предварительно принимаем гибкость $\lambda = 80$, коэффициент продольного изгиба при этой гибкости будет равен $\varphi = 0,686$ (по табл. 72 СНиП 16.13330.2011). Сечение стержней фермы принимаем из парных уголков, составленных тавром. Фасонки принимаем толщиной $t = 8 \text{ мм}$, так как усилия в опорных раскосах 26-36 усилие $N = 192,68 \text{ кН}$. Материал конструкции фермы - сталь С245. $R_y = 24 \text{ кН/м}^2$

Расчет элементов на прочность при растяжении выполняется по формуле:

$$\frac{N}{A} \leq R \gamma_c$$

где N - максимальное растягивающее усилие в элементе, кН

A – площадь поперечного сечения (нетто), см^2

Устойчивость центрально сжатых элементов проверяем по формуле:

$$\frac{N}{A \varphi} \leq R \gamma_c$$

где N - максимальное сжимающие усилие в элементе, кН

A – площадь поперечного сечения (брутто), см^2

φ - коэффициент продольного изгиба.

Подбор сечений элементов верхнего пояса фермы:

Элемент 8-17, 9-16:

Расчетное усилие: $N = -221,415 \text{ кН}$ – сжатие

Расчетные длины стержней $l_x = 200 \text{ см}$; $l_y = 200 \text{ см}$.

1) Требуемая площадь стержня составит:

$$A_{mp} = \frac{N_{max}}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{221,415}{0,686 \cdot 24 \cdot 0,95} = 14,6 \text{ см}^2;$$

Принимаем сечение из двух равнополочных уголков 75х6. Для него из сортамента принимаем:

$$A = 17,6 \text{ см}^2; i_x = 2,30 \text{ см}; i_y = 3,37 \text{ см}.$$

2) Расчетные гибкости стержня в плоскостях, перпендикулярных осям $x-x$ и $y-y$,

соответственно равны:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{200}{2,30} = 86,96 \leq \lambda_{ПРЕД} = 120$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{200}{3,37} = 59,35 \leq \lambda_{ПРЕД} = 120$$

3) Коэффициент продольного изгиба находим с помощью линейной интерполяции:

λ	φ
80	0,686
86,96	x
90	0,612

$$\varphi = 0,686 - \frac{0,686 - 0,612}{10} \cdot 3,04 = 0,663$$

$$\sigma = \frac{N_{\max}}{\varphi \cdot A \cdot \gamma_c} < R_y = 24 \text{ кН/см}^2,$$

$$\sigma = \frac{221,415}{0,663 \cdot 17,6 \cdot 0,95} = 18,97 \text{ кН/см}^2 < R_y = 24 \text{ кН/см}^2 - \text{условие выполняется.}$$

Элемент 10-15, 11-14, 12-13:

Расчетное усилие: $N = -309,98$ кН – сжатие

Расчетные длины стержней $l_x = 200$ см; $l_y = 200$ см.

1) Требуемая площадь стержня составит:

$$A_{\text{тр}} = \frac{N_{\max}}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{309,98}{0,686 \cdot 24 \cdot 0,95} = 19,82 \text{ см}^2;$$

Принимаем сечение из двух равнополочных уголков 90х6. Для него из сортамента принимаем:

$$A = 21,2 \text{ см}^2; i_x = 2,78 \text{ см}; i_y = 3,97 \text{ см.}$$

2) Расчетные гибкости стержня в плоскостях, перпендикулярных осям x-x и y-y, соответственно равны:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{200}{2,78} = 71,94 \leq \lambda_{ПРЕД} = 120$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{200}{3,97} = 50,38 \leq \lambda_{ПРЕД} = 120$$

3) Коэффициент продольного изгиба находим с помощью линейной интерполяции:

λ	φ
70	0,754
71,94	x
80	0,686

$$\varphi = 0,754 - \frac{0,754 - 0,686}{10} \cdot 8,06 = 0,699$$

$$\sigma = \frac{N_{\max}}{\varphi \cdot A \cdot \gamma_c} < R_y = 24 \text{ кН/см}^2,$$

$$\sigma = \frac{309,98}{21,2 \cdot 0,699 \cdot 0,95} = 22,09 \text{ кН/см}^2 < R_y = 24 \text{ кН/см}^2 - \text{условие выполняется.}$$

Подбор сечений элементов нижнего пояса фермы:

Элемент 1-6

Расчетное усилие: $N = 130,7$ кН – растяжение

Расчетные длины стержней $l_x = 400$ см; $l_y = 400$ см.

1) Требуемая площадь стержня составит:

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{130,7}{24 \cdot 0,95} = 5,73 \text{ см}^2$$

Принимаем сечение из двух равнополочных уголков 63х5. Для него из сортамента принимаем:

$$A = 12,3 \text{ см}^2; i_x = 1,94 \text{ см}; i_y = 2,89 \text{ см.}$$

2) Расчетные гибкости стержня в плоскостях, перпендикулярных осям x-x и y-y, соответственно равны:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{400}{1,94} = 206,2 \leq \lambda_{\text{ПРЕД}} = 250$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{400}{2,89} = 138,41 \leq \lambda_{\text{ПРЕД}} = 250$$

$$3) \sigma = \frac{N_{\max}}{A \cdot \gamma_c} < R_y = 24 \text{ кН/см}^2,$$

$$\sigma = \frac{130,7}{12,3 \cdot 0,95} = 11,19 \text{ кН/см}^2 < R_y = 24 \text{ кН/см}^2 \text{ - условие выполняется.}$$

Элемент 2-5:

Расчетное усилие: $N = 278,019$ кН – растяжение

Расчетные длины стержней $l_x = 400$ см; $l_y = 400$ см.

1) Требуемая площадь стержня составит:

$$A_{TP} = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{278,019}{24 \cdot 0,95} = 12,2 \text{ см}^2,$$

Принимаем сечение из двух равнополочных уголков 63х5. Для него из сортамента принимаем:

$$A = 12,3 \text{ см}^2; i_x = 1,94 \text{ см}; i_y = 2,89 \text{ см.}$$

2) Расчетные гибкости стержня в плоскостях, перпендикулярных осям x-x и y-y, соответственно равны:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{400}{1,94} = 206,2 \leq \lambda_{ПРЕД} = 250$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{400}{2,89} = 138,41 \leq \lambda_{ПРЕД} = 250$$

3) $\sigma = \frac{N_{\max}}{A \cdot \gamma_c} < R_y = 24 \text{ кН/см}^2,$

$$\sigma = \frac{278,019}{12,3 \cdot 0,95} = 23,8 \text{ кН/см}^2 < R_y = 24 \text{ кН/см}^2 \text{ - условие выполняется.}$$

Элемент 3-4:

Расчетное усилие: $N = 317,995$ кН – растяжение

Расчетные длины стержней $l_x = 400$ см; $l_y = 400$ см.

1) Требуемая площадь стержня составит:

$$A_{TP} = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{317,995}{24 \cdot 0,95} = 13,94 \text{ см}^2,$$

Принимаем сечение из двух равнополочных уголков 75х6. Для него из сортамента принимаем:

$$A = 17,6 \text{ см}^2; i_x = 2,30 \text{ см}; i_y = 3,37 \text{ см.}$$

2) Расчетные гибкости стержня в плоскостях, перпендикулярных осям x-x и y-y, соответственно равны:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{400}{2,30} = 173,9 \leq \lambda_{\text{ПРЕД}} = 250$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{400}{3,37} = 118,7 \leq \lambda_{\text{ПРЕД}} = 250$$

$$3) \sigma = \frac{N_{\text{max}}}{A \cdot \gamma_c} < R_y = 24 \text{ кН/см}^2,$$

$$\sigma = \frac{317,995}{17,64 \cdot 0,95} = 18,98 \text{ кН/см}^2 < R_y = 24 \text{ кН/см}^2 \text{ - условие выполняется.}$$

Подбор сечений элементов раскосов фермы:

Элемент 26-36 - опорные раскосы:

Расчетное усилие: $N = -192,68 \text{ кН}$ –сжатие.

Расчетные длины стержней $l_x = 300 \text{ см}$; $l_y = 300 \text{ см}$.

Задаёмся гибкостью $\lambda = 120$, следовательно, коэффициент продольного изгиба при заданной гибкости для стали С245 с $R_y = 240 \text{ МПа}$ равен $\varphi = 0,419$ (по табл. 72 СНиП 16.13330.2011).

1) Требуемая площадь стержня составит:

$$A_{\text{тп}} = \frac{N_{\text{max}}}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{192,68}{0,419 \cdot 24 \cdot 0,95} = 20,17 \text{ см}^2;$$

Принимаем сечение из двух равнополочных уголков 90х6. Для него из сортамента принимаем:

$$A = 21,2 \text{ см}^2; i_x = 2,78 \text{ см}; i_y = 3,97 \text{ см}.$$

2) Расчетные гибкости стержня в плоскостях, перпендикулярных осям x-x и y-y, соответственно равны:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{300}{2,78} = 107,91 \leq \lambda_{\text{ПРЕД}} = 120$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{300}{3,97} = 75,57 \leq \lambda_{\text{ПРЕД}} = 120$$

3) Коэффициент продольного изгиба находим с помощью линейной интерполяции:

λ	φ
100	0,542
107,91	x
110	0,478

$$\varphi = 0,542 - \frac{0,542 - 0,478}{10} \cdot 2,09 = 0,529$$

$$\sigma = \frac{N_{\max}}{\varphi \cdot A \cdot \gamma_c} < R_y = 24 \text{ кН/см}^2,$$

$$\sigma = \frac{192,68}{21,2 \cdot 0,529 \cdot 0,95} = 18,09 \text{ кН/см}^2 < R_y = 24 \text{ кН/см}^2 - \text{условие выполняется.}$$

Элемент 27-36:

Расчетное усилие: $N = 132,23$ кН – растяжение

Расчетные длины стержней $l_x = 0,8 \cdot l = 0,8 \cdot 300 = 240$ см; $l_y = 300$ см.

Задаёмся гибкостью $\lambda = 120$, следовательно, коэффициент продольного изгиба при заданной гибкости для стали С245 с $R_y = 240 \text{ МПа}$ равен $\varphi = 0,419$ (по табл. 72 СНиП 16.13330.2011).

1) Требуемая площадь стержня составит:

$$A_{TP} = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{132,23}{24 \cdot 0,95} = 5,79 \text{ см}^2$$

Принимаем сечение из двух равнополочных уголков 63х5. Для него из сортамента принимаем:

$$A = 12,3 \text{ см}^2; i_x = 1,94 \text{ см}; i_y = 2,89 \text{ см.}$$

2) Расчетные гибкости стержня в плоскостях, перпендикулярных осям x-x и y-y, соответственно равны:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{240}{1,94} = 123,71 \leq \lambda_{\text{ПРЕД}} = 350$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{300}{2,89} = 103,81 \leq \lambda_{\text{ПРЕД}} = 350$$

$$3) \sigma = \frac{N_{\max}}{A \cdot \gamma_c} < R_y = 24 \text{ кН/см}^2,$$

$$\sigma = 12,3 \frac{132,23}{17,64 \cdot 0,95} = 7,89 \text{ кН/см}^2 < R_y = 24 \text{ кН/см}^2 - \text{условие выполняется.}$$

Элемент 28-35:

Расчетное усилие: $N = -91,45 \text{ кН}$ – сжатие.

Расчетные длины стержней $l_x = 0,8 \cdot l = 0,8 \cdot 340 = 272 \text{ см}$; $l_y = 340 \text{ см}$.

Задаёмся гибкостью $\lambda = 120$, следовательно, коэффициент продольного изгиба при заданной гибкости для стали С245 с $R_y = 240 \text{ МПа}$ равен $\varphi = 0,419$ (по табл. 72 СНиП 16.13330.2011).

1) Требуемая площадь стержня составит:

$$A_{\text{тп}} = \frac{N_{\text{max}}}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{91,45}{0,419 \cdot 24 \cdot 0,95} = 9,57 \text{ см}^2$$

Принимаем сечение из двух равнополочных уголков 63х5. Для него из сортамента принимаем:

$$A = 12,3 \text{ см}^2; i_x = 1,94 \text{ см}; i_y = 2,89 \text{ см}.$$

2) Расчетные гибкости стержня в плоскостях, перпендикулярных осям x-x и y-y, соответственно равны:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{272}{1,94} = 140,21 \leq \lambda_{\text{ПРЕД}} = 150$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{340}{2,89} = 83,04 \leq \lambda_{\text{ПРЕД}} = 150$$

3) Коэффициент продольного изгиба находим с помощью линейной интерполяции:

λ	φ
140	0,612
140,21	x
150	0,542

$$\varphi = 0,612 - \frac{0,612 - 0,542}{10} \cdot 5,88 = 0,571$$

$$\sigma = \frac{N_{\text{max}}}{\varphi \cdot A \cdot \gamma_c} < R_y = 24 \text{ кН/см}^2,$$

$$\sigma = \frac{91,45}{12,3 \cdot 0,571 \cdot 0,95} = 13,71 \text{ кН/см}^2 < R_y = 24 \text{ кН/см}^2 - \text{условие выполняется.}$$

Элемент 29-34:

Расчетное усилие: $N = 49,45 \text{ кН}$ – растяжение.

Элемент 29-34 проектируем исходя из предельной гибкости $\lambda = 350$ и подбираем сечение по радиусу инерции. Расчетная длина стержня, $l_x = 0,8 \cdot l = 0,8 \cdot 340 = 272 \text{ см}$,

$l_y = l = 340 \text{ см}$.

$$i_x \geq \frac{l_x}{\lambda_x} = \frac{272}{350} = 0,77 \text{ см},$$

$$i_y = \frac{l_y}{\lambda_y} = \frac{340}{350} = 0,97 \text{ см}.$$

Таким образом исходя из полученных данных окончательно принимаем сечение раскоса 29-34 фермы по конструктивным соображениям из прокатных равнополочных уголков 50х5: $i_x = 1.53$; $i_y = 2.38$ по ГОСТ 8509-86.

Элемент 30-33:

Расчетное усилие: $N = -15,76 \text{ кН}$ – сжатие.

Элемент 30-33 проектируем исходя из предельной гибкости $\lambda = 150$ и подбираем сечение по радиусу инерции. Расчетная длина стержня, $l_x = 0,8 \cdot l = 0,8 \cdot 380 = 304 \text{ см}$,

$l_y = l = 380 \text{ см}$.

$$i_x \geq \frac{l_x}{\lambda_x} = \frac{304}{150} = 2,03 \text{ см},$$

$$i_y = \frac{l_y}{\lambda_y} = \frac{380}{150} = 2,53 \text{ см}.$$

Таким образом исходя из полученных данных окончательно принимаем сечение раскоса 30-33 фермы по конструктивным соображениям из прокатных равнополочных уголков 70х5: $i_x = 2.16$; $i_y = 3.15$ по ГОСТ 8509-86.

Элемент 31-32:

Расчетное усилие: $N = -15,75 \text{ кН}$ – сжатие.

Элемент 31-32 проектируем исходя из предельной гибкости $\lambda = 150$ и подбираем сечение по радиусу инерции. Расчетная длина стержня, $l_x = 0,8 \cdot l = 0,8 \cdot 380 = 304 \text{ см}$,

$l_y = l = 380 \text{ см}$.

$$i_x \geq \frac{l_x}{\lambda_x} = \frac{304}{150} = 2,03 \text{ см},$$

$$i_y = \frac{l_y}{\lambda_y} = \frac{380}{150} = 2,53 \text{ см}.$$

Расчетное усилие без снеговой нагрузки: $N = +9,62 \text{ кН}$.

Проектируем исходя из предельной гибкости $\lambda = 350$ и подбираем сечение по радиусу инерции. Расчётная длина стержня, $l_x = 0,8 \cdot l = 0,8 \cdot 380 = 304 \text{ см}$, $l_y = l = 380 \text{ см}$.

$$i_x \geq \frac{l_x}{\lambda_x} = \frac{304}{350} = 0,869 \text{ см},$$

$$i_y = \frac{l_y}{\lambda_y} = \frac{380}{350} = 1,086 \text{ см}.$$

Таким образом исходя из полученных данных окончательно принимаем сечение раскоса 31-32 фермы побольшему радиусу инерции принимаем сечение из прокатных равнополочных уголков 70x5: $i_x = 2,16$; $i_y = 3,15$ по ГОСТ 8509-86

Подбор сечений элементов стоек фермы:

Элемент 19-25;

Расчетное усилие: $N = -13,76 \text{ кН}$ – сжатие.

Элемент 19-25 проектируем исходя из предельной гибкости $\lambda = 120$ и подбираем сечение по радиусу инерции. Расчётная длина стержня, $l_x = l_y = 200 \text{ см}$.

$$i_x \geq \frac{l_x}{\lambda_x} = \frac{200}{120} = 1,67 \text{ см},$$

$$i_y = \frac{l_y}{\lambda_y} = \frac{200}{120} = 1,67 \text{ см}.$$

Таким образом исходя из полученных данных окончательно принимаем сечение стойки 19-25 фермы по конструктивным соображениям из прокатных равнополочных уголков 63x5: $i_x = 1,94$; $i_y = 2,89$ по ГОСТ 8509-86.

Элемент 20-24:

Расчетное усилие: $N = -25,74 \text{ кН}$ – сжатие.

Элемент 20-24 проектируем исходя из предельной гибкости $\lambda = 120$ и подбираем сечение по радиусу инерции. Расчётная длина стержня, $l_x = l_y = 250 \text{ см}$.

$$i_x \geq \frac{l_x}{\lambda_x} = \frac{250}{120} = 2,08 \text{ см},$$

$$i_y = \frac{l_y}{\lambda_y} = \frac{250}{120} = 2,08 \text{ см}.$$

Таким образом исходя из полученных данных окончательно принимаем сечение стойки 20-24 фермы по конструктивным соображениям из прокатных равнополочных уголков 70х5: $i_x = 2,16$; $i_y = 3,15$ по ГОСТ 8509-86.

Элемент 21-23:

Расчетное усилие: $N = -25,74 \text{ кН}$ – сжатие.

Элемент 21-23 проектируем исходя из предельной гибкости $\lambda = 120$ и подбираем сечение по радиусу инерции. Расчетная длина стержня, $l_x = l_y = 300 \text{ см}$.

$$i_x \geq \frac{l_x}{\lambda_x} = \frac{300}{120} = 2,5 \text{ см},$$

$$i_y = \frac{l_y}{\lambda_y} = \frac{300}{120} = 2,5 \text{ см}.$$

Таким образом исходя из полученных данных окончательно принимаем сечение стойки 21-23 фермы по конструктивным соображениям из прокатных равнополочных уголков 90х6: $i_x = 2,78$; $i_y = 3,97$ по ГОСТ 8509 – 86.

Сжатие 22:

Расчетное усилие: $N = 35,74 \text{ кН}$ – растяжение.

