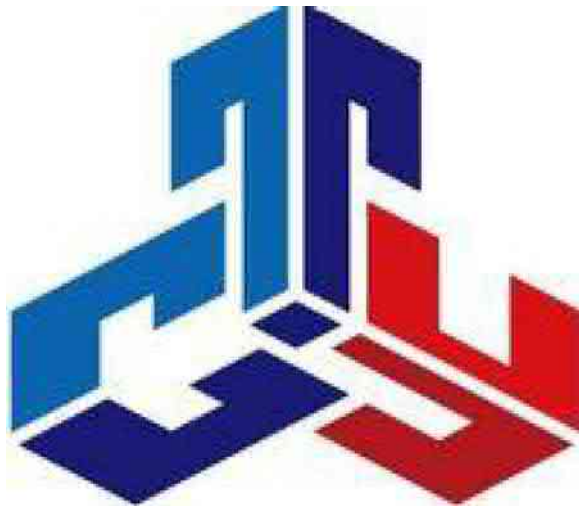


СОВРЕМЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ



**Металлические конструкции,
включая сварку**

Пример выполнения
курсового проекта

Рязань 2021

УДК 624.014
ББК 38.54 К
622

Металлические конструкции, включая сварку. Пример
выполнения курсового проекта: Учеб. пособие.
/ сост. Паршков А.В., Фроловский М.Ю, Фролова Г.В.

Совр. техн. универ-т. – Рязань, 2021. – 84 с.

Электронное издание

В учебном пособии приведен пример выполнения
курсового проекта по дисциплине "Металлические
конструкции, включая сварку"

Рецензент: к.т.н., доцент В.Г. Иевенко

*Издается по решению Ученого Совета
Современного технического университета*

УДК 624.014
ББК 38.54 К
622

© А.В.Паршков, М.Ю. Фроловский, Г.В. Фролова
© Современный технический университет, 2021

**НЕГОСУДАРСТВЕННОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ПРОФЕССИОНАЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ**

**Современный технический институт
Кафедра промышленного и гражданского строительства**

РАСЧЕТНО-ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА

к курсовому проекту

по дисциплине

«Металлические конструкции, включая сварку»

тема: «РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЬНОГО КАРКАСА
ОДНОЭТАЖНОГО ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ»

Выполнил: студент

гр...

Руководитель: доцент Фролова Г.В.

Рязань 2021

СОДЕРЖАНИЕ

Введение.....
1. Компоновка каркаса здания
2 Расчет подкрановой балки.....
2.1 Определение расчетных усилий.....
2.2 Подбор сечения подкрановой балки.....
2.3 Определение размеров поясных листов.....
3 Расчет поперечной рамы.....
3.1 Выбор расчетной схемы.....
3.2 Сбор нагрузок на поперечную раму
4. Статический расчет поперечной рамы
4.1 Расчет на постоянную нагрузку.....
4.2 Расчет на снеговую нагрузку.....
4.3 Расчет на нагрузку от мостовых кранов.....
4.4 Расчет на горизонтальную нагрузку.....
4.5 Расчет на ветровую нагрузку.....
5. Сочетания усилий.....
5.1 Определение комбинаций усилий в сечениях стойки рамы.....
5.2 Разбор комбинаций усилий по сечениям.....
6. Расчет ступенчатой колонны.....
6.1 Исходные данные.....
6.2 Определение расчетных длин колонны.....
6.3 Подбор сечения верхней части колонны.....
6.4 Подбор сечения нижней части колонны.....
6.5 Расчет и конструирование узла сопряжения верхней и нижней частей колонны.....
6.6 Расчет и конструирование базы колонны.....
6.7 Расчет анкерных болтов.....

НОУ ВПО СОВРЕМЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ ИНСТИТУТ
Кафедра промышленного и гражданского строительства

ЗАДАНИЕ №

На курсовой проект по дисциплине:
«Металлические конструкции, включая сварку»

Студенту курса 4 группы.....

Тема курсового проекта:

«Расчет и проектирование стального каркаса одноэтажного промышленного здания»

Исходные данные к проекту:

- | | |
|---|--|
| 1. Пролет здания, <u>36м</u> | 2. Длина здания, <u>96м</u> |
| 3. Шаг поперечных рам, <u>12м</u> | 4. Тип кровли - <u>утепленная</u> |
| 5. Район строительства <u>г. Пермь</u> | 7. Режим работы крана- <u>средний</u> |
| 6. Грузоподъемность крана, <u>100 т</u> | 9. Класс бетона фундамента- <u>B15</u> |
| 8. Высота до головки рельса, <u>22</u> | |
| 10. Здание утепленное – <u>минеральная вата</u> | |

Состав проекта

Курсовой проект состоит из расчетно-пояснительной записки и графической части в объеме одного листа формата А1, выполненных в соответствии с требованиями ЕСКД и СПДС.

Содержание расчетно-пояснительной записки:

Введение

1. Компоновка каркаса здания
2. Расчет и конструирование подкрановой балки
3. Статический расчет поперечной рамы
4. Расчет и конструирование колонны
5. Расчет элементов фермы

Заключение

Список использованной литературы

В расчетно-пояснительной записке должны быть представлены расчетные схемы, схемы конструктивных элементов и т.п. отражающие методику расчета и основные результаты.

Перечень графического материала:

- на листе А1 вычерчивается разрез каркаса здания, схема расположения связей в здании, разрезы, узлы; металлическая колонна, узлы, сечения.

Задание выдал _____

Срок сдачи

ВВЕДЕНИЕ

В стальном каркасе одноэтажного промышленного здания однопролетные рамы – основные несущие конструкции. Рамы состоят из колонн и сквозных ригелей (ферм). Колонны ступенчатые, жестко заземленные в фундаменте. Ригель и колонна соединены жестко. Рамы соединяются системой связей, обеспечивающих жесткость, устойчивость и неизменяемость каркаса. Уклон ферм 1.5 % , что обеспечивает наружный отвод воды. Освещение осуществляется с помощью светоаэрационных фонарей.

1. КОМПОНОВКА КАРКАСА ЗДАНИЯ

Каркас промышленного здания представляет собой систему несущих конструкций, предназначенных для восприятия нагрузок от ограждения, воздействия силы ветра и крана.

При компоновке каркаса основными задачами являются: размещение колонн и стен в плане, выбор системы покрытия и ограждающих конструкций, определение размеров рамы, фермы, колонн и фонарей, компоновка подкрановых путей и систем связей.

Проектирование каркаса здания начинается с компоновки конструктивной схемы. На конструктивной схеме показывают размещение колонн и стен в плане, размеры поперечной рамы, размеры ферм и фонарей.

Расстановка колонн в плане

Размещение колонн в плане определяется пролетом и шагом поперечных рам (шагом колонн). Согласно требованиям унификации размеры пролетов назначаются с укрупнительным модулем 6 м. L - 18,24,30,36, и более метров. Расстояние между колоннами в продольном направлении также принимают кратным 6м. У торцов зданий колонны обычно смещаются с модульной сетки на 500мм. для возможности использования типовых ограждающих панелей с номинальной длиной 6 или 12 м. Схема расстановки колонн в плане и привязка их к разбивочным осям представлена на рисунке 1.1.

По заданию: $L = 96\text{м}$; $l = 36\text{м}$; $B = 12\text{м}$;

Количество колонн: $L : B = (96 : 12) + 1 = 9$ штук

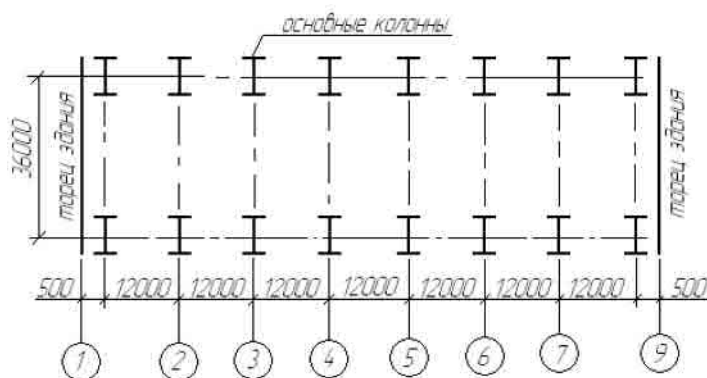


Рисунок 1.1

В курсовом проекте принята ступенчатая колонна. Верхняя часть колонны – сплошная, нижняя – сквозная. Сплошная колонна – сварной двутавр из трех листов, сквозная состоит из швеллера, сваренного из трех листов и широкополочного двутавра по сортаменту (рисунок 1.2).

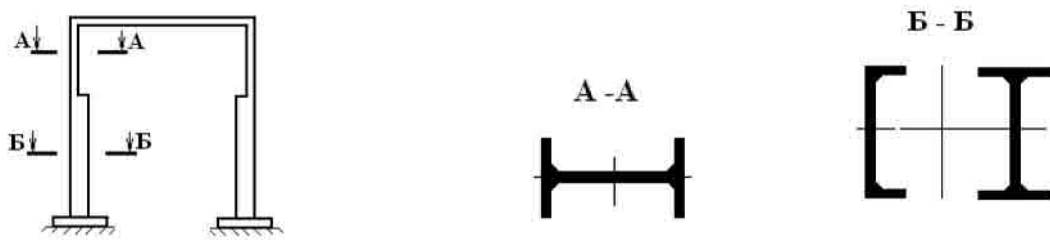


Рисунок 1.2

Выбор типа фонаря

Размеры фонаря выбирают в зависимости от пролета рамы. Для пролета 18 и 24 метра, ширина фонаря 6 метров, для пролетов 30, 36 – 12 метров. Для фонаря 6 м принимают одну ленту остекления высотой 1250 мм, для фонаря шириной 12 м – две ленты остекления высотой по 1250 мм, суммарно 2500 мм. Карниз фонаря должен быть таким, чтобы суммарная высота борта и карниза фонаря была 900-1000 мм. Высоту фонаря определяем для фонарей шириной 6 м:

$$H_{\text{фон}} = 1250 + 1000 = 2250 \text{ мм}$$

Для фонарей шириной 12 м:

$$H_{\text{фон}} = 2 * 1250 + 1000 = 3500 \text{ мм}$$

Геометрическая схема фермы

В качестве сквозных ригелей для одноэтажных производственных зданий применяются стропильные фермы трапециидального очертания с уклоном кровли 1,5%. Размер высоты фермы при длине пролета 18...24м принимается 2250мм, при длине пролета 30...36м принимается 3150мм.

Компоновка поперечной рамы

Компоновку поперечной рамы начинают с установления габаритных основных размеров элементов конструкций в плоскости рамы. Размеры по вертикали привязывают к отметке уровня пола, принимая ее нулевой. Размеры по горизонтали привязывают к продольным осям здания. Вертикальные габариты здания зависят от технологических условий производства и определяются расстояниями от уровня пола до головки кранового рельса H_1 и от головки кранового рельса до низа несущих конструкций покрытия H_2 . В сумме эти размеры составляют полезную высоту цеха H_0 :

$$H_0 = H_2 + H_1, \quad (1.1)$$

где H_1 берем из задания на курсовой проект, H_2 определяется по формуле $H_2 = (H_k + 100) + f$, где H_k - расстояние от головки рельса до верхней точки тележки крана, принимают по таблице 1.1, в зависимости от грузоподъемности крана и длины пролета L .

Таблица 1.1 - Справочные данные для крана грузоподъемностью 100т

Q, т	Пролет l, м	Размеры, мм				Максим. давл. кол., кН		Вес крана с тележкой, кН	Вес тележки Gт, кН	Тип рельса	Высота рельса, мм	Высота подкрановой балки hб	
		Hк	B ₁	B ₂	K	F _{к1} ^н	F _{к2} ^н					B=6 м	B=12 м
100	36	4000	400	9350	4600	469	489	1401	363	КР-120	170	1000	1600

$H_k=4000$ мм; f - размер, учитывающий прогиб, принимается от 200 до 400 мм; 100 мм – зазор. Принимаем $f=400$ мм, тогда $H_2=(4000+100)+400=4500$ мм. Но H_2 должно быть кратно 200 мм. Изменяем значение f , принимаем $f=300$ мм, тогда $H_2=4000+100+300=4400$ мм.

Полезная высота цеха H_0 определяется $H_0=H_2+H_1$, $H_1=22$ м (по заданию на КП).

$H_0=4400+22000=26400$ мм.

При высоте $H_0 > 10.8$ м H_0 должно быть кратно 1800 мм из условия соизмеряемости со стандартными ограждающими конструкциями.

Увеличиваем значение H_0 до 27000 мм кратно 1800 мм. Значение H_1 изменится до 22600 мм.

$H_0=4400+22600=27000$ мм.

Устанавливаем высоту верхней части колонны (H_B):

$$H_B=h_6+h_p+H_2, \quad (1.2)$$

где h_6 – высота подкрановой балки, определяется по таблице 1.1

$h_6=1600$ мм при $B=12$ м.

h_p – высота кранового рельса принимается по таблице 1.1 или 200 мм.

$h_p=200$ мм

$H_2=4400$ мм – определялось ранее.

$H_B=1600+200+4400=6200$ мм (1.2)

Определяем высоту нижней части колонны.

$H_n=H_0-H_B+(600-1000)$ мм

$H_n=27000-6200+800=21600$ мм.

Общая высота колонны:

$H=H_B+H_n=6200+21600=27800$ мм.

Определяем горизонтальные габариты здания. Привязка наружной грани к разбивочной оси (а):

при $Q=100$ т $a=500$ мм

$Q=80-30$ т $a=250$ мм

$Q=30$ т $a=0$

Ширину верхней части колонны принимаем 700 мм= $500+200$ (мм), так как при $Q=100$ т $a=500$ мм, 200- высота привязки фермы к разбивочной оси (для ферм с элементами из парных уголков).

$h_e \geq \frac{1}{12} \cdot H_e$ - должно выполняться условие.

$700 \geq \frac{1}{12} \cdot 6200$

$700 \geq 517$ (мм) – условие выполняется.

Принимаем $h_b = 700$ мм. Если условие не выполняется, то увеличиваем значение a .

Определяем ширину нижней части колонны (h_n).

$h_n = L_1 + a$, где L_1 – расстояние от оси подкрановой балки до оси колонны должно быть не менее (мм):

$$L_1 \geq B_1 + (h_e - a) + 75 \text{ мм}, \quad \text{где} \quad (1.3)$$

B_1 – размер части кранового моста, выступающей за ось рельса, принимают по приложению 1. $B_1=400$ мм.

75 – зазор между краном и колонной.

$L_1 \geq 400 + (700 - 500) + 75$

$L_1 \geq 675$ мм

L_1 должно быть кратно 250 мм (так как пролеты кранов имеют модуль 500 мм).

Принимаем $L=1000$ мм, $h_n = 1000 + 500 = 1500$ мм.

Должно условие выполняться :

$$h_n \geq \frac{1}{20} \cdot H \quad (1.4)$$

$$1500 \geq \frac{1}{20} \cdot 27.8$$

1500 ≥ 1390 - условие выполняется.

Если это условие не выполняется, то увеличиваем L_1 .

Схема рамы с размерами (рисунок 1.3).

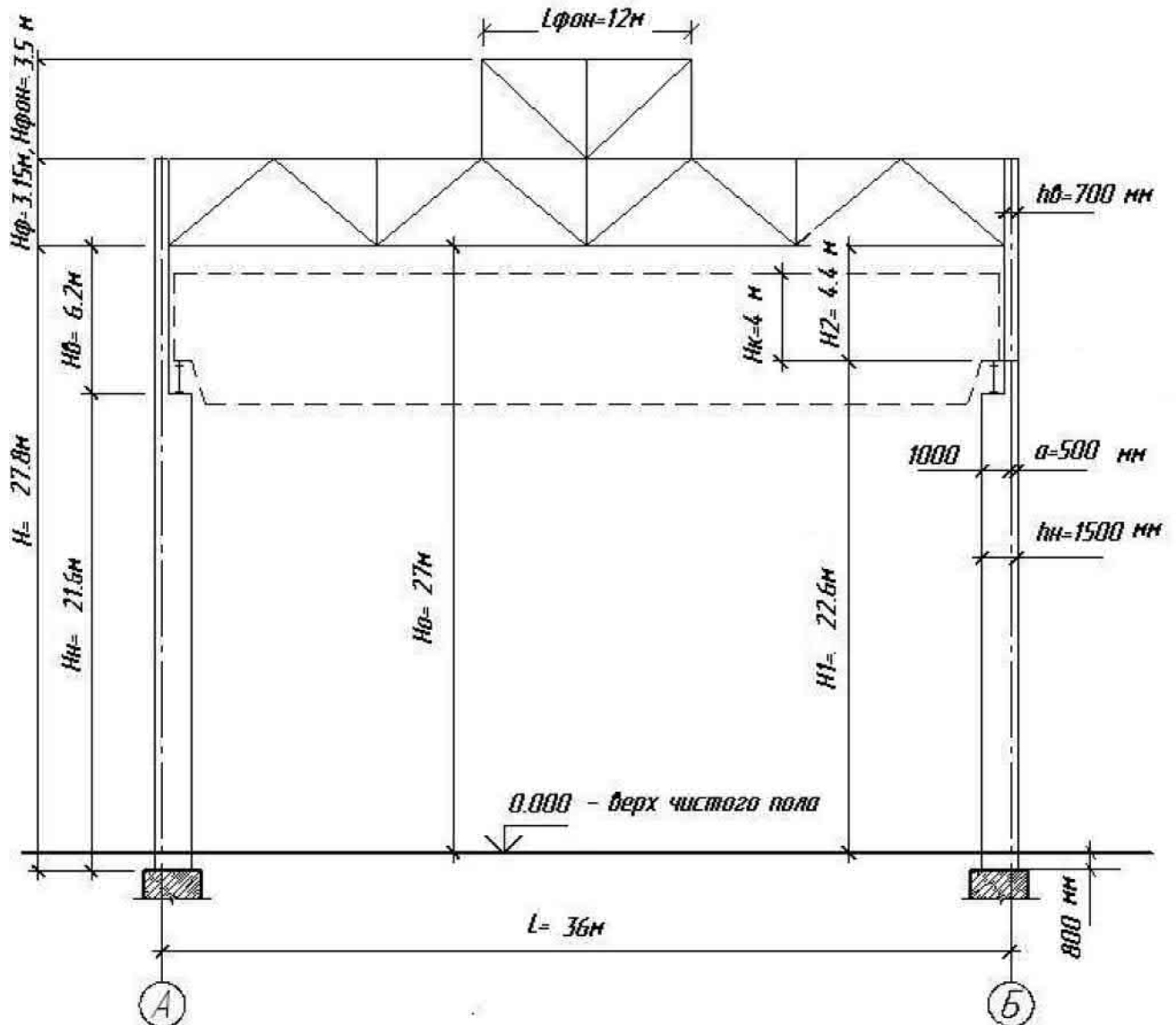


Рисунок 1.3 - Схема поперечной рамы

Наибольшие вертикальные усилия на колесе F_k^n принимаем по таблице 1 ($F_k^n = 489$ МПа). Поперечное горизонтальное усилие на колесе определяется по формуле для кранов тяжелого режима работы $T_k^n = 0,1 * F_k^n$;

для среднего и легкого режимов работы

$$T_k^n = 0,05 (9,8 Q + G_T) / n_o, \quad (1.5)$$

где Q-номинальная грузоподъемность крана, Q=100т;

G_T -вес тележки, кН, $G_T=363$ кН;

n_o - число колес одного крана. $n_o=4$

$$T_k^n = 0,05 (9,8 * 100 + 363) / 4 = 16,8 \text{ кН.}$$

Определяем расчетное усилие на колесе крана с учетом коэффициента надежности $\gamma_n=0,95$:

$$F_k = \gamma_n * n * n_c * k_1 * F_k^n \quad (1.6)$$

где n- коэффициент надежности по нагрузке (коэффициент перегрузки) принимается равным $n= 1,1$ - для крановых нагрузок.

n_c -коэффициент сочетания нагрузок, для тяжелого режима работы 0,95, среднего и легкого режима работы 0,85.

k_1 - коэффициент динамичности , учитывающий ударный характер нагрузки при движении крана по неровностям пути и на стыках рельсов и принимаемый по таблице 1.2 $k_1=1$.