Элемент 22 проектируем исходя из предельной гибкости $\lambda = 250$ и подбираем сечение по радиусу инерции. Расчетная длина стержня, $l_x = l_y = 350 \text{ см}$.

$$i_x \geq \frac{l_x}{\lambda_x} = \frac{350}{250} = 1,4 \text{ см},$$

$$i_y = \frac{l_y}{\lambda_y} = \frac{350}{250} = 1,4 \text{ см}.$$

Таким образом исходя из полученных данных окончательно принимаем сечение стойки 22 фермы по конструктивным соображениям из прокатных равнополочных уголков 50х5: $i_x = 1,53$; $i_y = 2,38$ по ГОСТ 8509 – 86.

В целях экономии металла неработающие стержни верхнего пояса 7 и 18 назначаем из двух равнополочных уголков 50×5 – минимальный профиль по расчету.

Сечения подбираем из условия 5÷6 типоразмеров с целью максимальной унификации проектируемой конструкции.

Все результаты расчёта сведены в таблицу 3.

Таблица 3. Таблица подбора сечений элементов фермы.

Элемент фермы	Обозначение стержня	Расчетное усилие	Принятое сечение	Площадь, см ²	Расчетная длина, см		Радиус инерции, см		Гибкость	
					l_x	l_y	i_x	i_y	λ_x	λ_y
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Верхний пояс	7-18	0	50x5	9,6	200	200	1,53	2,38	130	84,03
	8-17	-221,415	75x6	17,6	200	200	2,30	3,37	86,96	59,35
	9-16	-221,415	75x6	17,6	200	200	2,30	3,37	86,96	59,35
	10-15	-309,98	90x6	21,2	200	200	2,78	3,97	71,94	50,32
	11-14	-309,98	90x6	21,2	200	200	2,78	3,97	71,94	50,32
	12-13	-309,98	90x6	21,2	200	200	2,78	3,97	71,94	50,32
Нижний пояс	1-6	130,7	63x5	12,3	400	400	1,94	2,89	206,2	138,41
	2-5	278,019	63x5	12,3	400	400	1,94	2,89	206,2	138,41
	3-4	317,995	75x6	17,6	400	400	2,30	3,37	173,9	118,7
Раскосы	26-37-опорн.	-192,68	90x6	21,2	300	300	2,78	3,97	107,21	75,57
	27-36	132,23	63x5	12,3	240	300	1,94	2,89	103,71	103,81
	28-35	-91,45	75x6	17,6	272	340	2,30	3,37	118,3	101,9
	29-34	49,45	75x6	17,6	272	340	2,30	3,37	118,3	101,9
	30-33	-15,76	90x6	21,2	304	380	2,78	3,58	109,4	106,1
	31-32	-15,75	90x6	21,2	304	380	2,78	3,58	109,4	106,1
Стойки	19-25	-13,76	63x5	12,3	200	200	1,94	2,89	103,1	69,2
	20-24	-25,74	70x5	13,7	250	250	2,16	3,15	115,7	79,4
	21-23	-25,74	90x6	21,2	300	300	2,78	3,97	107,9	75,6
	22	35,74	50x5	9,6	350	350	1,53	2,38	130	84,03

2.4. Расчет узлов фермы.

При расчёте узлов фермы определяем размеры сварных швов и назначаем габариты фасонки такие, чтобы на них размещались все сварные швы стержней.

Для равнополочных уголков распределение силы N принимается: на обушок $0,7N$; на перо $0,3N$. Для сварки узлов фермы принимаем полуавтоматическую сварку проволокой СВ - 08 диаметром $d=1.4-2\text{мм}$, для которой:

$$- R_{wun} = 41 \text{ кН/см}^2;$$

$$- \gamma_{wf} = \gamma_{wz} = 1 \text{ по СНиП};$$

$$- R_{wf} = 0.55 \cdot \frac{R_{wun}}{\gamma_{wn}} = 0.55 \cdot \frac{41}{1.25} = 18,04 \text{ кН/см}^2 - \text{ по металлу шва};$$

$$- R_{wz} = 0.45 \cdot R_{un} = 0.45 \cdot 37 = 16.67 \text{ кН/см}^2 - \text{ по границе сплавления};$$

$$- \beta_f = 0.7 - \text{ по металлу шва.}$$

$$- \beta_f = 1 - \text{ по границе сплавления.}$$

$$\beta_f \cdot R_{wf} = 0.7 \cdot 18.04 = 12.628 \text{ кН/см}^2 < \beta_f \cdot R_{wz} = 1 \cdot 16.65 = 16.65 \text{ кН/см}^2.$$

Следовательно, расчетным является сечение по металлу шва. Длина сварных швов определяется по формуле:

$$\frac{N}{\beta_f \cdot k_f \cdot l_{ш}} \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c;$$

$$\beta_f \cdot k_f \cdot l_{ш} \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c \leq N;$$

$$l_{ш} = \frac{N}{\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c}, \text{ где}$$

N - максимальное усилие (растягивающее или сжимающее) в элементе, кН;

$\beta_f = 0,7$ - коэффициент проплавления углового шва по металлу шва;

$k_f = 3\text{мм} = 0,3\text{ см}$ - катет сварного шва, т.е. его расчетная толщина;

$R_{wf} = 180\text{МПа} = 18 \text{ кН/см}^2$ - расчетное сопротивление условному срезу по металлу шва углового соединения.

$\gamma_{wf} = 1$ - коэффициент условия работы угловых швов по металлу шва.

$\gamma_c = 0,95$ - коэффициент условия работы.

Для удобства расчета замаркируем узлы фермы (см. рис. 2)

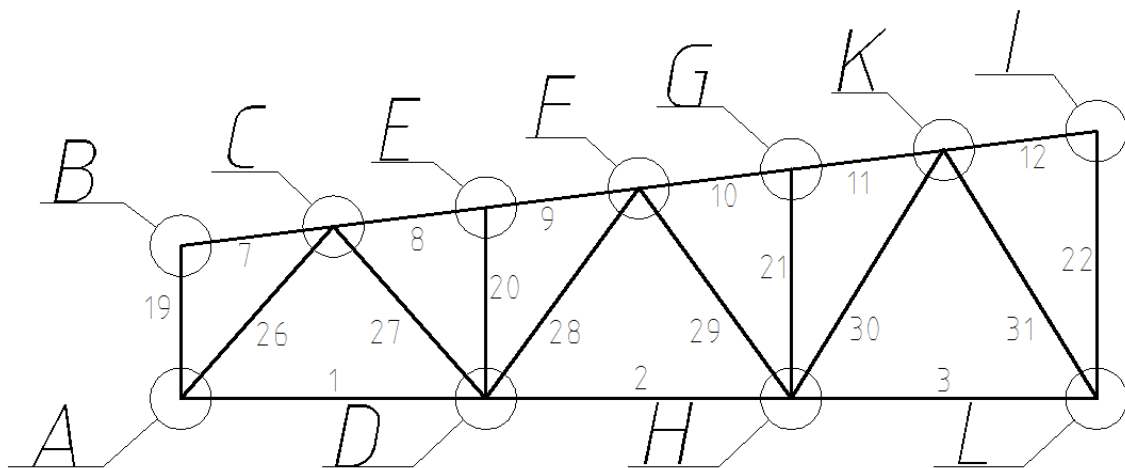


Рисунок 2. Маркировка узлов на геометрической схеме фермы.

Опорный узел А:

Элемент 26:

- по обушке:

$$l_{ш} = \frac{0,7 \cdot 192,68}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot 18} = \frac{134,876}{7,56} = 17,8 + 1,2 = 19 \text{ см};$$

- по перу:

$$l_{ш} = \frac{0,3 \cdot 192,68}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot 18} = \frac{57,804}{7,56} = 7,64 + 1,35 = 9 \text{ см}.$$

Элемент 1:

- по обушке:

$$l_{ш} = \frac{0,7 \cdot 130,7}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot 18} = \frac{91,49}{7,56} = 12,1 + 1,9 = 14 \text{ см};$$

- по перу:

$$l_{ш} = \frac{0,3 \cdot 130,7}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot 18} = \frac{39,21}{7,56} = 5,19 + 1,81 = 7 \text{ см}.$$

Элемент 19:

- по обушке:

$$l_{ш} = \frac{0,7 \cdot 13,76}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot 18} = \frac{9,632}{7,56} = 1,2 \approx 6 \text{ см} - \text{принимаем конструктивно длину шва}.$$

- по перу:

$$l_{ш} = \frac{0,3 \cdot 13,76}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot 18} = \frac{4,128}{7,56} \approx 6 \text{ см} - \text{принимаем конструктивно длину шва.}$$

Узел В:

Элемент 19:

- по обушку $l_{ш} = 6 \text{ см}$;

- по перу $l_{ш} = 6 \text{ см}$;

Элемент 7:

- по обушку $l_{ш} = 6 \text{ см}$;

- по перу $l_{ш} = 6 \text{ см}$;

Узел С:

Элемент 7:

- по обушку $l_{ш} = 6 \text{ см}$;

- по перу $l_{ш} = 6 \text{ см}$;

Элемент 26:

- по обушку $l_{ш} = 19 \text{ см}$;

- по перу $l_{ш} = 9 \text{ см}$;

Элемент 27:

- по обушку:

$$l_{ш} = \frac{0,7 \cdot 132,23}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot 18} = \frac{92,561}{7,56} = 12,2 + 1,8 = 14 \text{ см};$$

- по перу:

$$l_{ш} = \frac{0,3 \cdot 132,23}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot 18} = \frac{39,669}{7,56} = 5,25 + 1,75 = 7 \text{ см};$$

Элемент 8:

- по обушку:

$$l_{ш} = \frac{0,7 \cdot 221,415}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot 18} = \frac{154,9905}{7,56} = 20,5 + 1,5 = 22 \text{ см};$$

- по перу:

$$l_{ш} = \frac{0,3 \cdot 221,415}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot 18} = \frac{66,424}{7,56} = 8,79 + 1,21 = 10 \text{ см};$$

Узел D:

Элемент 1:

- по обушку $l_{ш} = 14 \text{ см};$

- по перу $l_{ш} = 7 \text{ см};$

Элемент 27:

- по обушку $l_{ш} = 14 \text{ см};$

- по перу $l_{ш} = 7 \text{ см};$

Элемент 20:

- по обушку:

$$l_{ш} = \frac{0,7 \cdot 25,74}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot 18} = \frac{18,018}{7,56} = 2,38 \approx 6 \text{ см};$$

- по перу:

$$l_{ш} = \frac{0,3 \cdot 25,74}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot 18} = \frac{7,722}{7,56} = 1,02 \approx 6 \text{ см};$$

Элемент 28:

- по обушку:

$$l_{ш} = \frac{0,7 \cdot 91,45}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot 18} = \frac{64,015}{7,56} = 8,47 + 1,53 = 10 \text{ см};$$

- по перу:

$$l_{ш} = \frac{0,3 \cdot 91,45}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot 18} = \frac{27,495}{7,56} = 3,62 \approx 6 \text{ см};$$

Элемент 2:

- по обушку:

$$l_{ш} = \frac{0,7 \cdot 278,019}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot 18} = \frac{194,6139}{7,56} = 25,7 + 1,3 = 27 \text{ см};$$

- по перу:

$$l_{ш} = \frac{0,3 \cdot 278,019}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot 18} = \frac{11,03}{7,56} = 111,0 + 1 = 12 \text{ см};$$

Узел E:

Элемент 8:

- по обушку $l_{ш} = 22 \text{ см};$

- по перу $l_{ш} = 10 \text{ см}$;

Элемент 20:

- по обушку $l_{ш} = 6 \text{ см}$;

- по перу $l_{ш} = 6 \text{ см}$;

Элемент 9:

- по обушку:

$$l_{ш} = \frac{0,7 \cdot 221,415}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot 18} = \frac{154,995}{7,56} = 20,5 + 1,5 = 22 \text{ см};$$

- по перу:

$$l_{ш} = \frac{0,3 \cdot 221,415}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot 18} = \frac{66,4245}{7,56} = 8,79 + 1,21 = 10 \text{ см};$$

Узел F:

Элемент 9:

- по обушку $l_{ш} = 22 \text{ см}$;

- по перу $l_{ш} = 10 \text{ см}$;

Элемент 28:

- по обушку $l_{ш} = 10 \text{ см}$;

- по перу $l_{ш} = 6 \text{ см}$;

Элемент 29:

- по обушку:

$$l_{ш} = \frac{0,7 \cdot 49,45}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot 18} = \frac{34,615}{7,56} = 4,5 \approx 6 \text{ см};$$

- по перу:

$$l_{ш} = \frac{0,3 \cdot 49,45}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot 18} = \frac{14,835}{7,56} \approx 6 \text{ см};$$

Элемент 10:

- по обушку:

$$l_{ш} = \frac{0,7 \cdot 309,98}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot 18} = \frac{216,986}{7,56} = 28,7 + 1,3 = 30 \text{ см};$$

- по перу:

$$l_{ш} = \frac{0,3 \cdot 309,98}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot 18} = \frac{92,994}{7,56} = 12,3 + 1,7 = 14 \text{ см};$$

Узел G:

Элемент 10:

- по обушку $l_{uu} = 30 \text{ см};$

- по перу $l_{uu} = 14 \text{ см};$

Элемент 21:

- по обушку $l_{uu} = \frac{0,7 \cdot 25,74}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot 18} \approx 6 \text{ см};$

- по перу $l_{uu} = \frac{0,3 \cdot 25,74}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot 18} \approx 6 \text{ см};$

Элемент 11:

- по обушку:

$$l_{uu} = \frac{0,7 \cdot 309,98}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot 18} = \frac{216,986}{7,56} = 28,7 + 1,3 = 30 \text{ см};$$

- по перу:

$$l_{uu} = \frac{0,3 \cdot 309,98}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot 18} = \frac{92,994}{7,56} = 12,3 + 1,7 = 14 \text{ см};$$

Узел Н:

Элемент 2:

- по обушку $l_{uu} = 27 \text{ см};$

- по перу $l_{uu} = 12 \text{ см};$

Элемент 29:

- по обушку $l_{uu} = 6 \text{ см};$

- по перу $l_{uu} = 6 \text{ см};$

Элемент 21:

- по обушку $l_{uu} = 6 \text{ см};$

- по перу $l_{uu} = 6 \text{ см};$

Элемент 30:

- по обушку:

$$l_{uu} = \frac{0,7 \cdot 15,76}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot 18} \approx 6 \text{ см};$$

- по перу:

$$l_{uu} = \frac{0,3 \cdot 15,76}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot 18} \approx 6 \text{ см};$$

Элемент 3:

- по обушке:

$$l_{ш} = \frac{0,7 \cdot 317,995}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot 18} = \frac{222,5965}{7,56} = 29,4 + 1,6 = 31 \text{ см};$$

- по перу:

$$l_{ш} = \frac{0,3 \cdot 317,995}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot 18} = \frac{95,3985}{7,56} = 12,6 + 1,4 = 14 \text{ см};$$

Узел К:

Элемент 11:

- по обушке $l_{ш} = 30 \text{ см};$

- по перу $l_{ш} = 14 \text{ см};$

Элемент 30:

- по обушке:

$$l_{ш} = \frac{0,7 \cdot 15,76}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot 18} \approx 6 \text{ см};$$

- по перу:

$$l_{ш} = \frac{0,3 \cdot 15,76}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot 18} \approx 6 \text{ см};$$

Элемент 31:

- по обушке:

$$l_{ш} = \frac{0,7 \cdot 15,75}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot 18} \approx 6 \text{ см};$$

- по перу:

$$l_{ш} = \frac{0,3 \cdot 15,75}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot 18} \approx 6 \text{ см};$$

Элемент 12:

- по обушке:

$$l_{ш} = \frac{0,7 \cdot 309,98}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot 18} = \frac{216,986}{7,56} = 28,7 + 1,3 = 30 \text{ см};$$

- по перу:

$$l_{ш} = \frac{0,3 \cdot 309,98}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot 18} = \frac{92,994}{7,56} = 12,3 + 1,7 = 14 \text{ см};$$

Узел L:

Элемент 3:

- по обушке $l_{ш} = 31 \text{ см};$

- по перу $l_{ш} = 14 \text{ см};$

Элемент 31:

- по обушке $l_{ш} = 6 \text{ см};$

- по перу $l_{ш} = 6 \text{ см};$

Элемент 22:

- по обушке:

$$l_{ш} = \frac{0,7 \cdot 35,74}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot 18} = \frac{25,018}{7,56} \approx 6 \text{ см};$$

- по перу:

$$l_{ш} = \frac{0,3 \cdot 35,47}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot 18} = \frac{9,822}{7,56} \approx 6 \text{ см};$$

Узел I:

Элемент 12:

- по обушке $l_{ш} = 30 \text{ см};$

- по перу $l_{ш} = 14 \text{ см};$

Элемент 22:

- по обушке $l_{ш} = 6 \text{ см};$

- по перу $l_{ш} = 6 \text{ см};$

Результаты расчета сварных швов сведены в таблицу 4.

Элементы фермы	Стержень	Сечение	Расчетное усилие, кН	Шов по обушке			Шов по перу		
				0,7N, кН	k_f , см	$l_{ш}$, см	0,3N, кН	k_f , см	$l_{ш}$, см
Верхний пояс	7	50x5	0	0	0,3	6	0	0,3	6
	8	75x6	-221,415	154,99	0,3	22	66,42	0,3	10
	9	75x6	-221,415	154,99	0,3	22	66,42	0,3	10
	10	90x6	-309,98	216,97	0,3	30	92,994	0,3	14
	11	90x6	-309,98	216,97	0,3	30	92,994	0,3	14
	12	90x6	-309,98	216,97	0,3	30	92,994	0,3	14
Нижний пояс	1	63x5	130,7	91,49	0,3	19	39,2	0,3	9
	2	63x5	278,019	194,61	0,3	27	83,4	0,3	12
	3	75x6	317,995	222,59	0,3	31	95,39	0,3	14
Раскосы	26	90x6	-192,68	134,88	0,3	19	57,8	0,3	9
	27	63x5	132,23	92,561	0,3	14	39,669	0,3	7
	28	75x6	-91,45	64,015	0,3	10	27,435	0,3	6
	29	75x6	49,45	34,615	0,3	6	14,835	0,3	6
	30	90x6	-15,76	11,032	0,3	6	4,728	0,3	6
	31	90x6	-15,75	11,025	0,3	6	4,425	0,3	6
Стойки	19	63x5	-13,76	9,632	0,3	6	4,128	0,3	6
	20	70x5	-25,74	18,018	0,3	6	7,722	0,3	6
	21	90x6	-25,74	18,018	0,3	6	7,722	0,3	6
	22	50x5	35,74	25,018	0,3	6	9,822	0,3	6

2.5. Конструирование фермы.

Для обеспечения совместной работы составных стержней фермы на участках между узлами дополнительно ставят соединительные прокладки на расстояниях: в сжатых элементах – через $40i$ и в растянутых элементах – через $80i$ друг от друга (где i – радиус инерции уголка относительно оси, параллельной плоскости расположения прокладок). Ширина прокладок 60 – 100 мм. Рабочий чертёж рассчитанной фермы и детали узлов приведены в приложении (см. лист 1).