F_k^n - нормативное давление колеса (по таблице 1.1 оно равно 489 МПа).

$$F_k = 0,95 * 1,1 * 0,85 * 1 * 489 = 434,4 \text{ кН. (1.6)}$$

Определяем расчетное поперечное усилие:

$$T_k = \gamma_n * n * n_c * k_2 * T_k^n \quad (1.7)$$

Таблица 1.2 - Таблица коэффициентов динамичности k_1 и k_2 .

Режим работы крана	Шаг колонн, м	k_1	k_2
Легкий, средний	Независимо от шага колонн	1	1
Тяжелый	Шаг колонн ≤ 12 м	1,1	1

$$T_k = 0,95 * 1,1 * 0,85 * 1 * 16,8 = 14,92 \text{ кН}$$

Определяем расчетные значения моментов от вертикальной и горизонтальной нагрузок. Для этого строим линию влияния момента, на которой устанавливаем 2 крана таким образом, чтобы сумма ординат линии влияния ($\sum Y$) была максимальной. Это невыгоднейшее расположение крана.

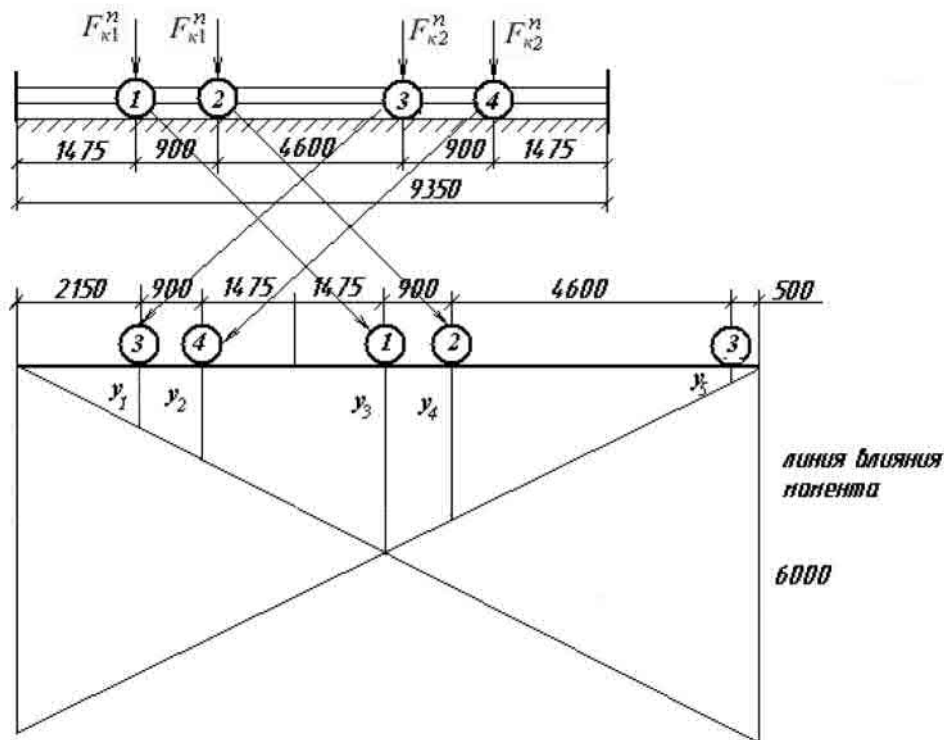


Рисунок 2.2

Из подобия треугольников (рисунок 2.2) находим ординаты линий влияния.

$$\frac{y_3}{6000} = \frac{y_1}{2150} \rightarrow y_1 = \frac{y_3 \cdot 2150}{6000} = \frac{3000 \cdot 2150}{6000} = 1075 \text{ мм} = 1,075 \text{ м};$$

$$\frac{y_3}{6000} = \frac{y_2}{2150 + 900} \rightarrow y_2 = \frac{y_3 \cdot (2150 + 900)}{6000} = \frac{3000 \cdot (2150 + 900)}{6000} = 1525 \text{ мм} = 1,525 \text{ м};$$

$$\frac{y_3}{6000} = \frac{y_4}{(4600 + 500)} \rightarrow y_4 = \frac{y_3 \cdot (4600 + 500)}{6000} = \frac{3000 \cdot 5100}{6000} = 2550 \text{ мм} = 2,55 \text{ м};$$

$$\frac{y_3}{6000} = \frac{y_5}{500} \rightarrow y_5 = \frac{y_3 \cdot 500}{6000} = \frac{3000 \cdot 500}{6000} = 250 \text{ мм} = 0,25 \text{ м};$$

$$\Sigma y = y_1 + y_2 + y_3 + y_4 + y_5 = 1,075 + 1,525 + 2,55 + 0,25 + 3 = 8,4 \text{ м}$$

$$M_x = \alpha \cdot \Sigma F_k \cdot y_i \tag{1.8}$$

где α – коэффициент, учитывающий влияние веса подкрановых конструкций:

для пролетов 6 м $\alpha = 1.03$

пролетов 12 м $\alpha = 1.05$

Расчетные моменты:

$$M_x = 1.05 \cdot 434.4 \cdot 8.4 = 3831.4 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_y = \Sigma T_k \cdot y_i = 14.92 \cdot 8.4 = 125.3 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Расчетные горизонтальные и вертикальные силы определяем используя линию влияния Q. Располагаем два крана невыгоднейшим образом.

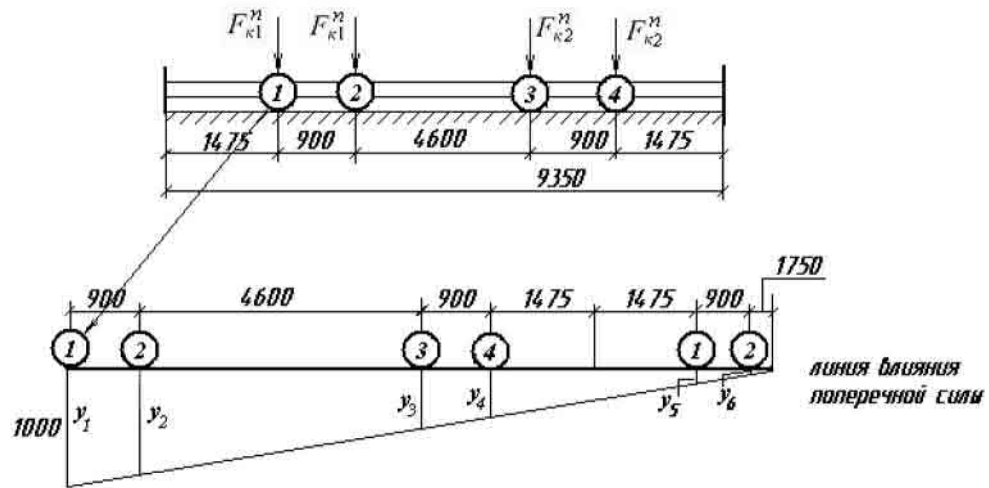


Рисунок 2.3 Линия влияния поперечной силы

Из подобия треугольников (рисунок 2.3) находим ординаты линий влияния.

$$\frac{y_1}{12000} = \frac{y_2}{11100} \rightarrow y_2 = \frac{y_1 \cdot 11100}{12000} = \frac{1000 \cdot 11100}{12000} = 925 \text{ мм} = 0,925 \text{ м};$$

$$\frac{y_1}{12000} = \frac{y_3}{6500} \rightarrow y_3 = \frac{y_1 \cdot 6500}{12000} = \frac{1000 \cdot 6500}{12000} = 541,6 \text{ мм} = 0,54 \text{ м};$$

$$\frac{y_1}{12000} = \frac{y_4}{5600} \rightarrow y_4 = \frac{y_1 \cdot 5600}{12000} = \frac{1000 \cdot 5600}{12000} = 466,7 \text{ мм} = 0,47 \text{ м};$$

$$\frac{y_1}{12000} = \frac{y_5}{2650} \rightarrow y_5 = \frac{y_1 \cdot 2650}{12000} = \frac{1000 \cdot 2650}{12000} = 220,8 \text{ мм} = 0,22 \text{ м};$$

$$\frac{y_1}{12000} = \frac{y_6}{1750} \rightarrow y_6 = \frac{y_1 \cdot 1750}{12000} = \frac{1000 \cdot 1750}{12000} = 145,8 \text{ мм} = 0,15 \text{ м};$$

$$\Sigma y = y_1 + y_2 + y_3 + y_4 + y_5 + y_6 = 1 + 0,925 + 0,54 + 0,47 + 0,22 + 0,15 = 3,305 \text{ м}$$

Расчетные силы:

$$Q_x = \alpha \cdot F_k \cdot \Sigma y = 1,05 \cdot 434,4 \cdot 3,305 = 1507,5 \text{ кН}$$

$$Q_y = T_k \cdot \Sigma y = 14,92 \cdot 3,305 = 49,31 \text{ кН}$$

2.2 Подбор сечения подкрановой балки

Принимаем подкрановую балку симметричного сечения в виде двутавра с тормозной конструкцией в виде листа из рифленой стали $t=6-8$ мм, швеллера № 16-18 при $B=6$ м, № 27-36 при $B=12$ м.

Влияние горизонтальных поперечных нагрузок на напряжение в верхнем поясе, учитывает коэффициент β :

$$\beta = 1 + 2 \cdot \frac{M_y}{M_x} \cdot \frac{h_6}{h_T} \quad (1.9)$$

где h_T – ширина тормозной конструкции. $h_T=1500$ мм.

h_6 – высота балки, предварительно задается $(1/6 \div 1/10) \cdot B = (1/6 \div 1/10) \cdot 12 = 2 \div 1,2$ м

Принимаем $h_6=1,3$ м.

$$\beta = 1 + 2 \cdot \frac{125.3}{3831.4} \cdot \frac{1.3}{1.5} = 1 + 2 \cdot 0.03 = 1.06$$

Определяем $W_{хтр.}$:

Определяем оптимальную высоту балки:

$$h_{opt} = \sqrt[3]{\frac{3}{2} \cdot k_w \cdot W_{mp}} \quad (1.10)$$

Задаем значением

$$k_w = \frac{h_w}{t_w} = 120 \div 100 \quad (1.11)$$

$$h_{opt} = \sqrt[3]{\frac{3}{2} \cdot k_w \cdot W_{xmt}} = \sqrt[3]{\frac{3}{2} \cdot 120 \cdot 16922} = 145 \text{ см}$$

Определяем минимальную высоту балки

$$h_{min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{\gamma_c \cdot R_y \cdot l}{\beta \cdot E} \cdot \left[\frac{l}{f} \right] \cdot \frac{M_n}{M_x} \quad (1.12)$$

$R_y=24 \text{ кН/см}^2, B=12 \text{ м}, \beta=1.03, E=2.06 \cdot 10^4 \text{ кН/см}^2$

$\left[\frac{l}{f} \right]$ - максимальный прогиб подкрановых конструкций, зависящий от режима работы

крана:

для легкого режима $\left[\frac{l}{f} \right] = 400$

для среднего режима $\left[\frac{l}{f} \right] = 500$

для тяжелого режима $\left[\frac{l}{f} \right] = 600$

M_n - момент от загрузки балки одним краном.

$$M_n = \alpha \cdot F_k \cdot \sum y \quad (1.13)$$

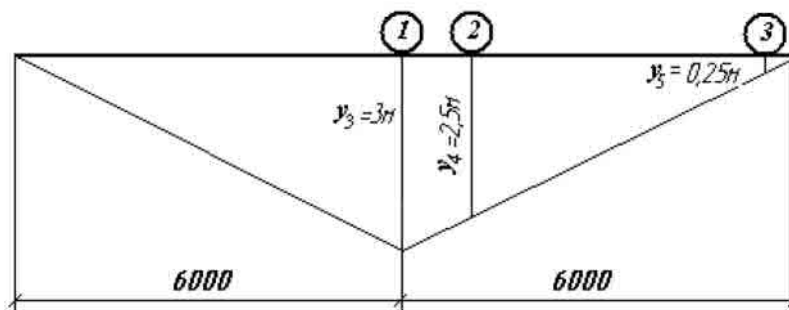


Рисунок 2.4 - Линия влияния М от загрузки одним краном

$$\sum Y = 3 + 2.55 + 0.25 = 5.8$$

$$M_n = \alpha \cdot F_k \cdot \sum y = 0.95 \cdot 434.4 \cdot 5.8 = 2393.54 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{24 \cdot 1200}{1,06 \cdot 2,06 \cdot 10^4} \cdot 500 \cdot \frac{2393,54}{3831,4} = 86 \text{ см}$$

$$h_{\text{опт}} = 145 \text{ см}$$

Принимаем высоту балки $h_0 = 140 \text{ см}$.

Задаемся толщиной полки: $t_f = 20 \text{ мм} = 2 \text{ см}$

$$h_w = h_0 - 2 \cdot t_f = 140 - 2 \cdot 2 = 136 \text{ см}$$

Из условия работы стенки на срез определяем t_w :

$$t_w \geq \frac{1,5 \cdot \gamma_n \cdot Q_x}{h_w \cdot R_s}, \quad (1.14)$$

где $\gamma_n = 0,95$, $Q_x = 1507,5 \text{ кН}$, $h_w = 136 \text{ см}$, $R_s = 14 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление на срез (СНиП II-23-81)

$$t_w \geq \frac{1,5 \cdot 0,95 \cdot 1507,5}{136 \cdot 14} = 1,12 \text{ см}$$

Принимаем $t_w = 1,2 \text{ см}$.

Определяем размеры поясных листов:

$$I_x = \frac{W_{x,mp} \cdot h_0}{2} = \frac{16922 \cdot 140}{2} = 1184540 \text{ см}^4$$

$$I_w = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} = \frac{1,2 \cdot 136^3}{12} = 251545,6 \text{ см}^4$$

$$I_{fmp} = I_{ump} - I_w = 1184540 - 251545,6 = 932994,4 \text{ см}^3$$

$$A_{f,mp} = \frac{I_{fmp}}{2 \cdot \left(h_w + \frac{t_f}{2}\right)^2} = \frac{932994,4}{2 \cdot \left(136 + \frac{2}{2}\right)^2} = 24,9 \text{ см}^2$$

$$b_{f,mp} = \frac{A_{f,mp}}{t_f} = \frac{24,9}{2} = 12,45 \text{ см}$$

$$180 \leq b_f \leq 600 \text{ (мм)}$$

Принимаем b_f с запасом, $b_f = 400 \text{ мм}$ (ГОСТ 82-70).

Проверяем местную устойчивость пояса:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq 0,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} \quad (1.15)$$

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = \frac{b_f - t_w}{2} = \frac{400 - 12}{2} = 194 \text{ мм}$$

$$\frac{19,4}{2} \leq 0,5 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{24}}$$

$9,7 \leq 14,6$ – условие выполняется, если не выполняется, то увеличиваем t_f или уменьшаем b_f .

Полученные размеры двутавра (рисунок 2.5)

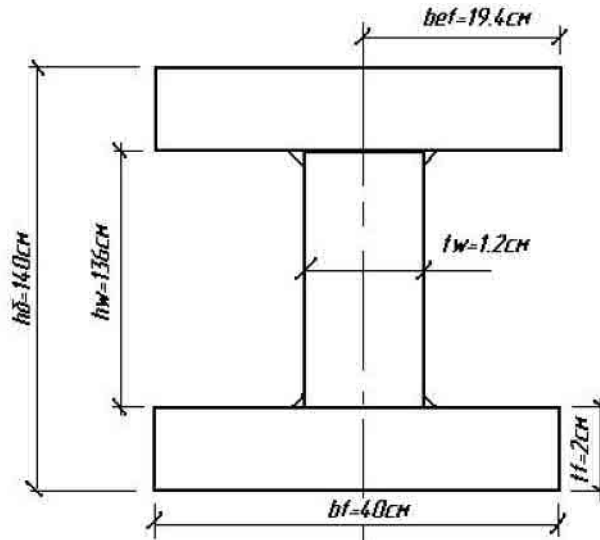


Рисунок 2.5 - Размеры двутавра

2.3 Определение размеров поясных листов

Проверка прочности сечения подкрановой балки по нормальным напряжениям

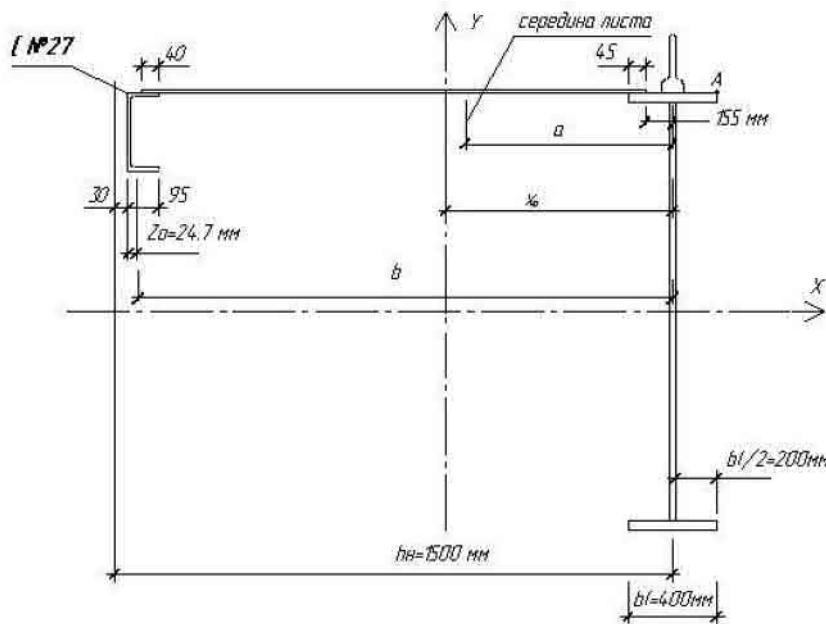


Рисунок 2.6 - Схема подкрановой конструкции

Определяем геометрические характеристики принятого сечения в которое входит швеллер № 27, тормозной лист (лист стальной $t=6$ мм), верхний пояс двутавра.