При прогонной нагрузке на верхний пояс изменения сечения выполняют на расстоянии 300-500 мм от центра узла в сторону элемента с меньшим усилием. Элементы стыкуют стыковым сварным швом. В месте стыка элемент большего сечения срезают с уклоном 1:5.

При изменяемом сечении нижнего пояса узловую фасонку "вытягивают" от центра тяжести узла в сторону элемента с меньшим усилием. Стык, в данном случае, размещают в пределах фасонки на расстоянии 300-500 мм.

3.Компоновка конструктивной схемы каркаса здания.

Проектирование каркаса производственного здания начинается с выбора конструктивной схемы и ее компоновки. Исходным материалом является технологическое задание, в котором указываются данные о размещаемом оборудовании цеха, число кранов, их грузоподъемность и режим работы, сведения о районе строительства и условиях эксплуатации цеха.

При компоновке конструктивной схемы каркаса определяется размещение колонн здания в плане, устанавливаются внутренние габариты здания, назначаются и взаимоувязываются размеры основных конструктивных элементов каркаса.

3.1. Размещение колонн в плане.

Размещение колонн в плане принимается с учетом технологических, конструктивных и экономических факторов. Оно должно быть увязано с габаритами технологического оборудования, его расположением и направлением грузопотоков. Колонны размещают так, чтобы вместе с ригелями они образовывали поперечные рамы.

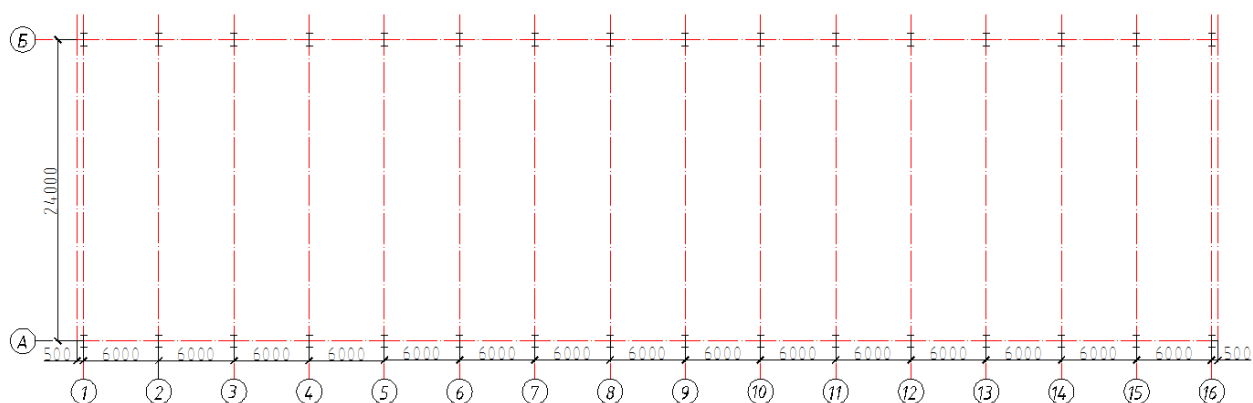


Рисунок 3. Размещение колонн в плане.

3.2. Компоновка поперечных рам.

Компоновку поперечной рамы начинают с установления основных габаритных размеров элементов конструкций в плоскости рамы. Размеры по вертикали привязываются к отметке уровня пола, принимая ее нулевой. Размеры по горизонтали привязываются к продольным осям здания. Все размеры принимаются в соответствии с основными положениями по унификации и другими нормативными документами.

Вертикальная компоновка:

Вертикальные габариты здания зависят от технологических условий производства и от кранового оборудования, определяющих такой параметр как полезная высота цеха.

$$H_0 = H_1 + H_2, \text{ где}$$

H_0 - полезная высота цеха. $H_0 = 9600 \text{ мм}$

H_2 - технологический размер, который определяется в зависимости от высоты мостового крана:

$$H_2 = (H_K + 100) + f \text{ [мм]}, \text{ где}$$

H_2 - расстояние от головки кранового рельса до низа несущей конструкции покрытия (до низа стропильной фермы);

H_K - высота крана над уровнем кранового рельса (принимается по справочной литературе для крана $Q = 100\text{т}$ $H_K = 3700 \text{ мм}$)

100 - установленный по технике безопасности зазор от верхней точки тележки крана, до низа стропильной конструкции

f - параметр, учитывающий прогиб несущей конструкции с большей долей запаса в расчетах, в зависимости от пролета здания этот параметр можно принять 200-400мм (в данном случае при $L=24\text{м}$ $f = 300\text{мм}$)

$$H_2 = (3700 + 100) + 300 = 4100 \text{ [мм]},$$

Принимаем $H_2 = 4200 \text{ мм}$ (кратно 200 мм)

H_1 - расстояние от уровня чистого пола до верха кранового веса

$$H_1 = H_0 - H_2 = 9600 - 4200 = 5400 \text{ (мм)}$$

Устанавливаем размеры верхней подкрановой и нижней подкрановой частей колонн.

$$H_g = h_{\delta} + h_p + H_2, \text{ где}$$

h_{δ} - высота подкрановой балки. Принимаем $h_{\delta} = 1000 \text{ мм}$, при шаге колонн 6 м;

$$h_p - \text{высота кранового рельса. Принимаем } h_p = 170 \text{ мм}$$

$$H_g = 1000 + 170 + 4200 = 5370 \text{ (мм)}$$

Принимаем $H_g = 5400 \text{ (мм)}$ (кратно 100 мм)

Размер нижней подкрановой части колонны определяется по формуле:

$$H_H = H_0 - H_B + 1000, \text{ где}$$

1000 мм - заглубление опорной плиты башенной колонны ниже нулевой отметки.

$$H_H = 9600 - 5400 + 1000 = 5200 \text{ (мм)}$$

Определяем общую высоту колонны:

$$H = H_H + H_g = 5200 + 5400 = 10600 \text{ (мм)}.$$

Горизонтальная компоновка:

С учетом режима работы (средний) кранов и грузоподъемности крана принимаем:

$$h_g = 400 \text{ мм} - \text{высота сечения верхней части колонны, при условии } h_g \geq \frac{H_g}{12},$$

$a = 250 \text{ мм}$ - расстояние от продольной разбивочной оси, до наружной грани колонны.

Определяем расстояние от оси подкрановой балки до оси колонны:

$$l_1 \geq B_1 + (h_g - a) + 75 + 450, \text{ где}$$

$B_1 = 400$ - размер части кранового моста, выступающий за ось рельса.

$$l_1 \geq 400 + (400 - 250) + 75 + 450 = 1075 \text{ мм}$$

Принимаем $l_1 = 1250 \text{ мм}$ (кратно 250)

Ширина нижней части колонны крайнего ряда:

$$h_n = 250 + 1250 = 1500 \text{ мм}.$$

Проверка жёсткости:

$$h_n > \frac{H}{20};$$

$$500 > \frac{10600}{20} = 530 - \text{условие прочности выполняется.}$$

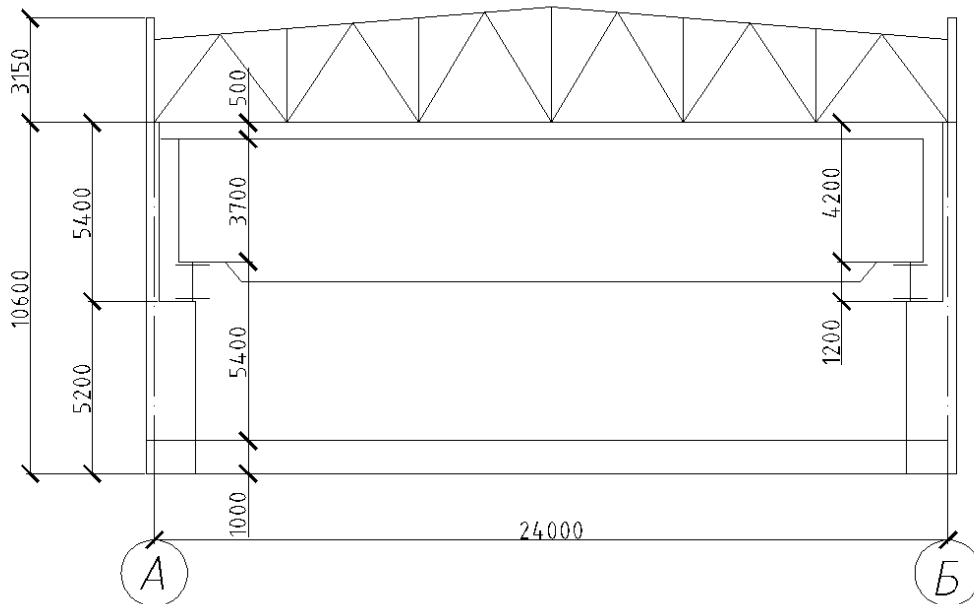


Рисунок 4. Схема поперечной рамы.

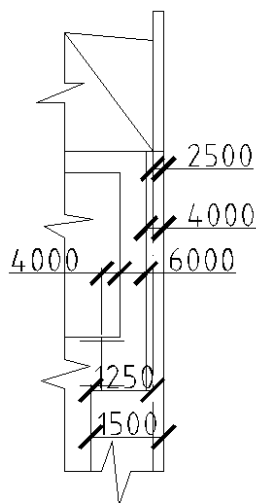


Рисунок 5. Результаты горизонтальной компоновки.

3.3. Выбор схемы связей здания.

3.3.1. Связи между колоннами.

Система связей между колоннами обеспечивает во время эксплуатации и монтажа геометрическую неизменяемость каркаса, его несущую способность и жесткость в продольном направлении, а также устойчивость колонн из плоскости поперечных рам.

Для выполнения этих функций необходим хотя бы один жесткий диск по длине здания и система продольных элементов, прикрепляющих колонны, не входящие в жесткий диск, к последнему.

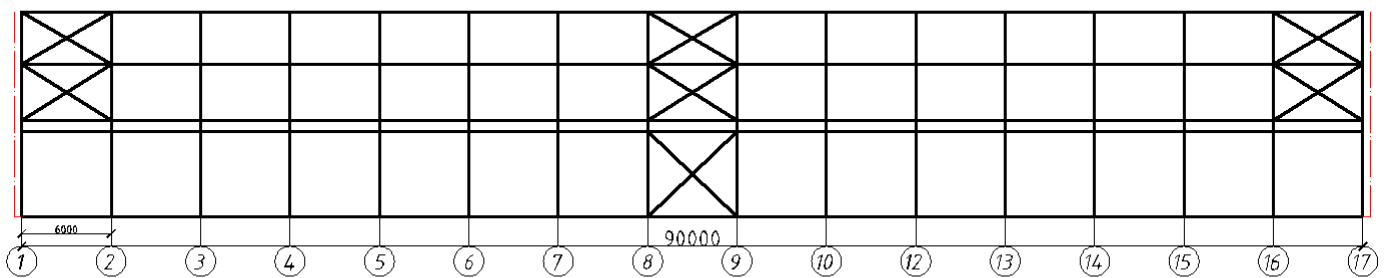


Рисунок 6. Расположение связей между колоннами.

Вертикальные связи по колоннам воспринимают продольные силы, действующие на каркас здания (ветер, продольные силы торможения крана и другие технологические нагрузки). Подкрановый связевой блок (жесткий диск) по колоннам устраивают в середине здания для того, чтобы температурные деформации были бы симметричным.

3.4. Связи по покрытию

Связи между фермами, обеспечивая общую пространственную жесткость каркаса, обеспечивают устойчивость сжатых элементов ригеля из плоскости ферм, перераспределение местных нагрузок, приложенных к одной из рам на соседние рамы, удобство монтажа, заданную геометрию каркаса, восприятие и передачу на колонны некоторых нагрузок.

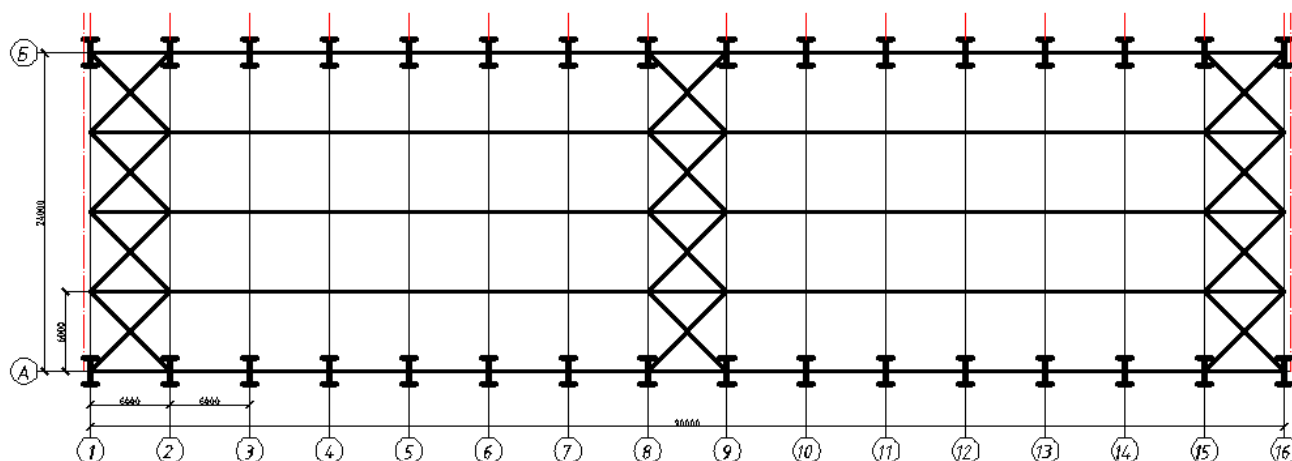


Рисунок 7. Расположение связей по верхним поясам ферм.

3.4.1. Связи по нижним поясам ферм

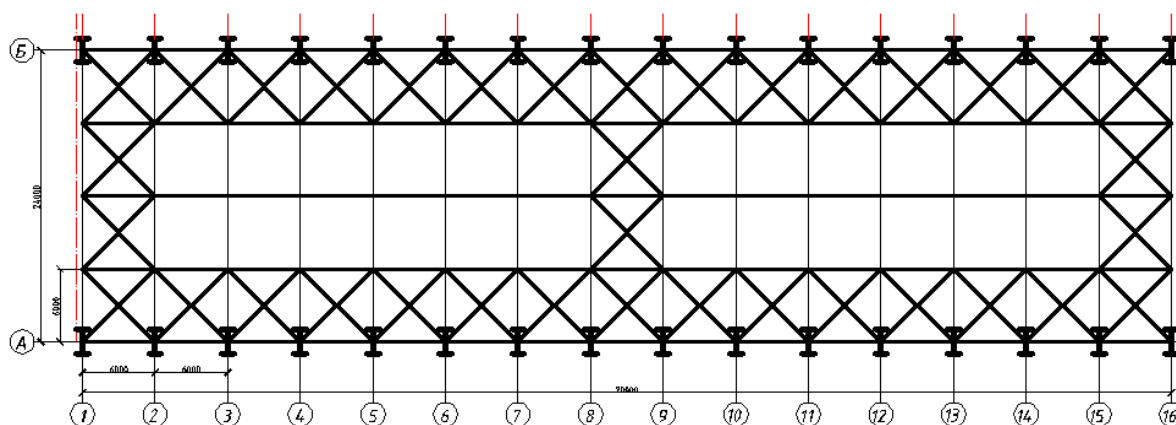


Рисунок 8. Расположение связей по нижним поясам ферм

3.4.2. Вертикальные связи между фермами

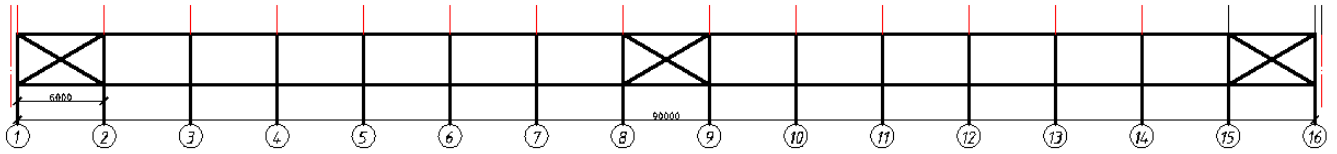


Рисунок 9. Расположение вертикальных связей между фермами

3.4.3. Расчёт связей.

Горизонтальные связи проектируем крестового вида из одиночных уголков, когда оба стержня не прерываются. Предельная гибкость растянутых стержней равна 400. Сечение подбираем по заданной предельной гибкости. Определяем требуемый радиус инерции:

$$i_d = \frac{l_0}{[\lambda]},$$

где $l_0 = l_1$ - расчётная длина растянутого стержня в плоскости расположения связей.

l_1 - геометрическая длина стержня.

$$l_0 = \sqrt{6^2 + 6^2} = 8,48 \text{ м} = 848 \text{ см}.$$

$$i_d = \frac{848}{400} = 2,12 \text{ см}.$$

По сортаменту подбираем минимально допустимый уголок 70×5, для которого $i_x = 2,16 \text{ см}$. При подборе неработающих стержней из плоскости связи:

$$l_{0f} = \sqrt{6^2 + 6^2} = 8,48 \text{ м} = 848 \text{ см},$$

$$i_d = \frac{848}{400} = 2,12 \text{ см} < 2,16 \text{ см}.$$

Вертикальные связи в сечении по коньку кровли подбираем последовательно определяя:

- сечение распорок для сжатых элементов в плоскости связей.

$$l_0 = l = 600 \text{ см},$$

$$i_{xd} = \frac{600}{200} = 3 \text{ см} .$$

- сечение распорок для сжатых элементов из плоскости связей.

$$l_0 = l_1 = 600 \text{ см} ,$$

$$i_{yd} = \frac{600}{200} = 3 \text{ см} .$$

Принимаем сдвоенный уголок сечением 100×7 , для которого $i_x = 3.08 \text{ см} > i_{x,d} = 3 \text{ см}$ и

$$i_y = 4.38 \text{ см} > i_{y,d} = 3 \text{ см} .$$

- раскосы, как растянутые элементы в плоскости связей.

$$l_0 = l = \sqrt{6^2 + 5.2^2} = 7.94 \text{ м} = 794 \text{ см} ,$$

$$i_{xd} = \frac{794}{400} = 1.99 \text{ см} .$$

- раскосы, как сжатых элементов из плоскости связей.

$$i_{yd} = \frac{794}{200} = 3.97 \text{ см} .$$

Принимаем два уголка 90×6 , для которого $i_x = 2.78 \text{ см}$, $i_y = 3.97 \text{ см}$.

Таким образом, вертикальные связи (распорки, стойки и раскосы) проектируем из двух спаренных уголков 100×7 , фасонки толщиной 8 мм.