$$I_x = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot t_f \cdot b_f \cdot \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2} \right)^2 \quad (1.16)$$

$$I_x = \frac{12 \cdot 136^3}{12} + 2 \cdot 40 \cdot 2 \cdot \left(\frac{136}{2} + \frac{2}{2} \right)^2 = 1013305.6 \text{ см}^4$$

$$W_{x,A} = \frac{I_x}{h/2} \quad (1.17)$$

$$W_{x,A} = \frac{1013305.6}{140/2} = 14475.8 \text{ см}^3$$

$$W_{yA} = \frac{I_y}{x_A}, \quad (1.18)$$

$$x_0 = \frac{F_{\text{листа}} \cdot a + F_{\text{швел}} \cdot b}{F_{\text{листа}} + F_{\text{швел}} + b_f \cdot t_f} \quad (1.19)$$

$F_{\text{листа}}$ – площадь сечения листа

$$t_{\text{листа}} = 6 \text{ мм} = 0.6 \text{ см}$$

$$\text{длина листа } l_{\text{листа}} = 1500 - 30 - 55 - 155 = 1260 \text{ мм} = 126 \text{ см}$$

$$F_{\text{листа}} = 0.6 \cdot 126 = 75.6 \text{ см}^2$$

$F_{\text{швел}}$ – площадь швеллера №27 по сортаменту = 35.2 см².

$$b = 1500 - 30 - 24.7 = 1445.3 \text{ мм} = 144.53 \text{ см}$$

$$a = 1260/2 + 155 = 78.5 \text{ см}$$

$$x_0 = \frac{75.6 \cdot 78.5 + 35.2 \cdot 144.53}{75.6 + 35.2 + 40 \cdot 2} = 57.8 \text{ см}$$

$$I_y = \frac{t_{\text{листа}} \cdot l_{\text{листа}}^3}{12} + F_{\text{листа}} \cdot (a - x_0)^2 + F_{\text{швел}} \cdot (b - x_0)^2 + I_{\text{швел}} + \frac{b_f^3 \cdot t_f}{12} + b_f \cdot t_f \cdot x_0^2$$

$I_{\text{швел}}$ – по сортаменту для №27 - $I_y = 262 \text{ см}^3$

$$I_y = \frac{0.6 \cdot 126^3}{12} + 75.6 \cdot (78.5 - 57.8)^2 + 35.2 \cdot (144.53 - 57.8)^2 + 262 + \frac{40^3 \cdot 2}{12} + 2 \cdot 40 \cdot 57.8^2 = 675294.5 \text{ см}^4$$

$$W_{yA} = \frac{I_y}{x_A},$$

$$\text{где } x_A = 57.2 + \frac{40}{2} = 77.2 \text{ см}$$

$$W_{yA} = \frac{675294.5}{77.2} = 8747.3 \text{ см}^3$$

Проверяем нормальное напряжение в верхнем поясе (точка А), должно выполняться условие:

$$\sigma_{xA} = \frac{M_x}{W_{xA}} + \frac{M_y}{W_{yA}} \leq \frac{R_y}{\gamma_n} \quad (1.20)$$

где $\gamma_n = 0.95$

$$\sigma_{xA} = \frac{3831.4 \cdot 10^2}{14475.8} + \frac{123.5 \cdot 10^2}{8747.3} \leq \frac{24}{0.95}$$

$27.86 \text{ кН/см}^2 \leq 25.3 \text{ кН/см}^2$ - условие не выполняется.

Изменяем размеры двугавра, b_f увеличиваем с 400 мм до 450 мм (ГОСТ 82-70).

Проверяем на устойчивость:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq 0.5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}$$

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = \frac{b_f - t_w}{2} = \frac{45 - 1.2}{2} = 21.9 \text{ см}$$

$$\frac{21.9}{2} \leq 14.6$$

$$10.95 \leq 14.6$$

Условие выполняется.

Заново определяем I_x , W_{xa} , x_0 , I_y , W_{ya} , a .

Проверяем нормальные напряжения.

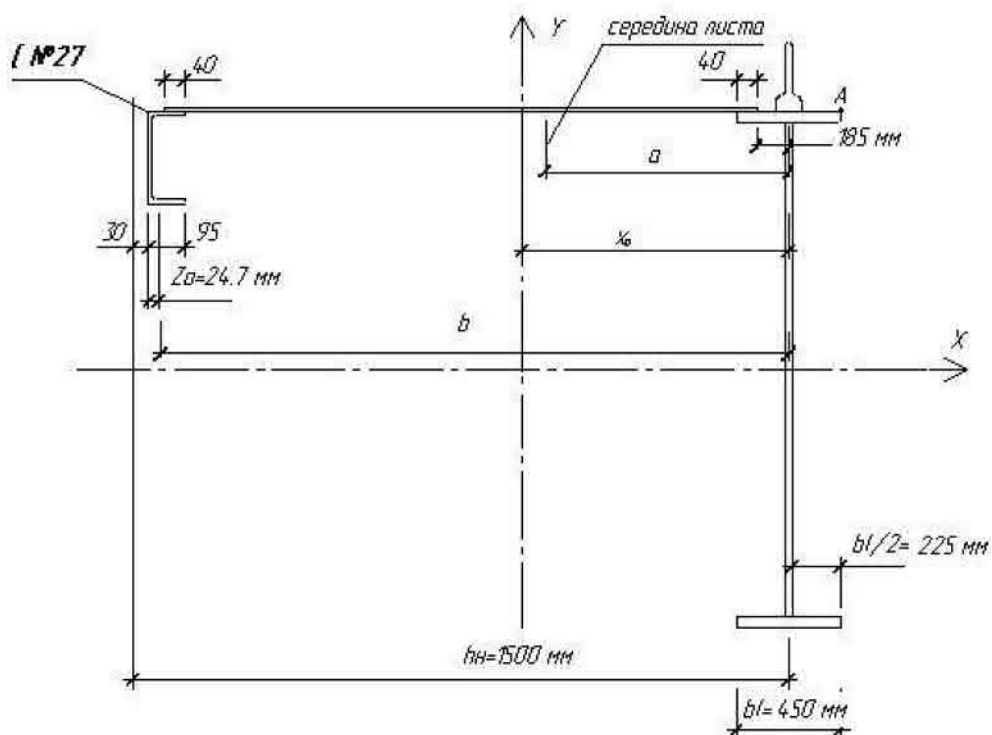


Рисунок 2.7 - Схема (измененная) подкрановой конструкции

$$L_{\text{листа}} = 1500 - 30 - 55 - 185 = 1230 \text{ мм} = 123 \text{ см}$$

$$b = 1500 - 30 - 24.7 = 1445.3 \text{ мм} = 144.53 \text{ см}$$

$$a=1230/2 + 185=80 \text{ см}$$

$$I_x = \frac{1.2 \cdot 136^3}{12} + 2 \cdot 45 \cdot 2 \cdot \left(\frac{136}{2} + \frac{2}{2} \right)^2 = 1108525.6 \text{ см}^4$$

$$W_{x,A} = \frac{1108525.6}{70} = 15836.08 \text{ см}^3$$

$$x_0 = \frac{73.8 \cdot 80 + 35.2 \cdot 144.53}{73.8 + 35.2 + 45 \cdot 2} = 55.23 \text{ см}$$

$$I_y = \frac{t_{\text{листа}} \cdot l_{\text{листа}}^3}{12} + F_{\text{листа}} \cdot (a - x_0)^2 + F_{\text{швел}} \cdot (b - x_0)^2 + I_{\text{швел}} + \frac{b_f^3 \cdot t_f}{12} + b_f \cdot t_f \cdot x_0^2$$

$$I_y = \frac{0.6 \cdot 126^3}{12} + 75.6 \cdot (78.5 - 57.8)^2 + 35.2 \cdot (144.53 - 57.8)^2 + 262 + \frac{40^3 \cdot 2}{12} + 2 \cdot 40 \cdot 57.8^2 = 675294.5 \text{ см}^4$$

$$W_{yA} = \frac{I_y}{x_A}$$

$$x_A = 55.23 + \frac{45}{2} = 77.73 \text{ см}$$

$$W_{yA} = 9118.84 \text{ см}^3$$

Проверяем нормальные напряжения:

$$\sigma_{xA} = \frac{3831.4 \cdot 100}{15836} + \frac{123.5 \cdot 100}{9118.84} \leq 25.3$$

25.49 25.3

Условие примерно выполняется, принимаем $b_f=450$ мм.

Проверка прочности сечения подкрановой балки по касательным напряжениям

Прочность стенки на действие касательных напряжений обеспечена, так как t_w больше, чем t_w на срез. Жесткость балки обеспечена, так как $h_0 > h_{\min}$.