3.5. Расчет поперечной рамы здания

3.5.1. Расчетная схема рамы

Расчетная схема поперечной рамы – это многократно статически неопределимая сквозная система с жесткими узлами. Принимаем расчетную схему рамы с жестким сопряжением ригеля с колонной. Оси стоек в расчетной схеме совпадают с центрами тяжести верхнего и нижнего сечений колонны. В ступенчатых колоннах крайних рядов центры тяжести верхней и нижней частей расположены не на одной оси, поэтому стойка рамы имеет горизонтальный уступ, равный расстоянию между геометрическими осями колонн. Заделка стоек принимается на уровне базы, ось ригеля совмещается с нижним поясом стропильной фермы.

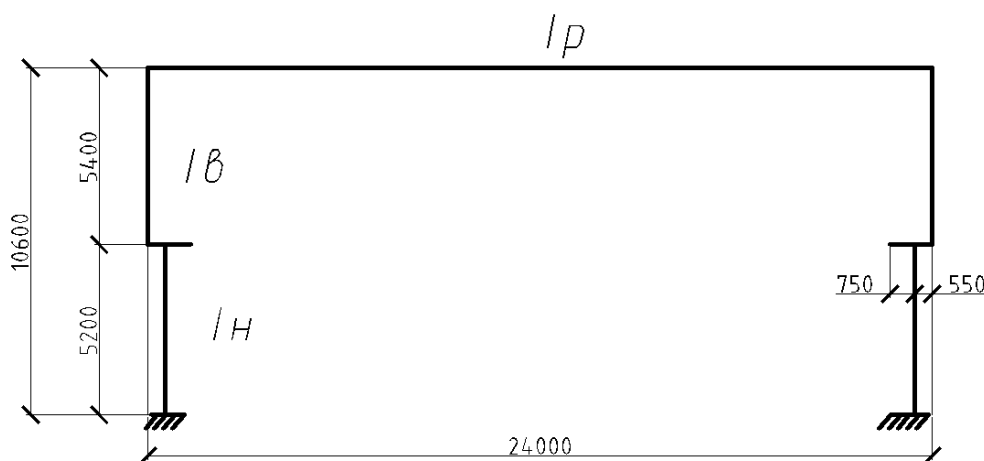


Рисунок 10. Расчетная схема поперечной рамы здания

Основные размеры: $L=24\text{м}$; $H=10600\text{ мм}$; $H_n = 5200\text{ мм}$; $H_e = 5400\text{ мм}$.

Определяем расстояние между центрами тяжести верхнего и нижнего участков колонн:

$$e_0 = 0,5 \cdot h_n - 0,5 \cdot h_e = 0,5 \cdot 1500 - 0,5 \cdot 400 = 550\text{ мм}$$

Расстояние между осью подкрановой балки и центром тяжести нижней части колонны составляет:

$$e_0 = 0.5h_n = 0.5 * 1500 = 750\text{мм.}$$

Эксцентриситетопираниястропильной фермы на колонну можно не учитывать.

Для статического расчета рамы необходимо знать соотношения моментов инерции элементов рамы. Принимаем эти соотношения следующими:

$$\frac{I_u}{I_g} = 10; \quad \frac{I_p}{I_n} = 2$$

3.5.2. Нагрузки на поперечную раму

Нагрузки постоянные и временные на поперечную раму берем из расчетов фермы и добавляем еще некоторые нагрузки (таблица 5):

Таблица 5.

№ п/п	Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м ²
1	1 слой рубероида	0,04	1,3	0,052
2	Утеплитель: мин. вата	0,2	1,3	0,26
3	Собственный лист профнастила	0,03	1,3	0,039
4	Прогоны	0,1	1,05	0,105
Итого: Вес конструкции покрытия $q_{кр} = 0.144 \text{ кН/м}^2$				
1	Ферма	0,2	1,05	0,21
2	Связи шатра	0,03	1,05	0,0315
Итого: Вес конструкции фермы $q_{ф} = 0.2415 \text{ кН/м}^2$				
1	Стеновые панели керамзитобетонные: ПС(5980x885x300)	3,91	1,2	4,69
2	Окна из спаренных труб с остеклением (одинарное) с глухими переплѣтами 6x1,8	0,167	1,2	0,184
Итого: Вес от ограждающих конструкций $q_3 = 4,874 \text{ кН/м}^2$				

Расчетная равномерно распределенная нагрузка на ригель рамы:

$$q = \left(\frac{q_{кр}}{\cos \alpha} + q_{\phi} \right) B \cdot \gamma_n, \text{ где}$$

$q_{кр}$, q_{ϕ} – соответственно вес 1 м² конструкции покрытия и фермы;

$$q_{кр} = 0,144 \text{ кН/м}^2;$$

$$q_{\phi} = 0,2415 \text{ кН/м}^2;$$

$B = 6\text{ м}$ – шаг рам;

$\gamma_n = 0,95$ – коэффициент надёжности по уровню ответственности.

$\cos \alpha$ – угол уклона кровли.

Угол наклона принимаем $\alpha = 7^\circ$.

$$q = \left(\frac{0,144}{\cos 7^\circ} + 0,2415 \right) \cdot 6 \cdot 0,95 = 28,61 \text{ кН/м.}$$

Определяем опорную реакцию ригеля:

$$F_R = \frac{28,61 \cdot 24}{2} = 343,32 \text{ кН.}$$

Расчетный вес колонны:

Т.к. кран имеет грузоподъёмность менее 100 т, то приблизительный расход стали на колонны $\square_{\square\square\square} = 0,6 \text{ кН/м}^2$. Тогда:

Вес верхней части колонны (20% веса):

$$\square_{\epsilon} = 0,2 \cdot \square_{\square} \cdot \square_{\square} \cdot \square_{\square\square\square} \cdot \square \cdot \frac{\square}{2}, \text{ где}$$

$\square_{\square} = 1,05$ – коэффициент надёжности по нагрузке от веса металлоконструкции

$\square_{\square\square\square}$ – расход стали на колонны

$$\square_{\epsilon} = 0,2 \cdot 1,05 \cdot 0,95 \cdot 0,6 \cdot 24 \cdot \frac{6}{2} = 8,6184 \text{ кН};$$

Вес нижней части колонны (80 % веса):

$$\square_{н} = 0,8 \cdot \square_{\square} \cdot \square_{\square} \cdot \square_{\square\square\square} \cdot \square \cdot \frac{\square}{2};$$

$$\square_{н} = 0,8 \cdot 1,05 \cdot 0,95 \cdot 0,6 \cdot 24 \cdot \frac{6}{2} = 34,4736 \text{ кН};$$

Вес стен верхней части, включая вес колонны:

$$\square_I = \square_{\square} \cdot \square \cdot (\square_{\square\square} \cdot (\square_{\epsilon} - \square_{\square\square\square}) + \square_{\square\square\square} \cdot \square_{\square\square\square}) + \square_{\epsilon}, \text{ где}$$

$\square_{\square\square\square} = 1,8 \text{ м}$ – высота остекления;

$\square_{\square\square\square} = 0,184$ – расчётная нагрузка остекления;

$q_{ст} = 4,69$ – расчётная нагрузка стен.

$$F_1 = 0,95 \cdot 6 \cdot (4,69 \cdot (5,4 - 1,8) + 0,184 \cdot 1,8) + 8,6184 = 106,75 \text{ кН};$$

Вес стен нижней части, включая вес колонны:

$$F_2 = q_{ст} \cdot l \cdot (q_{ст} \cdot (h_n - h_{пан} - h_c) + q_{пан} \cdot h_{пан}) + q_{ст}, \text{ где}$$

$h_c = 1 \text{ м}$ – высота консольной панели

$$F_2 = 0,95 \cdot 6 \cdot (4,69 \cdot (5,2 - 1,8 - 1) + 0,184 \cdot 1,8) + 34,7436 = 100,79 \text{ кН}$$

Таким образом, получаем расчетную схему:

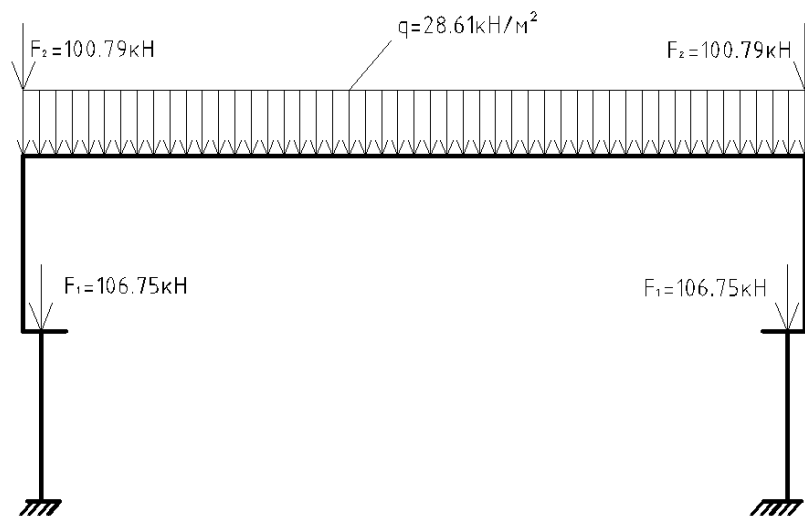


Рисунок 11. Расчетная схема при постоянной нагрузке от веса покрытия и фермы.

3.5.2.1. Снеговая нагрузка:

Согласно карте снеговых районов России, город Пенза расположен в III снеговом районе и имеет нормативное значение веса снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности: $q_0 = 1,8 \text{ кН/м}^2$.

Определим расчётное значение снеговой нагрузки на ригель:

$$q_{сн} = 0,7 * k_{сн} * k * q_0 * B, \text{ где}$$

$k_{сн} = 1,4$ – коэффициент надёжности по снеговой нагрузке;

$k = 1$, ($\alpha = 7^\circ < 30^\circ$) – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, принимаемы в соответствии со СНиП (СП 20.13330.2011 "Нагрузки и воздействия");

B - шаг ферм;

$$q_{сн} = 0,7 * 1,4 * 1 * 1,8 * 6 = 10,584 \text{ кН/м.}$$

Опорная реакция ригеля определяется по формуле:

$$R_{оп} = \frac{q_{сн} * l}{2} = \frac{10,584 * 24}{2} = 127,008 \text{ кН.}$$

Таким образом, получаем расчетную схему:

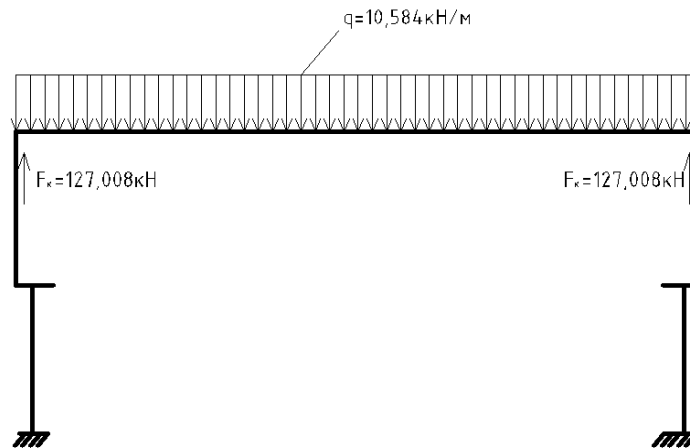


Рисунок 12. Расчетная схема при снеговой нагрузке.

3.5.2.2. Вертикальные усилия от мостовых кранов

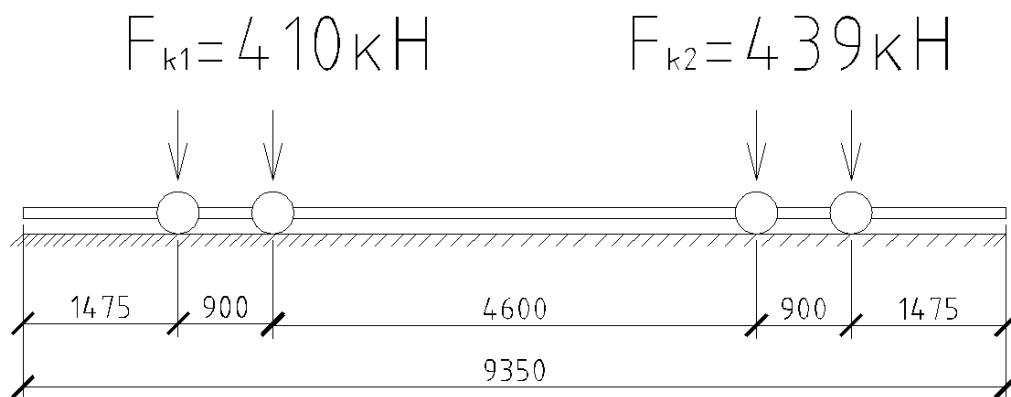


Рисунок 13. Мостовой кран.

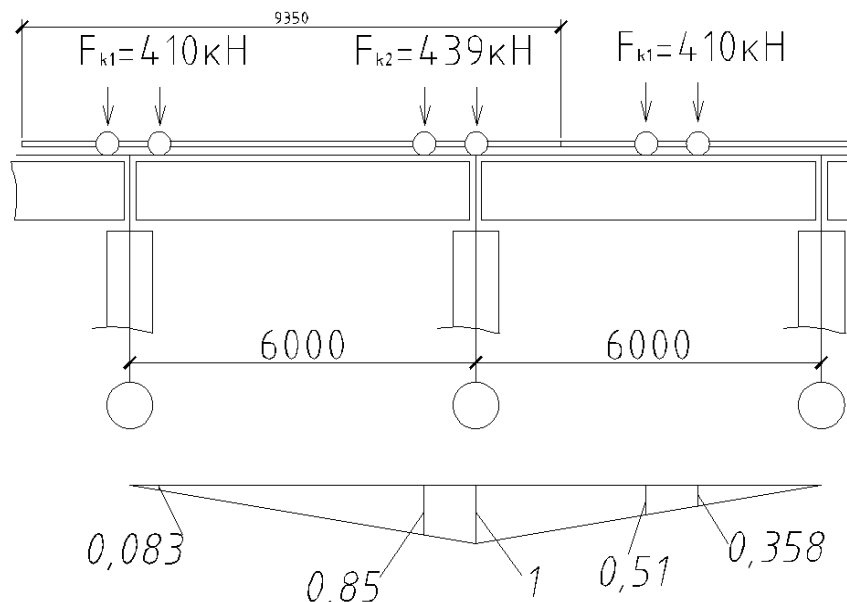


Рисунок 14. Линия влияния опорной реакции в колонне от мостового крана

Расчетное максимальное вертикальное давление от 2-х сближенных кранов на колонну, к которой приближена тележка с грузом:

$$R_{\text{расч}} = (\gamma_{\text{ф}} \cdot \gamma_{\text{л}} \cdot \gamma_{\text{н}} \cdot \sum R_{\text{ф}} + \gamma_{\text{п2}} \cdot R_{\text{нк}} + \gamma_{\text{п3}} \cdot R_{\text{м}} \cdot \gamma_{\text{м}} \cdot \gamma_{\text{л}}) \cdot \gamma_{\text{ф}}, \text{ где}$$

$\gamma_{\text{ф}} = 0,95$ – коэффициент надежности по назначению, принимается в зависимости от категории ответственности здания (II-категория);

$\gamma_{\text{л}} = 0,85$ – коэффициент сочетаний для 2-х кранов среднего режима согласно СНиП (СП 20.13330.2011);

$\sum R_{\text{ф}} = 2,801$ – сумма ординат линии влияния;

$R_{\text{нк}} = \gamma_{\text{нк}} \cdot \gamma_{\text{л}} = 6 \cdot 6 = 36 \text{ кН}$ – нормативный вес подкрановых конструкций;

$\gamma_{\text{нк}} = 6 \text{ кН/м}$ – нормативное значение собственного веса подкрановых конструкций;

$\gamma_{\text{м}} = 1,5 \text{ кН/м}^2$ – полезная нормативная нагрузка на рабочей, монтажной тормозной площадке;

$\gamma_{\text{л}} = 1,5 \text{ м}$ – ширина тормозной конструкции принимаем равной высоте сечения нижней части колонны;

$\gamma_{\text{л}} = 6 \text{ м}$ – шаг колонн.

$\varphi_{\square} = 1,1$; $\varphi_{\square 2} = 1,05$; $\varphi_{\square 3} = 1,3$ – коэффициенты надёжности по нагрузке от мостовых кранов, собственного веса металлоконструкции, временной равномерно распределённой нагрузки на тормозной конструкции, соответственно.

$$\varphi_{\square, \square \square \square} = \frac{\varphi_{\square 1} + \varphi_{\square 2}}{2} = \frac{410 + 439}{2} = 424,5 \text{ кН}$$

$$\varphi_{\square \square \square} = (1,1 \cdot 0,85 \cdot 424,5 \cdot 2,801 + 1,05 \cdot 36 + 1,3 \cdot 1,5 \cdot 1,5 \cdot 6) \cdot 0,95 = 1108,73 \text{ кН.}$$

Находим минимальное давление колеса крана с противоположной стороны:

$$\varphi_{\square, \square \square \square} = \frac{9,8 \cdot \varphi_{\square} + \varphi_{\square}}{\varphi_0} - \varphi_{\square, \square \square \square} = \frac{9,8 \cdot 100 + 1107}{4} - 424,5 = 97,25 \text{ кН;}$$

$Q = 100 \text{ т}$ – грузоподъёмность крана, т;

$\varphi_{\square} = 1107$ – грузоподъёмность крана, кН;

$\varphi_0 = 4$ – число колёс крана с одной стороны крана;

$$\varphi_{\square \square \square} = (1,1 \cdot 0,85 \cdot 97,25 \cdot 2,801 + 1,05 \cdot 36 + 1,3 \cdot 1,5 \cdot 1,5 \cdot 6) \cdot 0,95 = 294,54 \text{ кН;}$$

Силы $\varphi_{\square \square \square}$ и $\varphi_{\square, \square \square \square}$ приложены по оси подкрановой балки и поэтому не только сжимают нижнюю часть колонны, но и передают на нее изгибающие моменты:

$$M_{\frac{\max}{\min}} = D_{\frac{\max}{\min}} \cdot e_{\kappa}$$

Где $\varphi_{\square} = 750 \text{ мм}$ – расстояние от оси подкрановой балки до оси, проходящей через центр тяжести нижней части колонны.

$$\varphi_{\square \square \square} = 1108,73 \cdot 0,75 = 831,5 \text{ кН} \cdot \text{м;}$$

$$\varphi_{\square, \square \square \square} = 294,54 \cdot 0,75 = 220,9 \text{ кН} \cdot \text{м;}$$

3.5.2.3. Горизонтальные крановые нагрузки (от торможения тележки крана)

Нормативную горизонтальную силу от поперечного торможения тележки, передаваемое одним колесом крана:

$$T_{\text{тел}}^H = \frac{(9,8 * \square + \square_m) * \square}{\square_0} = \frac{0,05(9,8 * 100 + 363)}{4} = 16,79 \text{ кН};$$

где $\square_m = 323$ кН - вес тележки, для крана грузоподъемностью 80т;

$\square = 0,05$ - коэффициент трения, при трении стали по стали для кранов гибким подвесом груза;

Расчетное горизонтальное давление на колонну от поперечного торможения тележки крана:

$$\square = \gamma_n * \Psi * \gamma_f * \sum(T_k^H * y_i);$$

где $\gamma_n = 0,95$ – коэффициент надёжности по назначению;

$\Psi = 0,85$ – коэффициент сочетания крановых нагрузок;

$\gamma_f = 1,1$ – коэффициент надёжности по крановой нагрузке.

$$\square = 0,95 * 0,85 * 1,1 * 16,79 * 2,843 = 42,39 \text{ кН}.$$

Условно принимаем, что давление T приложено в уровне Г.К.Р.

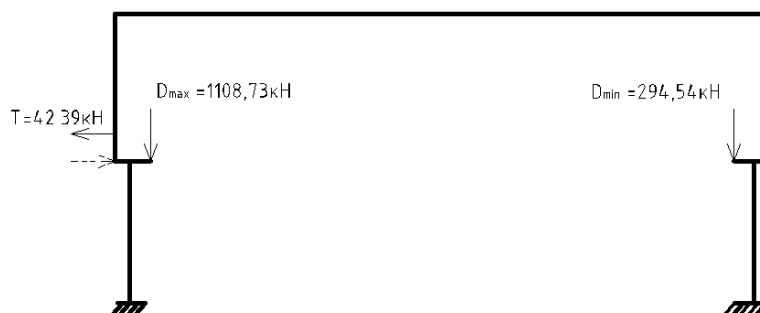


Рисунок 15. Расчетная схема рамы. Вертикальные и горизонтальные крановые нагрузки.

3.5.2.4. Ветровая нагрузка

По карте ветровых районов находим, что город Пенза относится ко 2-му ветровому району. Для него определяем нормативное значение ветрового давления.

$$q_0 = 0.3 \text{ кН/м}^2$$

Расчетная линейная нагрузка на колонну:

$$q_{\epsilon} = q_{\square} \cdot q_0 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \gamma;$$

где $q_{\square} = 1,4$ - коэффициент надёжности по ветровой нагрузке;

$\alpha = 0,75$ – коэффициент, принятый по СНиП «Нагрузки и воздействия.

Актуализированная редакция» для типа местности А, для 5 м;

$\beta = 1$ – при высоте от 5 до 10м;

γ - аэродинамический коэффициент, по СНиП принимаем:

$\gamma = 0,8$ - для вертикальных стен с наветренной сторон;

$\gamma^* = 0,6$ – для вертикальных стен с подветренной.

$B=6$ м – шаг поперечных рам.

$$q_{\epsilon}^5 = 1,4 * 0,3 * 0,75 * 0,8 * 6 = 1,512 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

$$q_{\epsilon}^{*5} = 1,4 * 0,3 * 0,75 * 0,6 * 6 = 1,134 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

$$q_{\epsilon}^{10} = 1,4 * 0,3 * 1 * 0,8 * 6 = 2,016 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

$$q_{\epsilon}^{*10} = 1,4 * 0,3 * 1 * 0,6 * 6 = 1,512 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

Т.к. коэффициент k , для высоты $H=14100$ мм, не имеет табличного значения, вычислим методом линейной интерполяцией:

$$k_3 = 1.25 - \frac{1.25-1}{20-10} \cdot (20 - 14,1) = 1.103;$$

$$q_{\epsilon}^H = 1,4 * 0,3 * 1,103 * 0,8 * 6 = 2,22 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

$$q_{\epsilon}^{*H} = 1,4 * 0,3 * 1,103 * 0,6 * 6 = 1,67 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

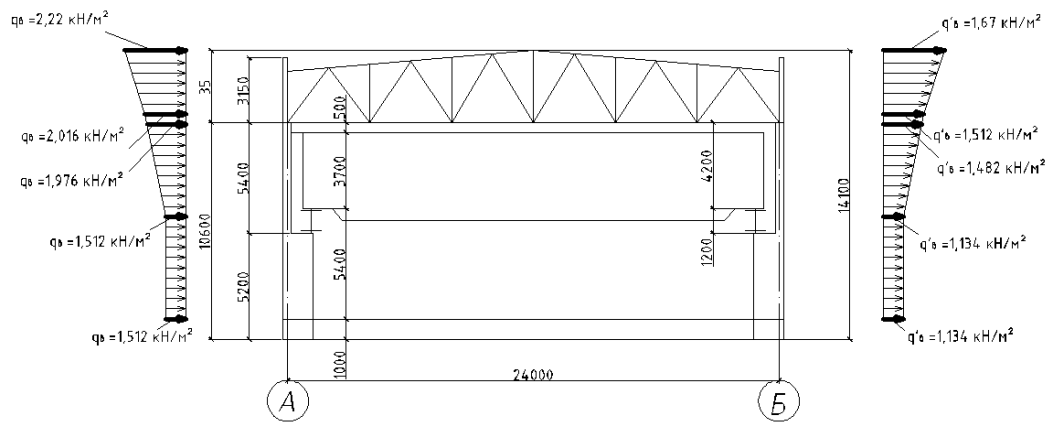


Рисунок 16. Схема ветровой нагрузки на раму.

Приводим ветровую нагрузку к эквивалентной.

Для высоты $H=10600$ мм, коэффициент α определяется методом линейной интерполяции:

Н,м	α
10	1
10,6	x
15	1,04

$$x = 1,04 - \frac{1,04-1}{15-10} \cdot (15 - 10,6) = 1,0048;$$

$$q_{\text{экв}} = \alpha \cdot q_0^{10} = 1,0048 \cdot 2,016 = 2,026 \text{ кН/м};$$

$$q_{\text{экв}}^* = \alpha \cdot q_0^{*10} = 1,0048 \cdot 1,512 = 1,519 \text{ кН/м}.$$

Определяем сосредоточенные нагрузки $q_{\text{с}}^0$ и $q_{\text{с}}^{*0}$ от ветрового давления на конструкцию шатра:

$$q_{\text{с}}^0 = \frac{q_{\text{с}}^0 + q_{\text{с}}^0 - l}{q_{\text{ш}}}; \quad q_{\text{с}}^{*0} = \frac{q_{\text{с}}^{*0} + q_{\text{с}}^{*0} - l}{q_{\text{ш}}}.$$

$$q_{\text{с}}^0 = 2,22 \text{ кН/м};$$

$q_{\text{с}}^0 - l$ — находим по подобию треугольников:

$$2,22 - 1,512 = 0,708$$

Составим пропорцию

$$\frac{0,708}{x} = \frac{8100}{4500^2}$$

$$x = \frac{0,708 \cdot 4500}{8100} = 0,464;$$

$$\square_{\square-1} = 0,464 + 1,512 = 1,976 \text{ кН/м};$$

$$\square_{\square}^* = 1,67 \text{ кН/м};$$

$\square_{\square-1}^*$ — находим по подобию треугольников:

$$1,67 - 1,134 = 0,536$$

Составим пропорцию:

$$\frac{0,536}{x} = \frac{8100}{4500^2}$$

$$x = \frac{0,536 \cdot 4500}{8100} = 0,348;$$

$$\square_{\square-1}^* = 0,348 + 1,134 = 1,482 \text{ кН/м}.$$

$$\square_{\sigma} = \frac{2,22 + 1,976}{3,5} = 1,199 \text{ кН};$$

$$\square_{\sigma}^* = \frac{1,67 + 1,482}{3,5} = 0,901 \text{ кН}.$$



Рисунок 17. Расчетная схема рамы при ветровой нагрузке

3.6. Статический расчет рамы.

Статический расчет поперечной рамы выполняем с помощью ПК «ЛИРА-САПР 2013». Результатами расчета являются изгибающие моменты, продольные и поперечные силы, вычисленные при разных сочетаниях нагрузок для четырех сечений: в уровне базы колонны – сечение 1-1, в нижней части колонны под подкрановой балкой – сечение 2-2, в верхней части колонны над подкрановой балкой – сечение 3-3, в уровне опоры нижнего пояса фермы покрытия – сечение 4-4. Результаты вычислений занесем в таблицы.

Таблица 6. Сводная таблица расчетных усилий в колонне

№ схемы загружения	Вид нагрузки	Коэффициент сочетания	Значения усилий по сечениям											
			1-1			2-2			3-3			4-4		
			N	M	Q	N	M	Q	N	M	Q	N	M	Q
1	Постоянная на ригеле	1	-458,41	0	-10,98	-458,41	-56,35	-10,98	-565,17	-167,69	-10,98	-565,17	-112,78	-10,98
2	Временная (снеговая) на ригеле	1	-125	0	-2,99	-125	-15,36	-2,99	-125	-45,73	-2,99	-125	-30,75	-2,99
		0.9	-112,5	0	-2,69	-112,5	-13,82	-2,69	-112,5	-41,16	2,69	-112,5	27,68	-2,69
3	Крановые моменты (тележка слева)	1	0	0	25,14	0	128,95	25,14	-1108,73	690,79	25,14	-1108,75	565,11	25,14
		0.9	0	0	22,63	0	116,06	22,63	-997,86	621,71	22,63	-997,86	508,59	22,63
4	Крановые моменты (тележка справа)	1	0	0	25,14	0	128,95	25,14	-294,54	80,14	25,14	-294,54	-45,54	25,44
		0.9	0	0	22,63	0	116,06	22,63	-265,09	72,13	22,63	-265,09	-40,99	22,63
5	Поперечное торможение кранов (сила на левой стойке)	1	0	0	4,73	0	-10,05	-37,66	0	27,75	-37,66	0	216,04	-37,66
		0.9	0	0	4,26	0	-9,05	-33,89	0	24,98	-33,89	0	194,44	-33,89
6	Поперечное торможение кранов (сила на правой стойке)	1	0	0	4,74	0	24,28	4,73	0	-26,51	4,73	0	-50,17	4,73
		0.9	0	0	4,27	0	21,85	4,26	0	-23,86	4,26	0	-45,15	4,26
7	Ветровая нагрузка слева	1	0	0	-0,29	0	-28,17	-10,69	0	33,62	-12,65	0	122,22	-22,78
		0.9	0	0	-0,261	0	-25,35	-9,82	0	20,17	-11,39	0	109,99	20,5
8	Ветровая нагрузка справа	1	0	0	1,81	0	29,26	9,6	0	-34,09	11,07	0	-108,45	18,67
		0.9	0	0	1,63	0	26,33	8,64	0	-30,68	9,96	0	-97,61	16,8

Таблица 7. Основные сочетания расчетных усилий в крайней колонне

№ сочетания	Сочетание	Коэффициент сочетания	Значения усилий по сечениям											
			1-1			2-2			3-3			4-4		
			N	M	Q	N	M	Q	N	M	Q	N	M	Q
1	1,2	1	-583,41	0	-13,97	-583,41	-71,71	-13,97	-690,17	-213,42	-13,97	-690,17	-143,53	-13,97
2	1,3	1	-458,41	0	14,16	-458,41	72,6	14,16	-1673,9	523,1	14,16	-1673,9	452,53	14,16
3	1,4	1	-458,41	0	14,16	-458,41	72,6	14,16	-895,71	-87,55	14,16	-895,71	-158,32	14,16
4	1,5	1	-458,41	0	-15,71	-458,41	-46,3	26,28	-565,17	-195,44	26,68	-565,17	-328,82	26,68
5	1,6	1	-458,41	0	-15,72	-458,41	-30,63	-15,17	-565,17	-141,18	-15,17	-565,17	-62,61	-15,71
6	1,7	1	-458,41	0	-11,27	-458,41	-84,52	-21,67	-565,17	-134,07	-23,63	-565,17	9,44	-33,76
7	1,8	1	-458,41	0	-9,17	-458,41	-30,02	-2,34	-565,17	-201,78	0,09	-565,17	-221,23	7,69
8	1,2,3,5,7	0,9	-458,41	0	12,959	-570,91	11,49	-34,55	-1675,53	458,01	-81,58	-1675,53	-289,26	-4,43
9	1,2,4,6,8	0,9	-458,41	0	14,89	-570,91	94,07	21,86	-942,76	-191,26	23,18	-942,76	-268,85	29,75
10	1,2,3,5,8	0,9	-458,41	0	14,85	-570,91	63,17	-16,29	-1675,53	407,16	-60,23	-1675,53	-496,86	8,13
11	1,2,4,6,7	0,9	-458,41	0	12,96	-570,91	37,39	3,6	-942,76	-180,75	1,83	-942,76	-61,25	33,72
12	1,2,4,5,8	0,9	-458,41	0	14,85	-570,91	58,17	-16,29	-942,76	-142,42	-14,97	-942,76	-29,26	-8,13

4. Расчет подкрановой конструкции

Исходные данные для расчета подкрановой конструкции:

- пролёт балки 6 м.; пролёт здания 24 м.;
- пролёт крана 22,5 м. (по ГОСТ 534-78);
- средний режим работы, два крана грузоподъёмностью по 100т.
- Коэффициент надёжности по назначению - $\gamma_n = 0,95$.
- ширина крана $B = 9350$ мм;
- база крана $K = 4600$ мм;
- высота крана $H = 3700$ мм;
- $B_1 = 400$ мм;
- давление колеса крана на подкрановый рельс $F_1 = 410$ кН, $F_2 = 439$ кН;
- масса тележки крана $Q_{тж} = 363$ кН;
- масса крана с тележкой $Q_{к} = 1107$ кН;
- тип кранового рельса КР – 120 по ГОСТ 4121 – 76* (высота рельса $h = 170$ мм, ширина подошвы $b = 170$ мм, площадь сечения $A = 150.69$ см², $I_x = 4794.22$ см⁴, $I_y = 1671.96$ см⁴, $I_p = 6466,18$ см⁴, масса 1 м. $q = 118.29$ кг).

4.1. Определение нагрузок

Вертикальное давление колеса крана находим по формуле:

$$F = k_{d1} \cdot \gamma_f \cdot \psi_c \cdot F_c^n \cdot \gamma_n, \text{ где}$$

k_{d1} - коэффициент динамичности, $k_{d1} = 1$ для кранов лёгкого и среднего режимов работы;

$\gamma_f = 1,1$ - коэффициент надёжности по нагрузке;

$\psi_c = 0,85$ - понижающий коэффициент сочетания, при учёте нагрузки от двух кранов при среднем режиме работы;

$F_c^n = 439$ кН - максимальное нормативное давление на каток крана.

$$F = 1 \cdot 1,1 \cdot 0,85 \cdot 439 \cdot 0,95 = 389,94 \text{ кН}$$

Горизонтальное боковое давление колеса крана от поперечного торможения тележки по формуле:

$$T = k_{d2} \cdot \gamma_f \cdot \psi_c \cdot T_{me1}^n \cdot \gamma_n,$$

где k_{d2} - коэффициент динамичности, $k_{d2} = 1$ для кранов лёгкого и среднего режимов работы;

$$T_{me1}^n = 16,79 \text{ кН (см. стр.43),}$$

$$T = 1 \cdot 1,1 \cdot 0,85 \cdot 16,79 \cdot 0,95 = 14,91 \text{ кН}$$

4.2. Определение расчетных усилий

Для определения наибольших изгибающих моментов и поперечных сил устанавливаем краны в невыгодное положение.

Поскольку сечение с наибольшим изгибающим моментом расположено достаточно близко к середине пролета, то эту величину можно определить приближенно, пользуясь линией влияния момента к середине пролета (погрешность составит не более 2%)

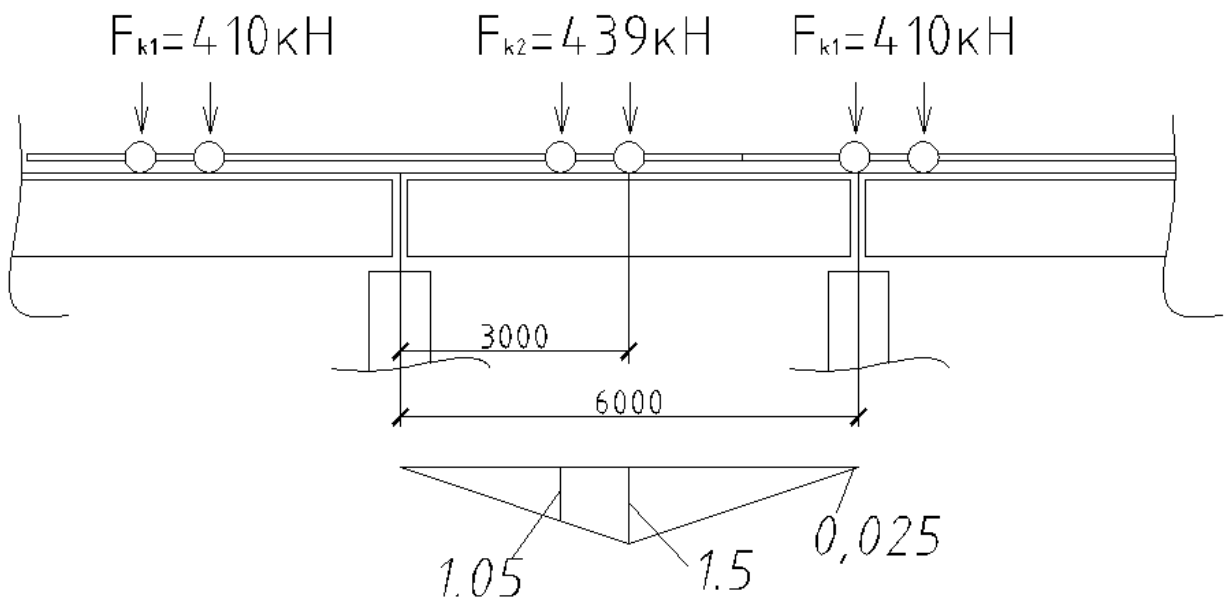


Рисунок 18. Модель определения наибольшего изгибающего момента.

$$M_{max} = \gamma \cdot \sum (F_{ki} \cdot \eta_{ki}), \text{ где}$$

$\gamma = 1,03$ - справочный коэффициент, учитывающий собственный вес подкрановой балки

$$\square_{\square\square\square} = 1,03 \cdot \sum ((439 \cdot 1,05) + (439 \cdot 1,5) + (0,025 \cdot 410)) = 753,27 \cdot 1,03$$

$$= 1163,59 \text{кН} \cdot \text{м}$$

Расчётный изгибающий момент от горизонтальных усилий по формуле:

$$M_T = M_{\max} \cdot \left(\frac{T_{\max}^n}{F_{\max}^n} \right),$$

$$M_T = 1163,59 \cdot \left(\frac{16,79}{439} \right) = 44,5 \text{кН} \cdot \text{м}.$$

Для определения наибольшей поперечной силы подкрановой балки удобно пользоваться линией влияния опорной реакции балки.наибольшая поперечная сила в балке будет возникать тогда, когда колесо одного крана будет размещено строго над опорой, а другие колеса (включая колеса соседних сближенных кранов) будут максимально приближены к этой опоре.