Проверка местной устойчивости элементов подкрановой балки

Проверяем прочность балки на действие местных напряжений.

$$\sigma_{MY} = \gamma_f \cdot \frac{F_k}{t_w \cdot l_0} \leq \frac{R_y}{\gamma_n} \quad (1.21)$$

γ_f – коэффициент увеличения нагрузки на колесе крана, $\gamma_f=1.1$

$F_k=434.4$ кН, $t_w=1.2$ м

l_0 – условная расчетная длина, зависит от жесткости пояса, рельса и сопряжения пояса со стенкой:

Таблица 1.3 - Рельсы крановые

Тип рельса	Момент инерции I_x (см ⁴)
КР-50	357.54
КР-60	654.6
КР-70	1081.99
КР-80	1547.4
КР-100	2864.73
КР-120	4923.79
КР-140	7427.23

$$l_0 = c \cdot \sqrt[3]{\frac{I_{p1}}{t_w}}, \quad (1.22)$$

где c – коэффициент, учитывающий податливость сопряжения стенки с полкой, для сварных балок ≈ 3.25 I_{p1} – сумма собственных моментов инерции пояса и кранового рельса

где $I_p(I_x)$ – момент инерции кранового рельса КР-120 (определяется из таблицы 1.3)

$$I_{p1} = I_p + \frac{b_f \cdot t_f^3}{12} \quad (1.23)$$

$$I_p = 4924 \text{ см}^4$$

$$I_{p1} = 4924 + \frac{45 \cdot 2^3}{12} = 4954 \text{ см}^4$$

$$l_0 = 3.25 \cdot \sqrt[3]{\frac{4954}{1.2}} = 52.3 \text{ см}$$

$$\sigma_{locy} = \sigma_{MY} = 1.1 \cdot \frac{434.4}{1.2 \cdot 52.3} \leq 24 / 0.95$$

$7.6 \leq 25.3$ условие выполняется

Проверка прочности стенки балки на совместное действие нормальных, касательных и местных напряжений

Проверяем прочность стенки на совместное действие нормальных, касательных и местных напряжений на уровне верхних поясных швов.

$$\sigma_{\text{прив}} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_{\text{лосy}}^2 - \sigma_x \cdot \sigma_{\text{лосy}} + 3 \cdot \tau_{xy}^2} < \beta \cdot R_y \quad (1.24)$$

где $\sigma_{\text{лосy}} = 7.6 \text{ кН/см}^2$ $\sigma_{xA} = 25.49 \text{ кН/см}^2$

$$\tau_{xy} = \frac{Q_x \cdot S_x}{I_x \cdot t_w} \quad (1.25)$$

$Q_x = 1507.5 \text{ кН}$

$I_x = 1108525.6 \text{ см}^4$

$t_w = 1.2 \text{ см}$

$$S_x = \frac{b_f \cdot t_f}{2} \cdot h_w + \frac{t_w \cdot h_w^2}{8} = \frac{45 \cdot 2}{2} \cdot 136 + \frac{1.2 \cdot 136^2}{8} = 8894.4 \text{ см}^3$$

$$\tau_{xy} = \frac{1507.5 \cdot 8894.4}{1108525.6 \cdot 1.2} = 10 \text{ кН/см}^2$$

$\beta = 1.3$ – для однопролетных балок

$$\sqrt{25.49^2 + 7.6^2 - 25.49 \cdot 7.6 + 3 \cdot 10^2} < 1.3 \cdot 24$$

$$28.5 \leq 31.2$$

Условие выполняется.

3. РАСЧЕТ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ

3.1 Выбор расчетной схемы рамы

Для однопролетного одноэтажного производственного здания принимаем расчетную схему с жестким закреплением ригеля с колонной. При небольших уклонах пояса ферм ригель принимается прямолинейным и расположенным в уровне нижнего пояса ферм. При горизонтальных нагрузках и изгибающих моментах можно пренебречь малыми углами поворота верхних узлов рамы, то есть принять ригель абсолютно жестким. Известно, что расстояние между центрами тяжести верхнего и нижнего участков колонн:

$$e_0 = (0,45 \dots 0,55) \cdot (h_n - h_b) \quad (1.26)$$

где h_n и h_b ширина сечения нижнего и верхнего участков колонны.

Для статического расчета рамы задаются отношением моментов инерции элементов рамы, а не их абсолютными значениями:

$$\frac{I_n}{I_6} = 5 \div 10 \quad \frac{I_{puz}}{I_n} = 2 \div 6 \quad (1.27)$$

где I_n , I_b , I_p – моменты инерции нижнего и верхнего участков колонны и ригеля.

$$e_0 = 0,5 \cdot (h_n - h_b) = 0,5 \cdot (1500 - 700) = 400 \text{ мм}$$

$$\frac{I_n}{I_6} = 5$$

$$\frac{I_{puz}}{I_n} = \frac{20}{5}$$

$$I_n=5, \quad I_p=20, \quad I_b=1, \quad I_n=5.$$

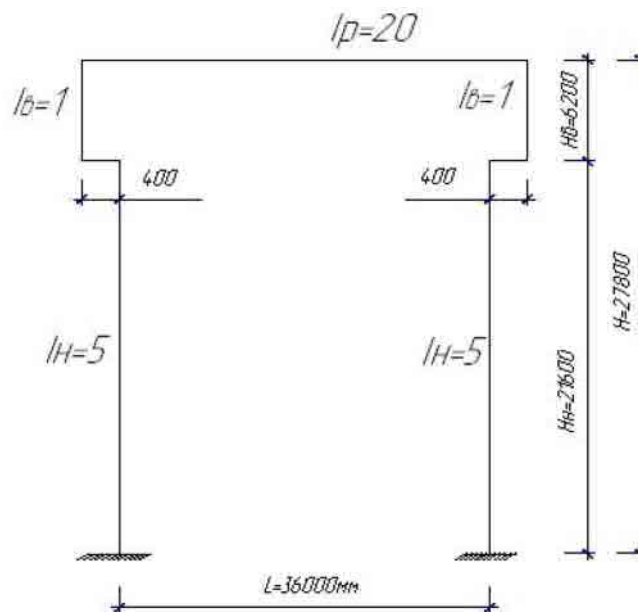


Рисунок 3.1 - Расчетная схема рамы

3.2 Сбор нагрузок на поперечную раму

На поперечную раму действуют постоянные нагрузки массы ограждающих и несущих конструкций здания, временные – от мостовых кранов, атмосферные – от воздействия снега и ветра. Иногда учитывают особые нагрузки, например сейсмические.

Постоянные нагрузки.

Постоянные нагрузки по длине ригеля принимают равномерно-распределенными. Величину расчетной постоянной нагрузки на 1 м^2 покрытия удобно определять в табличной форме.

Таблица 1.4 - Постоянные нагрузки

Состав покрытия	Нормативная нагрузка, кН/м^2	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м^2
1. Защитный слой (битумная мастика)	0.4	1.3	0.52
2. Гидроизоляция (4 слоя рубероида)	0.2	1.3	0.26
3. Утеплитель – минераловатные плиты	0.18	1.2	0.22
4. Утеплитель - пенобетон	0.74	1.2	0.89
5. Утеплитель - пенопласт	0.03	1.2	0.04
6.. Пароизоляция (один слой рубероида)	0.05	1.3	0.07
7. Стальная панель с профилированным настилом	0.35	1.05	0.37
8. Собственная масса металл. констр. шарнира (фермы, фонаря, связи)	0.3	1.05	0.32

Итого $g^n=1.48 \text{ кН/м}^2$ -Суммарная нормативная нагрузка.

Расчетная суммарная нагрузка $g=1.76 \text{ кН/м}^2$ (с утеплителем минераловатные плиты)-

Расчетную равномерно – распределенную линейную нагрузку вычисляем по формуле:

$$q_{пост} = \frac{g \cdot B}{\cos \alpha} \quad (1.28)$$

$g = 1.76 \text{ кН/см}^2$ $B = 12 \text{ м}$

$\cos \alpha = 1$, так как при уклоне 1,5% угол α равен 0.

$$q_{пост} = 21.12 \text{ кН/м}$$

Опорная реакция ригеля рамы.

$$F_{ригеля} = \frac{q_{пост} \cdot L}{2} \quad (1.29)$$

$$F_{ригеля} = \frac{21.12 \cdot 36}{2} = 380.2 \text{ кН}$$

Расчетный вес колонны определяем, используя таблицу.

Таблица 1.5 - Расход стали кг/м² здания

Кран Q	Шатер	Колонны	Подкрановые балки	Всего
До 100 т	30-45	25-60	20-60	80-150

Принимаем расчетный вес колонны 30 кг/м² или 0.3 кН/м². Расчетный вес верхней части колонны (20% от всего веса).

$$G_v = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot 0.2 \cdot g_i \cdot B \cdot \frac{L}{2} \quad (1.30)$$

где γ_n – коэффициент

надежности по назначению, равный 0.95.

$\gamma_f = 1.05$ – коэффициент надежности по нагрузке.

q_i - расход стали на колонну, $q_i = 0.3 \text{ кН/м}$ из таблицы.

$L = 36 \text{ м}$, $B = 12 \text{ м}$.

$$G_v = 0.95 \cdot 1.05 \cdot 0.2 \cdot 0.3 \cdot 12 \cdot \frac{36}{2} = 12.93 \text{ кН}$$

Расчетный вес нижней части колонны (80% от всего веса):

$$G_n = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot 0.8 \cdot q_i \cdot \frac{L}{2} \cdot B \quad (1.31)$$

$$G_n = 0.95 \cdot 1.05 \cdot 0.8 \cdot 0.3 \cdot \frac{36}{2} \cdot 12 = 51.7 \text{ кН}$$

Так как стены приняты самонесущими, нагрузки от стенового ограждения и остекления не учитываем.