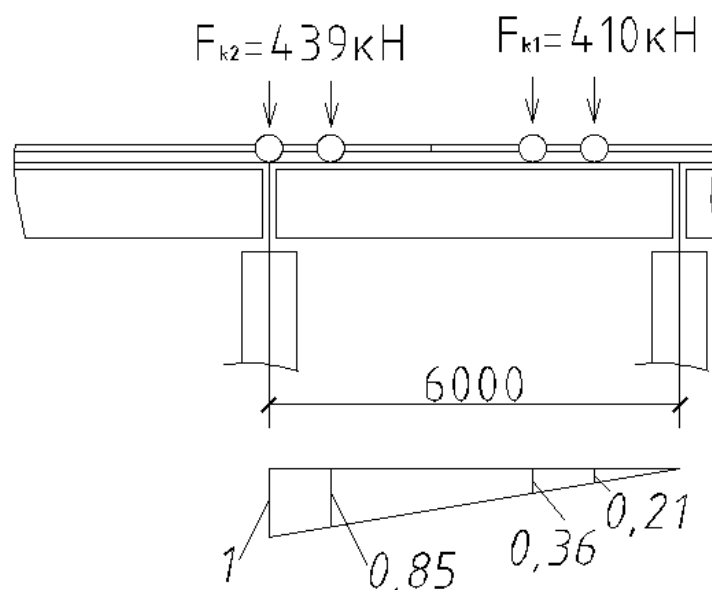


Рисунок 19. Модель определения наибольшей поперечной силы.

$$\square_{\square\square\square} = \square \cdot \sum (\square_{\square} \cdot \square_{\square})$$

$$= 1,03 \cdot \sum ((439 \cdot 1) + (439 \cdot 0,85) + (410 \cdot 0,36) + (410 \cdot 0,21)) =$$

$$= 1077,23 \text{кН}$$

Наибольшая горизонтальная поперечная сила равна:

$$Q_T = Q_{\max} \cdot \left(\frac{T_{\max}^n}{F_{\max}^n} \right),$$

$$Q_T = 1077,23 \cdot \left(\frac{16,79}{439} \right) = 41,2 \text{ кН}.$$

4.3. Подбор сечения балки

Определяем приближённо наименьшую высоту балки из условия обеспечения жёсткости при предельном относительном прогибе $\left[\frac{1}{n_0} \right] = \frac{1}{600}$ и среднем коэффициенте надёжности по нагрузке $\gamma_{fm} = 1,15$.

$$h_{\min} = \left(\frac{l \cdot n_0}{4800} \right) \cdot \frac{1}{\gamma_{fm}},$$

$$h_{\min} = \left(\frac{600 \cdot 600}{4800} \right) \cdot \frac{1}{1,15} = 65,2 \text{ см} = 66 \text{ см}.$$

Требуемый момент сопротивления балки:

$$W_d = \frac{M}{\gamma_c \cdot (R_y - 2)},$$

где $\gamma_c = 1$ - коэффициент условий работы;

$(R_y - 2)$ - расчётное сопротивление стали, уменьшенное примерно на 20 МПа

для учёта действия горизонтальных сил торможения.

$$W_d = \frac{116359}{1 \cdot (24 - 2)} = 5289 \text{ см}^3.$$

Предварительно толщину стенки назначаем по формуле:

$$t_w = 7 + \frac{3 \cdot h_{\min}}{1000},$$

$$t_w = 7 + \frac{3 \cdot 660}{1000} = 8,98 \text{ мм}.$$

Принимаем $t_w = 10 \text{ мм}$.

Оптимальная высота балки равна:

$$h_{opt} = 1,15 \sqrt{\frac{W_d}{t_w}},$$

$$h_{opt} = 1,15 \sqrt{\frac{5289}{1}} = 83,63 \text{ см}.$$

Принимаем высоту стенки $h_{\omega} = 85 \text{ см}$.

Проверяем толщину стенки на прочность при срезе по формуле:

$$t_{\omega} \geq \frac{1,5 \cdot Q}{R_s \cdot h_{\omega}} < 1 \text{ см},$$

где $R_s = \frac{0,58 \cdot R}{\gamma_m} = \frac{0,58 \cdot 245}{1,05} = 135,3 = 135 \text{ МПа}$.

$$t_{\omega} \geq \frac{1,5 \cdot 1077,23}{13,5 \cdot 85} = 1,4 \text{ см} < 1 \text{ см} \text{.- условие не выполняется, принимаем толщину стенки}$$

$$t_{\omega} = 1,6 \text{ см}, \text{ тогда } t_{\omega} \geq \frac{1,5 \cdot 1077,23}{13,5 \cdot 85} = 1,4 \text{ см} < 1,6 \text{ см} \text{ - условие выполняется.}$$

Минимальная толщина стенки при проверке её по прочности от местного давления колеса крана составит:

$$t_{\min} = \left(\frac{\gamma_{f1} \cdot F_1}{3,25 \cdot \gamma_c \cdot R_y} \right) \cdot \sqrt{\frac{\gamma_{f1} \cdot F_1}{3,25 \cdot \gamma_c \cdot R_y \cdot I_p}},$$

где $F_1 = F_{\max}^n \cdot \gamma_f = 439 \cdot 1,1 = 482,9 \text{ кН}$;

$\gamma_{f1} = 1,1$ - для кранов с гибким подвесом при среднем режиме работы;

$I_p = 6466,18 \text{ см}^4$ - момент инерции подкранового рельса КР – 120;

$\gamma_c = 1$;

$R_y = 225 \text{ МПа} = 22,5 \text{ кН/см}^2$.

$$t_{\min} = \left(\frac{1,1 \cdot 482,9}{3,25 \cdot 1 \cdot 24} \right) \cdot \sqrt{\frac{1,1 \cdot 482,9}{3,25 \cdot 1 \cdot 24 \cdot 6466,18}} = 0,21 \text{ см} < 1,6 \text{ см}.$$

Определяем площадь сечения поясов балки:

$$2 \cdot A_f = \frac{3}{2} \cdot \frac{W_d}{h_{\omega}} = \frac{3 \cdot 5289}{2 \cdot 95} = 83,51 \text{ см}^2,$$

$A_f = 41,76 \text{ см}^2$.

Принимаем симметричное сечение балки: стенка - $850 \times 12 \text{ мм}$; $A_{\omega} = 102 \text{ см}^2$, верхний и нижние пояса одинаковые - $300 \times 16 \text{ мм}$, $A_f = 48 \text{ см}^2$. Состав сечения тормозной балки: швеллер №16, $A = 18,1 \text{ см}^2$; горизонтальный лист из рифлёной стали толщиной, равной 10 мм, и верхний пояс балки $300 \times 16 \text{ мм}$.

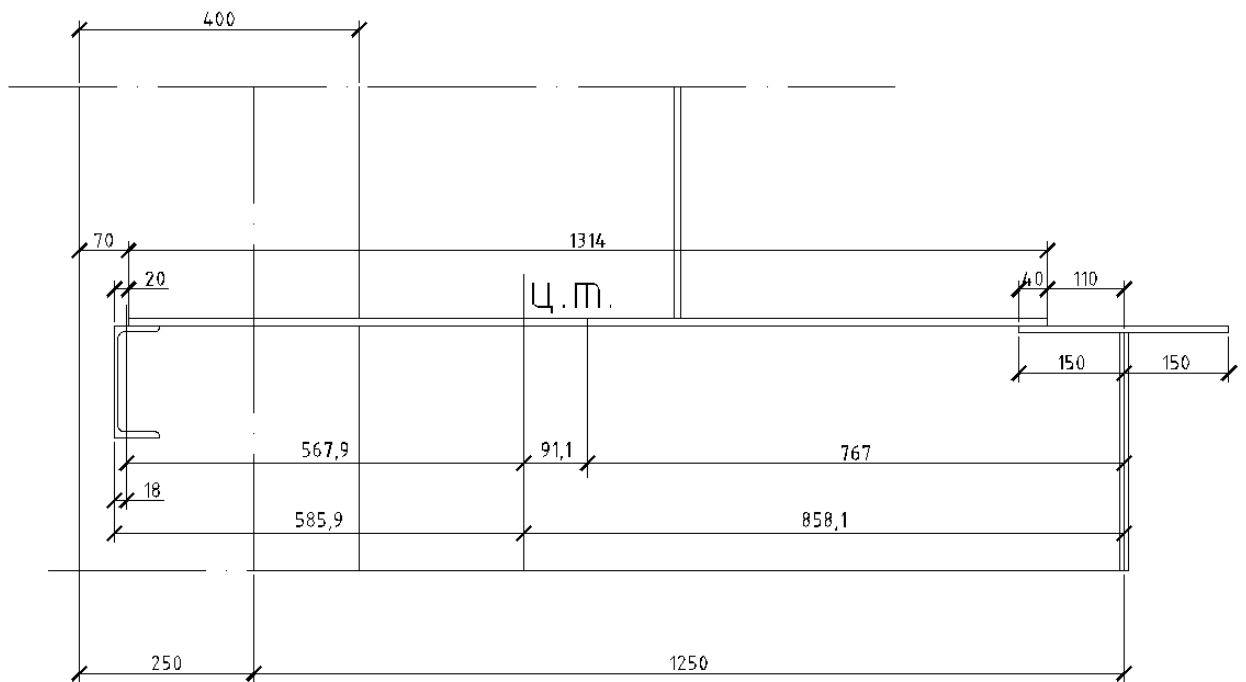


Рисунок 20. Компоновка сечения тормозной балки

4.3.1. Проверка прочности балки

Определяем геометрические характеристики балки:

- момент инерции относительно оси x:

$$I_x = \left(\frac{1,6 \cdot 85^3}{12} \right) + 2 \cdot 1,6 \cdot 30 \cdot (42,5 + 0,8)^2 = 261872,74 \text{ см}^4.$$

- момент сопротивления симметричного сечения:

$$W_x = \frac{2 \cdot I_x}{h} = \frac{2 \cdot 261872,74}{(85 + 2 \cdot 1,6)} = 5938,2 \text{ см}^3.$$

- статический момент полусечения

$$S_x = 1,6 \cdot 30 \cdot (42,5 + 0,8) + 42,5 \cdot 1,6 \cdot \left(\frac{42,5}{2} \right) = 3523,4 \text{ см}^3.$$

Определяем геометрические характеристики тормозной балки, включающей верхний пояс балки, рифлёный лист и поддерживающий швеллер №16:

- расстояние от оси подкрановой балки до центра тяжести сечения

$$z_y = \frac{S_y}{\sum A},$$

$$z_y = \frac{18,1 \cdot 129,6 + 131,4 \cdot 0,6 \cdot 76,7}{18,1 + 131,4 \cdot 0,6 + 30 \cdot 1,6} = 85,81 \text{ см}.$$

– момент инерции сечения брутто

$$I_y = 63,3 + 18,1 \cdot 58,59^2 + \frac{1 \cdot 131,4^3}{12} + 1 \cdot 131,4 \cdot 9,11^2 + \frac{1,6 \cdot 30^3}{12} + 1,6 \cdot 30 \cdot 85,81^2 = 387132 \text{ см}^3.$$

– момент сопротивления крайнего волокна на верхнем поясе подкрановой балки

$$W_y = \frac{387132}{(85,81 + 15)} = 3840,2 \text{ см}^3.$$

Проверяем нормальные напряжения в верхнем поясе по формуле:

$$\sigma_{bt} = \frac{M}{W_x} + \frac{M_T}{W_y} < R_y \cdot \gamma_c = 225 \text{ МПа},$$

$$\sigma_{bt} = \frac{116359}{5938,2} + \frac{4450}{3840,2} = 20,75 \text{ кН/см}^2 = 207,5 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 245 \text{ МПа}.$$

Проверяем опорное сечение балки на прочность при действии касательных напряжений с учётом работы поясов:

$$\tau = \frac{Q \cdot S_x}{I_x \cdot t_\omega} < R_s = 130 \text{ МПа},$$

$$\tau = \frac{1077,23 \cdot 3523,4}{261872,74 \cdot 1,6} = 9,06 \text{ кН/см}^2 = 90,6 \text{ МПа} < R_s = 135 \text{ МПа}.$$

То же, без учёта работы поясов:

$$\tau = \frac{1,5 \cdot Q}{h_\omega \cdot t_\omega} < R_s = 130 \text{ МПа},$$

$$\tau = \frac{1,5 \cdot 1077,23}{85 \cdot 1,6} = 11,88 \text{ кН/см}^2 = 118,8 \text{ МПа} < R_s = 135 \text{ МПа}$$

4.3.2. Проверка жёсткости балки.

Вычисляем относительный прогиб балки от вертикальных нормативных нагрузок:

$$\frac{f}{l} = \frac{M^n \cdot l}{10 \cdot E \cdot I_x} < \left[\frac{1}{n_0} \right] = \frac{1}{600},$$

$$\text{где } M^n = \frac{M}{1,15} = \frac{116359}{1,15} = 100320,9 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

$$E = 2,06 \cdot 10^5 \text{ МПа}.$$

$$\frac{f}{l} = \frac{100320,9 \cdot 600}{10 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 261872,74} = \frac{1}{896} < \left[\frac{1}{n_0} \right] = \frac{1}{600}.$$

Жёсткость балки обеспечена.

4.3.3. Проверка местной устойчивости поясов балки.

Отношение ширины свеса сжатой полки к толщине пояса составляет:

$$\frac{b_{ef}}{t} = \frac{0,5 \cdot (300 - 1,6)}{16} = 9,33 < 0,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,5 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{245}} = 28,9.$$

Устойчивость поясов обеспечена.

4.3.4. Проверка местной устойчивости стенки балки.

Определяем условную гибкость стенки по формуле:

$$\bar{\lambda}_\omega = \left(\frac{h_{ef}}{t} \right) \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} < 2,2,$$

где $\bar{\lambda}_\omega < 2,2$ - при наличии подвижной нагрузки на поясе.

$$\bar{\lambda}_\omega = \left(\frac{85}{1,6} \right) \cdot \sqrt{\frac{245}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,44 > 2,2$$

Это значит, что требуются поперечные ребра жесткости, которые принимаем конструктивно. При $\bar{\lambda}_\omega \leq 2,44$ расстояние между поперечными ребрами не должно превышать $2,5 \cdot h_{ef}$.

Назначаем расстояние между ребрами жесткости равным 200 см, что меньше $2,5 \cdot h_{ef} = 2,5 \cdot 85 = 212,5 \text{ см}$. Определяем сечение ребер жесткости по конструктивным требованиям норм:

- ширина ребра

$$b_r \geq \frac{h_\omega}{30} + 40 = \frac{850}{30} + 40 = 68,3 \text{ мм}.$$

Принимаем $b_r = 70 \text{ мм}$.

- толщина ребра

$$t_r \geq 2 \cdot b_r \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 2 \cdot 7 \cdot \sqrt{\frac{245}{2,06 \cdot 10^5}} = 0,48 \text{ см}.$$

Принимаем $t_r = 0,5 \text{ см}$.

Опорное ребро балки опирается на колонну строганным торцом. Из конструктивных соображений принимаем сечение опорного ребра 260×14 мм. Площадь смятия ребра $A_r = 26 \cdot 1.4 = 36.4 \text{ см}^2$.

Проверяем напряжения смятия в опорном ребре:

$$\sigma_r = \frac{Q}{A_r} < R_p,$$

$$\sigma_r = \frac{1077,23}{36.4} = 29,59 \text{ кН / см}^2 = 259,9 \text{ МПа} < R_p = 336 \text{ МПа}.$$

Проверяем условную опорную стойку на устойчивость. Для этого последовательно определяем геометрические характеристики.

$$A_c = 36.4 + 0.65 \cdot t_w \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}},$$

$$A_c = 36.4 + 0.65 \cdot 1,2 \cdot \sqrt{\frac{2.06 \cdot 10^5}{245}} = 59.02 \text{ см}^2.$$

Момент и радиус инерции сечения условной стойки

$$J_x = \frac{t_r \cdot b_r^3}{12} = \frac{1.4 \cdot 26^3}{12} = 2051 \text{ см}^4,$$

$$i_x = \sqrt{\frac{J_x}{A_c}} = \sqrt{\frac{2051}{59,02}} = 5.9 \text{ см}.$$

гибкость опорной стойки:

$$\lambda_x = \frac{h_{ef}}{i_x} = \frac{85}{5,9} = 14.4.$$

По методу линейной интерполяции:

λ	φ
10	0,987
14,4	x
20	0,962

$$\varphi = 0,987 - \frac{0,987 - 0,962}{10} \cdot 5,6 = 0,973$$

При $\lambda_x = 14.4$ коэффициент $\varphi = 0.973$.

Проверяем устойчивость опорной стойки:

$$\sigma = \frac{Q}{\varphi \cdot A_c} < R_y \cdot \gamma_c,$$

$$\sigma = \frac{1077,23}{0.973 \cdot 59,02} = 18,75 \text{ кН / см}^2 = 187,5 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 245 \text{ МПа}.$$

Проверяем прочность сварных швов прикрепления торцевого ребра к стенке – сварка ручная, $k_f = 8\text{мм}$, расчетная длина шва:

$$l_{\omega} \leq 60 \cdot k_f = 60 \cdot 0.8 = 48\text{см};$$

$$\tau_{\omega} = \frac{Q}{2 \cdot (\beta_f \cdot k_f) \cdot l_{\omega}} < R_{\omega f} \cdot \gamma_{\omega f} \cdot \gamma_c,$$

$$\tau_{\omega} = \frac{1077,23}{2 \cdot (0.7 \cdot 0.8) \cdot 48} = 17,45\text{кН} / \text{см}^2 = 174,5\text{МПа} < R_{\omega f} \cdot \gamma_{\omega f} \cdot \gamma_c = 180\text{МПа}.$$

Прочность крепления торцевого ребра обеспечена.

Определяем массу подкрановой балки:

$$G_{ob} = \psi \cdot A \cdot l \cdot \rho,$$

$$\text{где } A = 85 \cdot 1,2 + 2 \cdot 30 \cdot 1,6 = 198\text{см}^2;$$

$$\rho = 7850 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3} \text{ – плотность стали;}$$

$\psi = 1.2$ - строительный коэффициент.

$$G_{ob} = 1,2 \cdot 198 \cdot 10^{-4} \cdot 6 \cdot 7850 = 1119,1\text{кг}.$$

Общий вид и детали подкрановой балки показаны в чертежах КМД. Для крепления кранового рельса в верхнем поясе предусматриваем отверстия диаметром 21 – 23мм под болты диаметром 20 – 22мм, располагаемые с шагом 600 – 750мм.

В нижнем поясе балки в области опоры проектируем по два отверстия для крепления балки к колонне болтами нормальной точности (класс В) диаметром 20 – 22мм. В нижней половине опорных ребер располагаем по 6 – 8 отверстий для соединения балок между собой. Торец опорного ребра строгать. В поперечных ребрах жесткости внутренние углы срезаем на 40 – 60мм для пропуска поясных сварных швов. Продольные кромки стенки обрабатываем под сварку.