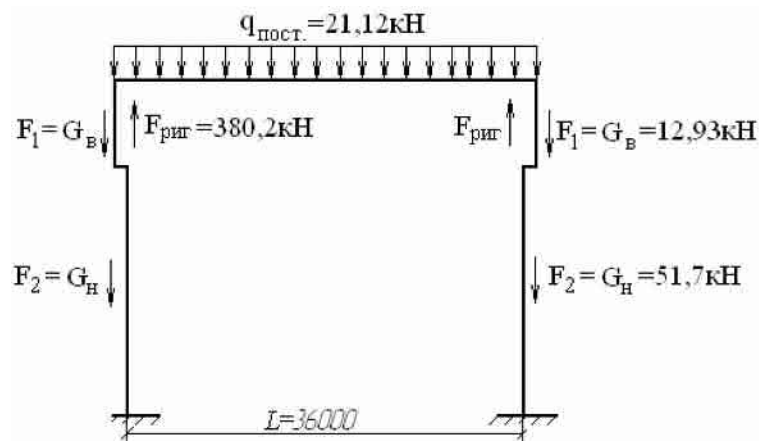


Рисунок 3.1 - Схема постоянной нагрузки

Снеговая нагрузка

Снеговая нагрузка зависит от района строительства. Расчетное значение веса снегового покрова принимаем по СНиПу «Нагрузки и воздействия». Вертикальная линейно-распределенная нагрузка на ригель рамы от снега определяется:

$$q_s = \mu \cdot S_g \cdot B_\phi \quad (1.32)$$

где μ – коэффициент перехода от нагрузки на земле к нагрузке на 1 м^2 проекции кровли равный 1, при $L < 25$.

S_g – нормативное значение веса снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли.

$S_g = 3.2 \text{ кН/м}^2$ (V район строительства г.Пермь)

$B_\phi = B = 12 \text{ м}$.

Опорная реакция ригеля от снеговой нагрузки:

$$F_{\text{ригеля}} = \frac{q_s \cdot L}{2} \quad (1.33)$$

$$F_{\text{ригеля}} = \frac{38.4 \cdot 36}{2} = 691.2 \text{ кН}$$

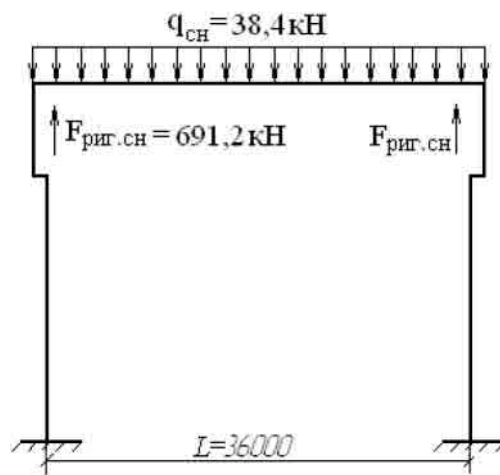


Рисунок 3.2 - Схема снеговой нагрузки

Нагрузка от вертикальных и горизонтальных усилий мостовых кранов

Расчетное вертикальное усилие, передаваемое на колонну колесами крана с одной стороны определяется по формуле:

$$D_{\text{max}} = (n \cdot n_c \cdot F_{k,\text{max}}^n \cdot \sum y_M + n \cdot G_n + n \cdot g_n \cdot b_T \cdot B) \quad (1.34)$$

где n – коэффициент перегрузки, для крановых конструкций $n=1.1$

n_c – коэффициент сочетания нагрузок

- для среднего и легкого режима работы $n_c=0.85$
- для тяжелого режима работы $n_c=0.95$

$F_{k,\text{max}}^n$ – нормативное вертикальное усилие по таблице 1. 1 $F_{k,\text{max}}^n=489 \text{ МПа}$.

$\sum y$ – сумма ординат на линии влияния опорной реакции.

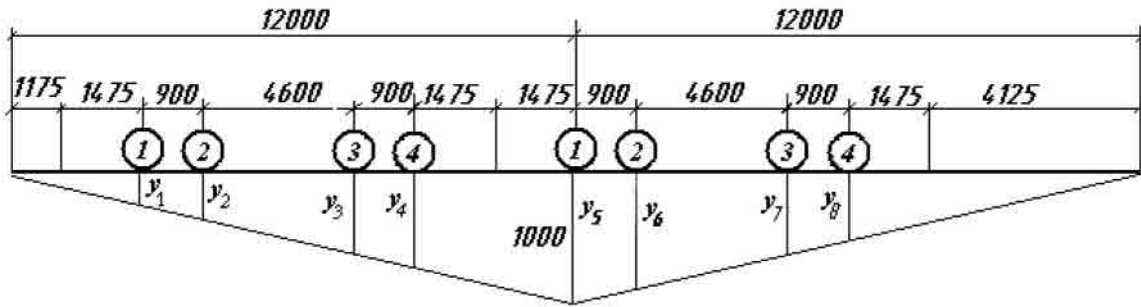


Рисунок 3.3 - Линия влияния реакции опоры

Рассматриваем только два крана, так как вероятность наличия большего числа кранов минимальна. Из подобия треугольников находим значения ординат $y_1 \dots y_8$, а затем Σy .

$$\frac{y_5}{12000} = \frac{y_1}{2650} \rightarrow y_1 = \frac{y_5 \cdot 2650}{12000} = \frac{1000 \cdot 2650}{12000} = 220 \text{ мм} = 0,22 \text{ м};$$

$$\frac{y_5}{12000} = \frac{y_2}{3550} \rightarrow y_2 = \frac{y_5 \cdot 3550}{12000} = \frac{1000 \cdot 3550}{12000} = 300 \text{ мм} = 0,3 \text{ м};$$

$$\frac{y_5}{12000} = \frac{y_3}{8150} \rightarrow y_3 = \frac{y_5 \cdot 5600}{12000} = \frac{1000 \cdot 5600}{12000} = 700 \text{ мм} = 0,7 \text{ м};$$

$$\frac{y_5}{12000} = \frac{y_4}{9050} \rightarrow y_4 = \frac{y_5 \cdot 9050}{12000} = \frac{1000 \cdot 9050}{12000} = 750 \text{ мм} = 0,75 \text{ м};$$

$$\frac{y_5}{12000} = \frac{y_6}{11100} \rightarrow y_6 = \frac{y_5 \cdot 11100}{12000} = \frac{1000 \cdot 11100}{12000} = 930 \text{ мм} = 0,93 \text{ м};$$

$$\frac{y_5}{12000} = \frac{y_7}{6500} \rightarrow y_7 = \frac{y_5 \cdot 6500}{12000} = \frac{1000 \cdot 6500}{12000} = 540 \text{ мм} = 0,54 \text{ м};$$

$$\frac{y_5}{12000} = \frac{y_8}{5600} \rightarrow y_8 = \frac{y_5 \cdot 5600}{12000} = \frac{1000 \cdot 5600}{12000} = 470 \text{ мм} = 0,47 \text{ м};$$

$$\Sigma y = 0,22 + 0,3 + 0,7 + 0,75 + 1 + 0,93 + 0,54 + 0,47 = 4,91$$

$$G_n = (0,2 \div 0,6) \cdot B \cdot \frac{L}{2} = 0,4 \cdot 12 \cdot \frac{36}{2} = 86,4 \text{ кН}$$

g_n – полезная нормативная нагрузка на тормозной площадке принимается $g_n = 1,5 \text{ кН/м}^2$.

b_T – ширина тормозной площадки (швеллер + лист). $1230 + 55 = 1285 \text{ мм} = 1,285 \text{ м}$

$$D_{\max} = (1,1 \cdot 0,85 \cdot 489 \cdot 4,91 + 1,1 \cdot 86,4 + 1,1 \cdot 1,5 \cdot 1,285 \cdot 12) = 2365,5 \text{ кН}$$

На другой ряд колонн тоже будут передаваться усилия, но значительно меньшие. Усилие вертикальное, передаваемое с другой стороны D_{\min} определяем:

$$D_{\min} = (n \cdot n_c \cdot F'_k \cdot \sum y + n \cdot G_n + n \cdot g_n \cdot b_T \cdot B) \quad (1.35)$$

где F'_k – усилие, передаваемое колесами другой стороны крана.

$$F'_k = \frac{9,8 \cdot Q + Q_k}{n_0} - F_{k,\max}^n$$

$Q = 100 \text{ т}$ – грузоподъемность крана

Q_k – вес крана с тележкой (таблица 1.1). $Q_k = 1401 \text{ кН}$

$n_0 = 4$ – число колес одного крана. (рисунок 1.2)

$$F_k' = \frac{9.8 \cdot 100 + 1401}{4} - 489 = 106.25 \text{ кН}$$

$$D_{\min} = (1.1 \cdot 0.85 \cdot 106.25 \cdot 4.91 + 1.1 \cdot 86.4 + 1.1 \cdot 1.5 \cdot 1.285 \cdot 12 = 608.2 \text{ кН})$$

Силы D_{\min} и D_{\max} приложены по оси подкрановой балки. Поэтому они не только сжимают нижнюю часть колонны, но и передают на нее изгибающие моменты.