5. Расчет колонны

5.1. Определение расчётных длин колонны

Определение расчётных длин колонны, составляющих для верхней и нижней частей в плоскости рамы:

$$l_{x1} = \mu_1 \cdot l_1$$

$$l_{x2} = \mu_2 \cdot l_2;$$

Для вычисления коэффициентов μ_1 и μ_2 определяем параметры:

$$n = \frac{I_2 \cdot l_1}{I_1 \cdot l_2},$$

$$n = \frac{1 \cdot 5,2}{10 \cdot 5,4} = \frac{5,2}{54} = 0,096.$$

$$\alpha_1 = \frac{l_2}{l_1} \cdot \sqrt{\frac{I_1}{I_2 \cdot \beta}},$$

$$\text{где } \beta = \frac{N_1 + N_2}{N_2} = \frac{583,41 + 1675,53}{583,41} = 3,87,$$

N_2 и N_1 - значения усилий из таблицы 7 и соответственно в сечениях 1 – 1 и 4 – 4 при одинаковых сочетаниях нагрузки.

$$\alpha_1 = \frac{5,4}{5,2} \cdot \sqrt{\frac{10}{1 \cdot 3,87}} = 1,669.$$

По табл. ИЗ СНиП 16.13330.2011 при $n = 0,098$ и $\alpha_1 = 1,669$ по интерполяции находим

$$\mu_1 = 3,77. \text{ Коэффициент } \mu_2 = \frac{\mu_1}{\alpha_1} = \frac{3,77}{1,669} = 2,45.$$

Расчётные длины колонны равны:

- в плоскости рамы

$$l_{x1} = 5,2 \cdot 3,77 = 19,6 \text{ м},$$

$$l_{x2} = 5,4 \cdot 2,45 = 13,23 \text{ м}.$$

- из плоскости рамы

$$l_{y1} = l_1 = 5,2 \text{ м},$$

$$l_{y2} = 5,4 - 1,2 = 4,2 \text{ м}.$$

5.2 Подбор сечения верхней части колонны

Сечение верхней части колонны принимаем в виде сварного двутавра. Высоту сечения конструктивно принимаем равной 400 мм.

Требуемую площадь сечения сварного двутавра ориентировочно определяем по формуле расчета внецентренно-сжатых элементов на устойчивость в плоскости действия момента:

$$A_d = N_3 / \varphi_e R_y \gamma_c;$$

где $R_y = 245 \text{ МПа}$; для листового проката $t=4 \dots 20$ мм и $E = 2,06 \cdot 10^5 \text{ МПа}$;

$\gamma_c = 1$ – коэффициент условий работы;

φ – коэффициент продольного изгиба;

Для нахождения коэффициента φ_e предварительно находим значения:

$$e = \frac{M_3}{N_3} = \frac{71,71}{583,41} = 0,12 \text{ м} = 12 \text{ см};$$

$$i_x = 0,42h = 0,42 \cdot 400 = 16,8 \text{ см};$$

где h - высота сечения колонны, конструктивно принимаем равной 400 мм;

$$\lambda_x = \frac{l_{x2}}{i_x} = \frac{1323}{16,8} = 78,75;$$

$$\rho = \frac{W_c}{A} = \frac{i_x^2}{z} = \frac{16,8^2}{20} = 14,11 \text{ см};$$

(здесь $z = h/2 = 40/2 = 20 \text{ см}$);

- условная гибкость стержня:

$$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 78,75 \sqrt{\frac{245}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,72 < 5;$$

- относительный эксцентриситет:

$$m = e / \rho = 12 / 14,11 = 0,85 < 5.$$

По приложению 6, табл. Д2 СНиП 16.13330.2011 определяем (при $\bar{\lambda}_x = 0 \dots 5$, $A_f / A_\omega > 1$ и $m = 0,1 \dots 5$) коэффициент влияния формы сечения η :

$$\eta = (1,9 - 0,1m) - 0,02(6 - m) \bar{\lambda} = (1,9 - 0,1 \cdot 0,85) - 0,02(6 - 0,85) \cdot 2,72 = 1,54;$$

Приведенный относительный эксцентриситет:

$$m_{ef} = \eta \cdot m = \eta(e / \rho) = 1,54 \cdot 0,85 = 1,3;$$

По табл. Д3 СНиП 16.13330.2011 при $m_{ef} = 1,3$ и $\bar{\lambda}_{ef} = 2,72$ по интерполяции определяем $\varphi_e = 0,413$.

$$A_{mp} = N_3 / \varphi_e R_y \gamma_c = \frac{583,41}{0,413 \cdot 24,5} = 57,25 \text{ см}^2$$

Компонуем сечение двутавра, исходя из условий обеспечения устойчивости стенки $\lambda_{\omega} = h_{\omega} / t_{\omega} \approx (60 \dots 120)$ и полки по требованиям СНиП 16.13330.2011; ширина полки должна также составлять не менее $1/20 - 1/30$ длины колонны из плоскости рамы $- l_{y2}$. Принимаем стенку толщиной $t_{\omega} = 10 \text{ мм}$ и полки из листов толщиной $t_f = 18 \text{ мм}$; тогда: площадь стенки $- A_{\omega} = 1 \cdot (40 - 2 \cdot 1,8) = 36,4 \text{ см}^2$; площадь одной полки $- A_f \geq 0,5 \cdot (A_{mp} - A_{\omega}) = 0,5 \cdot (57,25 - 36,4) = 10,43 \text{ см}^2$, ширина полки $- b_f = A_f / t_f = 10,43 / 1,8 = 5,79 \text{ см}$.

Конструктивно принимаем полки сечением $250 \times 18 \text{ мм}$, $A_f = 25 \cdot 1,8 = 45 \text{ см}^2$.

Тогда площадь сечения составит: $- A = 2 \cdot 45 + 1 \cdot 36,4 = 126,4 \text{ см}^2$

Вычисляем фактические значения следующих характеристик:

моменты инерции:

$$I_x = \left(\frac{t_{\omega} h_{\omega}^3}{12} \right) + 2a^2 A_f = \left(\frac{1 \cdot 36,4^3}{12} \right) + 2 \cdot \left(\frac{40 - 1,8}{2} \right)^2 \cdot 45 = 20435,5 \text{ см}^4$$

$$I_y = \frac{2 \cdot t_f b^3}{12} = \frac{2 \cdot 1,8 \cdot 25^3}{12} = 4688 \text{ см}^4$$

момент сопротивления:

$$W_x = 2I_x / h = 2 \cdot 20435,5 / 40 = 1021,78 \text{ см}^3$$

радиусы инерции и гибкости:

$$i_x = \sqrt{I_x / A} = \sqrt{20435,5 / 126,4} = 12,7 \text{ см}$$

$$i_y = \sqrt{I_y / A} = \sqrt{4688 / 126,4} = 6,09 \text{ см}$$

$$\rho_x = W_x / A = 1021,78 / 126,4 = 8,08 \text{ см}$$

$$m = e / \rho = 12 / 8,08 = 1,5 < 5$$

$$\lambda_x = l_{x2} / i_x = 1323 / 12,7 = 104,17$$

$$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_x \sqrt{R_y / E} = 104,17 \sqrt{245 / 2,06 \cdot 10^5} = 3,4 < 5$$

$$\eta = (1,9 - 0,1m) - 0,02(6 - m) \bar{\lambda} = (1,9 - 0,1 \cdot 1,5) - 0,02(6 - 1,5) \cdot 3,4 = 1,44$$

$$m_{ef} = \eta \cdot m = \eta(e / \rho) = 1,44 \cdot 1,5 = 2,16$$

При $\bar{\lambda}_{ef} = 3,4$, $A_f / A_\omega > 1$ и $m_{ef} = 2,16$ по интерполяции определяем $\varphi_e = 0,334$.

Фактическое напряжение в сечении составляет:

$$\sigma = N_2 / \varphi_e A = 583410 / 0,334 \cdot 126,4 = 13818 \text{ Н / см}^2 \approx 138,2 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 245 \text{ МПа}$$

Проверяем несущую способность верхней части колонны на действие максимальной вертикальной силы $N_1 = 583,41 \text{ кН}$ по формуле расчета центрально-сжатых стержней с малыми (начальными) эксцентриситетами:

По табл. Д2 СНиП 16.13330.2011 при $\lambda_x = 104,17$ и $R_y = 245 \text{ МПа}$ по интерполяции определяем $\varphi = 0,516$.

Фактическое напряжение в сечении составляет:

$$\sigma = N / \varphi A = 583410 / 0,516 \cdot 126,4 = 8948 \text{ Н / см}^2 \approx 89,5 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 245 \text{ МПа} \quad , \quad \text{т.о. несущая способность обеспечена.}$$

Проверяем принятое сечение на местную устойчивость стенки и полки:

При $m = e / \rho = 1,5 > 1$ и $\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_x \sqrt{R_y / E} = 3,4 > 2$ предельное отношение h_{ef} стенки к толщине t_ω :

$$\lambda_{u\omega} = 1,2 + 0,35 \bar{\lambda}_{ef} = 1,2 + 0,35 \cdot 3,4 = 2,39 < 3,1$$

$$h_{ef} / t_\omega \leq \lambda_{u\omega} \sqrt{E / R_y}$$

$h_{ef} / t_\omega = 36,4 / 1 < 2,39 \sqrt{2,06 \cdot 10^5 / 245} = 69,3$, т.е. условие соблюдается проверка местной устойчивости стенки не требуется. Ребра жесткости ставим конструктивно через $2,5 - 3 h_{ef}$.

Проверяем местную устойчивость полок:

при $\bar{\lambda} = \lambda_x \sqrt{R_y / E} = 3,4$ предельного отношения b_{ef} свеса листа полки к толщине полки t_f :

$$b_{ef} / t_f \leq (0,36 + 0,1\lambda) \sqrt{E / R_y}$$

$$b_{ef} / t_f = 4 / 1,8 = 2,22 < [b_{ef} / t_f] = (0,36 + 0,1 \cdot 3,4) \sqrt{2,06 \cdot 10^5 / 245} = 20,3$$

Таким образом, условия соблюдаются, местная устойчивость полки и стенки обеспечена при действии нормальных напряжений.

Проверяем напряжение с сечении верхней части колонны по оси $y - y$ при $\lambda_y = l_{y2} / i_y = 420 / 6,09 = 68,97$ и $\varphi_y = 0,759$

$$\sigma_y = \frac{N}{\varphi_y A} = \frac{583410}{0,759 \cdot 126,4} = 6081 \text{ Н/см}^2 = 60,81 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 245 \text{ МПа}$$

Несущая способность сечения верхней части колонны обеспечена.

Принимаем верхнюю часть колонны в виде сварного двутавра №40 горячекатаный с клоном внутренних граней полок по ГОСТ 8239-89 высотой 400 мм.

5.3. Подбор сечения нижней части колонны

Сечение нижней части колонны сплошное, соединение элементов на сварке. По оси подкрановой балки принимаем прокатный двутавр, а с противоположной стороны – полку из листовой стали. Комбинация расчётных усилий по сечениям следующие (см. табл.7):

$$\begin{aligned} M_3 &= 458,01 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad M_4 = -496,86 \text{ кН} \cdot \text{м}; \\ N_3 &= -1675,53 \text{ кН}; \quad N_4 = -1675,53 \text{ кН}; \\ Q_3 &= -81,58 \text{ кН}. \quad Q_4 = 8,13 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Высоту сечения колонны принимаем $h_b = 1500 \text{ мм}$.

Сечение колонны подбираем по ядровым моментам:

- для 1-ой комбинации усилий.

$$M_1^y = N_4 \cdot \left(0,56 \cdot h + \frac{M_4}{N_4} \right),$$

$$M_1^y = 1675,53 \cdot \left(0,56 \cdot 1,5 + \frac{496,86}{1675,53} \right) = 1904,24 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

- для 2-ой комбинации усилий.

$$M_2^y = N_3 \cdot \left(0,56 \cdot h + \frac{M_3}{N_3} \right),$$

$$M_2^y = 1675,53 \cdot \left(0,56 \cdot 1,5 + \frac{458,01}{1675,53} \right) = 1864,86 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Требуемый момент сопротивления (при $R_y = 24 \text{ кН} / \text{см}^2$ - для листового проката и $R_y = 23 \text{ кН} / \text{см}^2$ - для фасонного проката, $t = 4 - 20 \text{ мм}$ по ГОСТ 380-71*):

$$W_1 = \frac{M_1^y}{R_y} = \frac{190424}{24} = 7934,3 \text{ см}^2.$$

$$W_2 = \frac{M_2^y}{R_y} = \frac{186486}{24} = 7770,25 \text{ см}^2.$$

Толщину стенки принимаем $t_w = 12 \text{ мм}$

При положительном моменте левая ветвь A_l колонны сжимается, а правая A_r растягивается, при отрицательном – наоборот. Требуемая площадь полок будет:

$$A_{f,l} = \frac{W_1}{h} - \frac{h_w \cdot t_w}{6},$$

$$A_{f,l} = \frac{7934,3}{150} - \frac{150 \cdot 1,2}{6} = 22,84 \text{ см}^2.$$

По конструктивным соображениям принимаем стальной лист с размерами $250 \times 18 \text{ мм}$, $A = 45 \text{ см}^2$.

$$A_{f,r} = \frac{W_2}{h} - \frac{h_w \cdot t_w}{6},$$

$$A_{f,r} = \frac{7770,25}{150} - \frac{150 \cdot 1,2}{6} = 21,8 \text{ см}^2,$$

По конструктивным соображениям принимаем двутавр №27 (по ГОСТ 8239-89), $A = 40,2 \text{ см}^2$, что удовлетворяет условию обеспечения устойчивости колонны из плоскости действия момента: рекомендуемая ширина колонны b должна быть в пределах $1/20 \dots 1/30$ расчётной длины колонны:

$$b = \frac{420}{20} \dots \frac{420}{30} = 12 \dots 14 \text{ см}.$$

Принята $b = 12 \text{ см}$, что удовлетворяет условию.

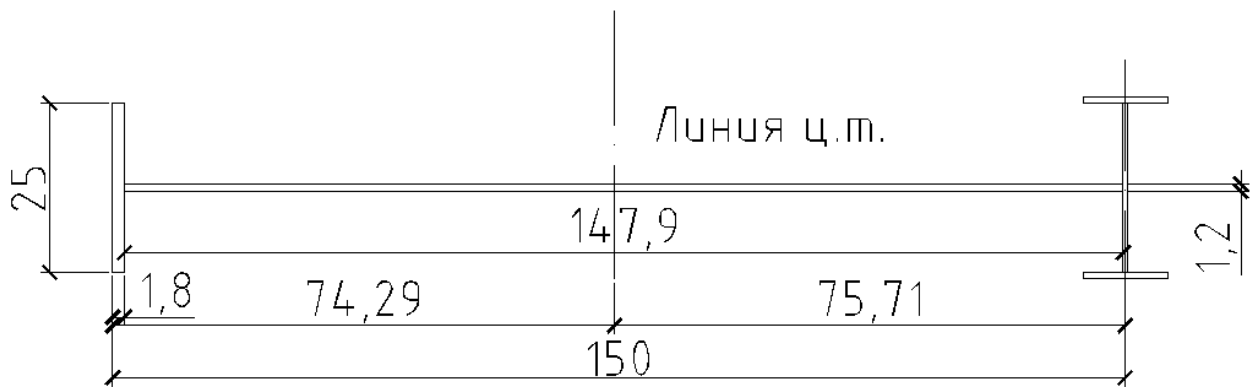


Рисунок 21. Нижняя часть колонны

Определяем геометрические характеристики колонны:

- статический момент сечения относительно оси подкрановой ветви.

$$S = \sum A_i \cdot z_i = 147,9 \cdot 1,2 \cdot \left(\frac{147,9}{2} + 0,3 \right) + 25 \cdot 1,8 \cdot 149,1 = 19887,39 \text{ см}^2 .$$

- расстояние до центра тяжести сечения.

$$y_1 = \frac{S}{A} = \frac{19887,39}{262,68} = 75,71 \text{ см} ,$$

где $A = 147,9 \cdot 1,2 + 25 \cdot 1,8 + 40,2 = 262,68 \text{ см}^2$.

- момент инерции, радиус инерции и момент сопротивления сечения относительно оси X.

$$I_x = I_f + I_w + I_{fb} ,$$

где I_f, I_w, I_{fb} - соответственно моменты инерции полки, стенки, двутавра относительно центра тяжести сечения.

$$I_x = \frac{25 \cdot 1,8^3}{12} + 25 \cdot 1,8 \cdot 74,29^2 + \frac{1,2 \cdot 147,9^3}{12} + 147,9 \cdot 1,2 \cdot 1,32^2 + 41,5 + 40,2 \cdot 75,71^2 = 802647 \text{ см}^4 .$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{802647}{262,68}} = 55,28 \text{ см} .$$

$$W_x = \frac{2 \cdot I_x}{h} = \frac{2 \cdot 802647}{150} = 10701,96 \text{ см}^3 .$$

- момент инерции, радиус инерции и момент сопротивления сечения относительно оси Y.

$$I_y = I_f + I_\omega + I_{fb},$$

где I_f, I_ω, I_{fb} - соответственно моменты инерции полки, стенки, двутавра относительно центра тяжести сечения.

$$I_y = \frac{1,8 \cdot 25^3}{12} + \frac{147,9 \cdot 1,2^3}{12} + 5010 = 7375 \text{ см}^4.$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{7375}{262,68}} = 5,3 \text{ см}.$$

Гибкость нижней части колонны в плоскости и из плоскости рамы составит:

$$\lambda_x = \frac{l_{x1}}{i_x} = \frac{1960}{55,28} = 35,46 < 120,$$

$$\lambda_y = \frac{l_{y1}}{i_y} = \frac{520}{5,3} = 98,11 < 120,$$

Проверяем устойчивость колонны в плоскости действия момента. Для этого предварительно вычисляем:

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 35,46 \cdot \sqrt{\frac{245}{206000}} = 1,22,$$

$$m_{ef} = \eta \cdot m,$$

где η и η_5 по табл. Д2 СНиП 16.13330.2011.

$$\eta = \eta_5 \cdot \left[1 - 0,3 \cdot (5 - m) \cdot \frac{a_1}{h} \right],$$

$$m = \frac{e}{\rho} = \frac{M \cdot A}{N \cdot W_x} = \frac{49686 \cdot 262,68}{1675,53 \cdot 10701,96} = 0,728$$

$$a_1 = \frac{125}{2} = 62,5 \text{ мм} - \text{половина полки двутавра №27},$$

$$\eta_5 = (1,9 - 0,1 \cdot m) - 0,02 \cdot (6 - m) \cdot \bar{\lambda}_x,$$

$$\eta_5 = (1,9 - 0,1 \cdot 0,728) - 0,02 \cdot (6 - 0,728) \cdot 1,22 = 1,699,$$

$$\eta = 1,699 \cdot \left[1 - 0,3 \cdot (5 - 0,728) \cdot \frac{6,25}{150} \right] = 1,608,$$

$$m_{ef} = 1,608 \cdot 0,728 = 0,171.$$

По таблице находим коэффициент $\varphi_e = 0,869$.

Уточняем вертикальное усилие N с учётом добавления собственного веса колонны G по формуле:

$$G = \frac{100 \cdot N \cdot H}{\varphi_e \cdot R_y} = \frac{100 \cdot 1675,53 \cdot 14,1}{0,869 \cdot 24,5 \cdot 10^4} = 11,1 \text{ кН},$$

$$N = 1675,53 + 11,1 = 1686,63 \text{ кН}.$$

Напряжения в нижней части колонны определяем по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e \cdot A} < R_y \cdot \gamma_c.$$

$$\sigma = \frac{1686,63}{0,869 \cdot 262,68} = 7,33 \text{ кН/см}^2 = 73,3 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 245 \text{ МПа}.$$

Проверяем устойчивость нижней части колонны из плоскости рамы. Предварительно вычисляем коэффициент c :

$$c = \frac{\beta}{(1 + \alpha \cdot m_x)},$$

где $\beta = \sqrt{\frac{\varphi_c}{\varphi_y}}$, т. к. $\lambda_y = 98,11 > \lambda_e = 3,14 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{245}} = 91,05$.

При $\lambda_y = 98,11$ коэффициент $\varphi_y = 0,555$.

$$\beta = \sqrt{\frac{\varphi_c}{\varphi_y}} = \sqrt{\frac{0,869}{0,555}} = 1,57$$

$$\alpha = 0,7.$$

$$c = \frac{1,57}{(1 + 0,7 \cdot 0,171)} = 1,402.$$

Проверяем устойчивость стержня колонны из плоскости действия момента по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{c \cdot \varphi_y \cdot A} < R_y \cdot \gamma_c,$$

При $\lambda_y = 98,11$ коэффициент $\varphi_y = 0,555$.

$$\sigma = \frac{1686,63}{1,402 \cdot 0,555 \cdot 262,68} = 8,25 \text{ кН/см}^2 \approx 82,5 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 245 \text{ МПа}.$$

Местная устойчивость полок нижней части колонны обеспечена, так как соблюдается условие:

$$\frac{b_{ef}}{t} = \frac{0,5 \cdot (25 - 1,2)}{1,8} = 6,6 < (0,36 + 0,1 \cdot \lambda) \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 20,3.$$

Для проверки местной устойчивости стенки предварительно вычисляем:

$$\alpha = \frac{\sigma - \sigma_1}{\sigma},$$

$$\text{где } \sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{I_x} \cdot y_c = \frac{1686,63}{262,68} + \frac{49686}{802647} \cdot \frac{147,9}{2} = 11,002 \text{ кН/см}^2.$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{M}{I_x} \cdot y_c = \frac{1686,63}{262,68} - \frac{49686}{802647} \cdot \frac{147,9}{2} = 1,847 \text{ кН/см}^2.$$

$$\alpha = \frac{11,002 - 1,847}{11,002} = 0,83.$$

$$\tau = \frac{Q}{h_w \cdot t_w} = \frac{8,13}{147,9 \cdot 1,2} = 0,046 \text{ кН/см}^2.$$

$$\left(\frac{h_{ef}}{t} \right)_{\max} \leq 3,8 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}},$$

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{147,9}{1,2} = 123,25 < 3,8 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 117,6 - \text{условие не выполняется.}$$

Так как при толщине стенки $t_w = 1,2$ все проверки сходятся, и несущая способность обеспечена, то при толщине стенки $t_w = 1,5$ несущая способность также будет обеспечена, и будет так же обеспечена местная устойчивость.

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{147,9}{1,5} = 98,6 < 3,8 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 117,6 - \text{условие выполняется.}$$

5.4. Расчёт соединения верхней части колонны с нижней

Стык наружных полок проектируем сваркой встык прямым швом, а внутренней полки – накладкой. Определяем усилия в полках верхней части колонны при расчётных значениях в сечении 2 – 2:

$$M_1 = -71,71 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad M_2 = 94,07 \text{ кН} \cdot \text{м}; \\ N_1 = -583,41 \text{ кН}; \quad N_2 = -570,91 \text{ кН};$$

Усилие в наружной полке:

$$F_{os} = \frac{N_1}{2} + \frac{M_1}{h_b} = \frac{583,41}{2} + \frac{71,71}{0,4} = 471 \text{ кН}.$$

Проверяем напряжения в стыковом шве.

$$\sigma = \frac{F_{os}}{t_f \cdot b} < R_{ay} = R_y,$$

$$\sigma = \frac{471}{1,8 \cdot 25} = 10,47 \text{ кН/см}^2 < R_{ay} = R_y = 24,5 \text{ кН/см}^2.$$

Усилие во внутренней полке:

$$F_{1s} = \frac{N_2}{2} + \frac{M_2}{h_b} = \frac{570,91}{2} + \frac{97,07}{0,4} = 528,14 \text{ кН}.$$

Длина шва нахлестки накладки l_ω составляет (при расчете по металлу шва):

$$l_\omega = \frac{F_{1s}}{2 \cdot (\beta_f \cdot k_f) \cdot R_{of} \cdot \gamma_{of} \cdot \gamma_c},$$

где $R_{of} = 18 \text{ кН/см}^2$, $\gamma_{of} = 1$, $k_f = 12 \text{ мм}$.

$$l_\omega = \frac{471}{2 \cdot 0,7 \cdot 1,2 \cdot 18} = 15,58 \text{ см}.$$

Принимаем $k_f = 10 \text{ мм}$, толщину накладки $t_f = 18 \text{ мм}$ (из условия равнопрочности с полкой) и длину нахлестки $l_p = 400 \text{ мм}$. Длину заделки накладки на стенке нижней части колонны назначаем 600 мм с приваркой швами высотой $k_f = 10 \text{ мм}$.

6. Расчёт базы сплошной колонны

Расчетные усилия принимаем по сечению 4-4 при неблагоприятном сочетании нагрузок № 10 с максимальным изгибающим моментом (см табл. 7).

Расчётные усилия равны:

$$M = -496,89 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$N = -1675,53 \text{ кН}.$$

По конструктивным соображениям определяем ширину опорной плиты:

$$B = b_f + 2 \cdot t_{cp} + 2 \cdot c,$$

где b_f - ширина полки колонны, равная 25 см.

t_{cp} - толщина траверсы, принимаемая равной 10 мм.

c - вылет консоли плиты, равный 40 мм.

$$B = 25 + 2 \cdot 1 + 2 \cdot 4 = 35 \text{ см}.$$

Принимаем в соответствии с ГОСТ 82 – 70* $B = 36 \text{ см}$.

Определяем длину опорной плиты по формуле:

$$L = \frac{N}{2 \cdot B \cdot R_b^l} + \sqrt{\left(\frac{N}{2 \cdot B \cdot R_b^l}\right)^2 + \frac{6 \cdot M}{B \cdot R_b^l}},$$

где $R_b^l = \varphi_b R_b = 1,1 \cdot 7,5 = 8,2 \text{ МПа} = 0,82 \text{ кН/см}^2$ - расчётное сопротивление бетона фундамента.

$$L = \frac{1675,53}{2 \cdot 36 \cdot 0,82} + \sqrt{\left(\frac{1675,53}{2 \cdot 36 \cdot 0,82}\right)^2 + \frac{6 \cdot 49689}{36 \cdot 0,82}} = 132,7 \text{ см}.$$

Принимаем $L = 140 \text{ см}$

Вычисляем крайевые напряжения в бетоне:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B \cdot L} + \frac{6 \cdot M}{B \cdot L^2},$$

$$\sigma_{\max} = \frac{1675,53}{36 \cdot 140} + \frac{6 \cdot 49689}{36 \cdot 140^2} = 0,75 \text{ кН/см}^2 = 7,5 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B \cdot L} - \frac{6 \cdot M}{B \cdot L^2},$$

$$\sigma_{\min} = \frac{149,8}{36 \cdot 160} - \frac{6 \cdot 108440}{36 \cdot 160^2} = -0,09 \text{ кН/см}^2 \approx -0,9 \text{ МПа}.$$

Назначаем размеры фундамента 500×1700мм и уточняем коэффициент φ_b :

$$\varphi_b = \sqrt[3]{\frac{A_\phi}{A_{pt}}} = \sqrt[3]{\frac{50 \cdot 170}{36 \cdot 140}} = 1,18.$$

В нашем случае $R_b^I = 1,18 \cdot 7,5 = 8,85 \text{ МПа} > \sigma_{\max} = 7,5 \text{ МПа}$.

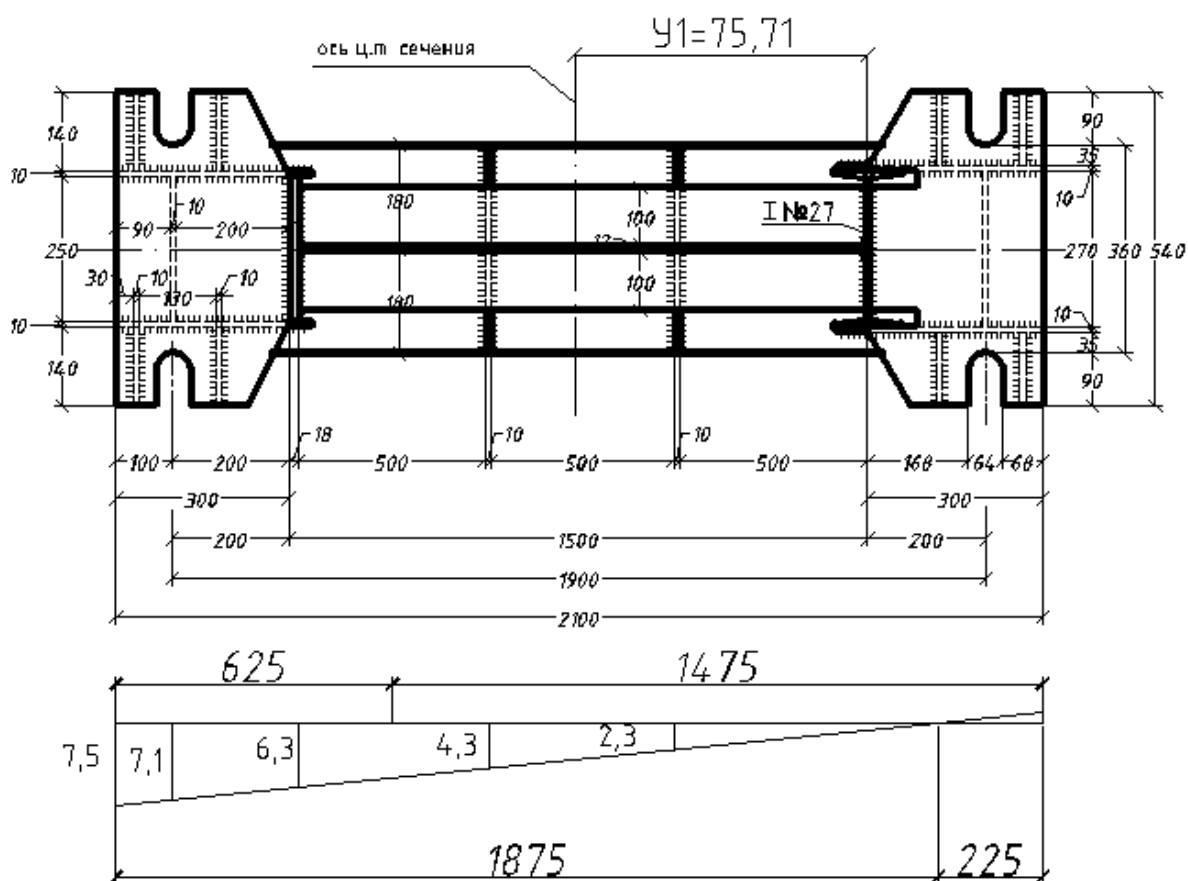


Рисунок 22. База сплошной колонны.

Промежуточные значения напряжений σ_2 , σ_3 , σ_4 и σ_5 (с эпюры) равны:

$$\sigma_2 = 7,1 \text{ МПа} = 0,71 \text{ кН/см}^2,$$

$$\sigma_3 = 6,3 \text{ МПа} = 0,63 \text{ кН/см}^2,$$

$$\sigma_4 = 4,3 \text{ МПа} = 0,43 \text{ кН/см}^2,$$

$$\sigma_5 = 2,3 \text{ МПа} = 0,23 \text{ кН/см}^2$$

Изгибающие моменты в расчётных участках опорной плиты будут следующими.

Участок 1. Плита на этом участке работает на изгиб как консольный элемент,

так как отношение сторон $\frac{b}{a_1} = \frac{250}{90} = 2,78 > 2$. Изгибающий момент:

$$M_1 = \frac{\sigma_{\max} \cdot a_1^2}{2} = \frac{0,75 \cdot 9^2}{2} = 30,375 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Участок 2. Плита опирается на две стороны. Отношение сторон $\frac{b}{a_2} = \frac{250}{200} = 1,25$.

Изгибающий момент, как в свободно опёртой балке будет:

$$M_2 = \frac{\sigma_2 \cdot a_2^2}{8} = \frac{0,71 \cdot 20^2}{8} = 35,5 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Участок 3. Плита опирается на три стороны. Отношение сторон $\frac{a_3}{b_3} = \frac{174}{500} = 0,348$,

коэффициент $\alpha_3 = 0,125$. Изгибающий момент будет:

$$M_3 = \alpha_3 \cdot \sigma_3 \cdot a_3^2 = 0,125 \cdot 0,63 \cdot 17,4^2 = 23,84 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Толщину опорной плиты определяют по наибольшему моменту $M_2 = 35,5 \text{ кН} \cdot \text{см}$.

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_2}{R_y}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 35,5}{24,5}} = 2,95 \text{ см} \approx 30 \text{ мм}.$$

6.1. Расчет высоты траверсы

Предварительно назначаем высоту траверсы $h_{cp} = 450 \text{ мм}$, а толщину $t_{cp} = 10 \text{ мм}$, толщина сварных швов $k_f = t_{cp} = 10 \text{ мм}$. Проверяем соблюдение условия прочности швов:

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_{\omega}^2 + \tau_{\omega}^2} \leq R_{of} \cdot \gamma_{of} \cdot \gamma_c.$$

Последовательно определяем:

- нормальное напряжение в швах

$$\sigma_{\omega} = \frac{M_{cp}}{W_{\omega}},$$

$$\text{где } M_{cp} = \frac{\sigma_{\max} \cdot B_1 \cdot l_{cp}^2}{2} = \frac{0,75 \cdot 18 \cdot 30^2}{2} = 6075 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

$$W_{\omega} = \frac{2 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot (h_{cp} - 1)^2}{6} = \frac{2 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot (45 - 1)^2}{6} = 452 \text{ см}^3.$$

$$\sigma_{\omega} = \frac{6075}{452} = 13,44 \text{ кН} / \text{см}^2 = 134,4 \text{ МПа}.$$

- касательные напряжения в швах

$$\tau_{\omega} = \frac{Q_{cp}}{A_{\omega}},$$

где $Q_{cp} = \sigma_{\max} \cdot B_1 \cdot l_{cp} = 0,75 \cdot 18 \cdot 30 = 405 \text{ кН}$,

$$A_{\omega} = 2 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot (h_{cp} - 1) = 2 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot (45 - 1) = 61,6 \text{ см}^2.$$

$$\tau_{\omega} = \frac{405}{61,6} = 6,57 \text{ кН/см}^2 = 65,7 \text{ МПа}.$$

Приведённое напряжение в швах:

$$\sigma_{red} = \sqrt{13,44^2 + 6,57^2} = 14,96 \text{ кН/см}^2 = 149,6 \text{ МПа} \leq R_{of} \cdot \gamma_{of} \cdot \gamma_c = 180 \text{ МПа}.$$

Проверяем прочность траверсы, работающей на изгиб, по формуле:

$$\sigma = \frac{M_{cp}}{W_{cp}} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

$$\text{где } W_{cp} = \frac{t_{cp} \cdot h_{cp}^2}{6} = \frac{1 \cdot 45^2}{6} = 337,5 \text{ см}^3.$$

$$\sigma = \frac{6075}{337,5} = 18 \text{ кН/см}^2 = 180 \text{ МПа} \leq R_y \cdot \gamma_c = 215 \text{ МПа}.$$

6.2. Расчет анкерных болтов

Расчётные усилия при максимальном отрывающем моменте и соответствующей ему минимальной продольной силе в сечении 4 – 4 равны:

$$M = -496,86 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$N = -149,8 \text{ кН}.$$

Усилие в анкерных болтах:

$$F = \frac{(M - N \cdot a)}{y} = \frac{49686 - 149,8 \cdot 75,71}{147,5} = 259,96 \text{ кН}.$$

Площадь поверхности сечения нетто одного анкерного болта:

$$A_n = \frac{F}{n \cdot R_{ba}} = \frac{259,96}{2 \cdot 14,5} = 8,96 \text{ см}^2.$$

Принимаем анкерные болты диаметром 42 мм, $A_n = 10,34 \text{ см}^2$ с опорной шайбой.

Длина заделки болта в бетоне не менее 1300 мм.

6.3. Расчёт плитки под анкерные болты.

Плитка работает на изгиб, как свободно лежащая на рёбрах траверсы балка, нагруженная сосредоточенной силой от анкерного болта $N = 259,96 / 2 = 129,98 \text{ кН}$.

Принимаем просвет между рёбрами равным $b_0 = 130 \text{ мм}$, тогда:

– изгибающий момент

$$M = \frac{N \cdot b_0}{4} = \frac{129,98 \cdot 13}{4} = 422,44 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

– требуемый момент сопротивления

$$W_d = \frac{M}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{422,44}{20,5 \cdot 1} = 20,61 \text{ см}^3$$

Назначаем сечение анкерной плитки размером 140×80 мм с отверстием для болта 45 мм. Момент сопротивления нетто плитки:

$$W_n = \frac{b \cdot t^2}{6} = \frac{(14 - 7,5) \cdot 8^2}{6} = 69 \text{ см}^3 > W_d = 20,61 \text{ см}^3.$$

Напряжение в плитке по ослабленному сечению составляет:

$$\sigma = \frac{M}{W_n} = \frac{422,44}{69} = 6,1 \text{ кН} / \text{см}^2 = 61 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 205 \text{ МПа}.$$

7. Список литературы:

1. Металлические конструкции /Ю.И. Кудишин, Е.И. Беленя, В.С. Игнатьева и др./ под ред. Ю.И. Кудишина – «Академия» 2007г.
2. СНиП 16.13330. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП-23-81* Москва.
3. Курс лекций
4. Методические указания по курсовому и дипломному проектированию металлических конструкций /Клепиков Л.В., Уваров Б.Ю./ М.: 1988
5. Методические указания по курсовому и дипломному проектированию металлических конструкций «Примеры расчетов узлов» /Клепиков Л.В., Уваров Б.Ю./ М.: 1988
6. Нормативные справочные материалы по курсовому и дипломному проектированию металлических конструкций /доц. канд. техн. наук Вершинин В.П., профессор канд. техн. наук Соболев Ю.В./, М.: 2005.
7. Металлические конструкции. / Н.С. Москалев, Я.А. Пронозин. Учебник / М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2008.-344с.