(1.36)

$$M_{\max} = e_k \cdot D_{\max}$$

$$M_{\min} = e_k \cdot D_{\min}$$

e_k – расстояние от оси подкрановой балки до оси проходящей через центр тяжести нижней части колонны.

$$e_k = 0.5 \cdot h_n = 0.5 \cdot 1.5 = 0.75 \text{ м}$$

$$M_{\max} = 0,75 \cdot 2365,5 = 1773,75 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{\min} = 0,75 \cdot 608,2 = 456,15 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Горизонтальное усилие от мостовых кранов, передаваемое одним колесом:

$$T_k^n = \frac{0.05 \cdot (9.8 \cdot Q + G_T)}{n_0}, \text{ где } Q = 100 \text{ т} \quad (1.37)$$

$G_T = 363 \text{ кН}$ (таблица 1.1) – вес тележки крана

$n_0 = 4$

$$T_k^n = \frac{0.05 \cdot (9.8 \cdot 100 + 363)}{4} = 16.79 \text{ кН}$$

Расчетная горизонтальная сила, передаваемая подкрановыми балками, приложена к раме на уровне уступа колонны.

$$T = n \cdot n_c \cdot T_k^n \cdot \sum y$$

$$T = 1.1 \cdot 0.85 \cdot 16.79 \cdot 4.91 = 77 \text{ кН}$$

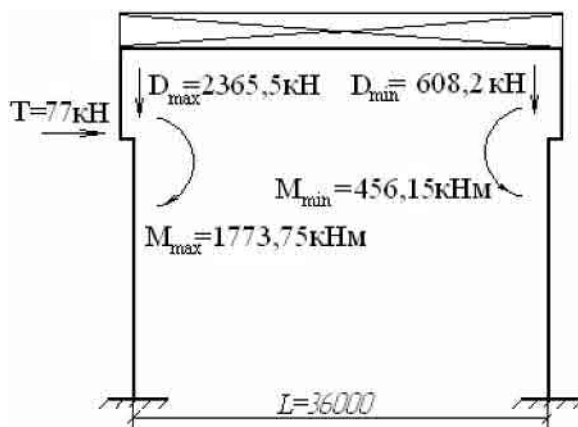


Рисунок 3.4 - Схема усилий от мостовых кранов

Ветровая нагрузка

Давление на высоте 10 м над поверхностью земли в открытой местности называется скоростным напором ветра и обозначается $q_0(w_0)$. Увеличение при большей высоте учитывается коэффициентом k . За зданием (по направлению ветра) возникает зона

пониженного давления и появляется нагрузка q'_0 , направленная также как q_0 . Условие обтекания ветром учитывает аэродинамический коэффициент s . (рисунок 3.5)

n – коэффициент перегрузки, $n=1.2w_0=0.3$ кН/м² – ветровое давление II-ветровой район СНиП «Нагрузки и воздействия»

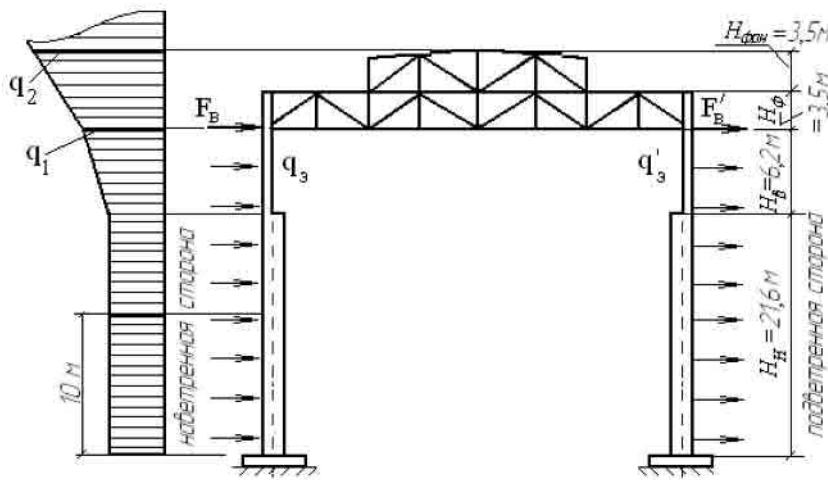


Рисунок 3.5 - Схема ветровой нагрузки

Коэффициенты «к» для городов с окраинами, учитывающие изменение ветрового давления по высоте по таблице 1.6:

Таблица 1.6

Высота	«к»
10м	0,65
20м	0,85
30м	0,98
40м	1,1

s – аэродинамический коэффициент с наветренной стороны $s=0.8$, с подветренной $s=0.6$.
 V – шаг поперечных рам, $V=12$ м.

Расчетная нагрузка с наветренной стороны:

$$q_s = 1,2 \cdot 0,3 \cdot k \cdot 0,8 \cdot 12 = 3,456k$$

С подветренной стороны:

$$q_s = 1,2 \cdot 0,3 \cdot k \cdot 0,6 \cdot 12 = 2,592k$$

Определяем линейно-распределенную нагрузку с наветренной стороны с учетом коэффициента k :

Таблица 1.7

Высота, м	q_v , кН/м
10м	$3,456 \cdot 0,65 = 2,246$ кН/м
20м	$3,456 \cdot 0,85 = 2,938$ кН/м
30м	$3,456 \cdot 0,98 = 3,387$ кН/м
40м	$3,456 \cdot 1,1 = 3,8$ кН/м

Общая высота здания: $H = H_n + H_b = 21.6 + 6.2 = 27.8$ м

Нагрузка на этой высоте q_2 :

$$q_2 = 2.938 + \frac{(3.387 - 2.938) \cdot (27.8 - 20)}{30 - 20} = 3.288 \text{ кН/м}$$

Высота здания с фермой и фонарем определяется: $27.8 + 3.15 + 3.5 = 34.45$ м

Нагрузка на этой высоте:

$$q_1 = 3.387 + \frac{(3.8 - 3.387) \cdot (34.45 - 30)}{40 - 30} = 3.57 \text{ кН/м}$$

Определяем линейно-распределенную нагрузку с подветренной стороны с учетом коэффициента k : $q'_b = 1,2 \cdot 0,3 \cdot k \cdot 0,6 \cdot 12 = 2,592k$

Таблица 1.8

Высота, м	q_b , кН/м
10 м	$2,592 \cdot 0,65 = 1,685$ кН/м
20 м	$2,592 \cdot 0,85 = 2,2$ кН/м
30 м	$2,592 \cdot 0,98 = 2,54$ кН/м
40 м	$2,592 \cdot 1,1 = 2,85$ кН/м

На высоте $H = 27.8$ м.

$$q'_2 = 2.2 + \frac{(2.54 - 2.2) \cdot (27.8 - 20)}{30 - 20} = 2.47 \text{ кН/м}$$

На высоте 34.45 м.

$$q'_1 = 2.54 + \frac{(2.85 - 2.54) \cdot (34.45 - 30)}{40 - 30} = 2.68 \text{ кН/м}$$

Сосредоточенные силы от ветровой нагрузки с наветренной стороны:

$$F_b = \frac{(q_1 + q_2) \cdot h}{2} \tag{1.38}$$

$h = H_{\text{фермы}} + H_{\text{фон}} = 3.15 + 3.5 = 6.65$ м.

$$F_b = \frac{(q_1 + q_2) \cdot h}{2} = \frac{(3.57 + 3.288) \cdot 6.65}{2} = 22,8 \text{ кН}$$

Сосредоточенная сила с подветренной стороны:

$$F_b' = \frac{(q_1' + q_2') \cdot h}{2} = \frac{(2.68 + 2.47) \cdot 6.65}{2} = 17,1 \text{ кН}$$

Для удобства расчета фактическую линейную нагрузку (в виде ломаной прямой) заменяем эквивалентной равномерно-распределенной по всей длине:

$$q_s = q_b^{10} \cdot \alpha$$

$$q_s' = q_b'^{10} \cdot \alpha$$

q_{b10} – расчетная ветровая нагрузка на высоте 10 м.

С наветренной стороны: $q_{b10} = 2.246$ кН/м

С подветренной стороны: $q_{b10} = 1.685$ кН/м

$a = k_s$ – коэффициент, который принимается в зависимости от высоты H , $H = 27.8$ м.

Таблица 1.9

Высота	«а»
10м	1
15м	1,04
20м	1,1
25м	1,17
30м	1,23
35м	1,29

$$a = 1.17 + \frac{(1.23 - 1.17) \cdot (27.8 - 25)}{30 - 25} = 1.2$$

$$q_s = 2.246 \cdot 1.2 = 2.7 \text{ кН / м}$$

При высоте $H=27,8$ м.

$$q_s' = 1.685 \cdot 1.2 = 2.02 \text{ кН / м}$$

4. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ

4.1 Расчет на постоянную нагрузку

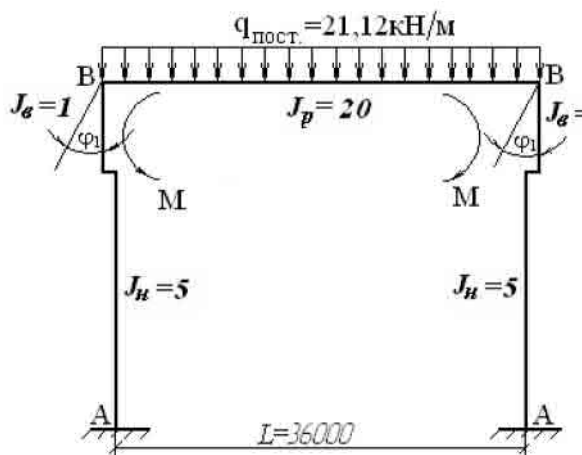


Рисунок 4.1 - Основная система и схема нагрузки

Определяем отвлеченные коэффициенты «n» и «α»

$$n = J_B / J_H = 1/5 = 0,2; \quad \alpha = H_B / H = 6,2/27,8 = 0,22$$

Сосредоточенный момент из-за смещения осей верхней и нижней частей колонн:

$$M = -(F_{\text{ригеля}} + G) \cdot e_0, \quad (1.39)$$

$$F_{\text{риг.}} = 380,2 \text{ кН}; \quad G_B = 12,93 \text{ кН}; \quad e_0 = 0,4$$

$$M = -(380,2 + 12,93) \cdot 0,4 = -157,25 \text{ кНм}$$

Каноническое уравнение метода перемещений:

$$r_{11} \cdot \varphi_1 + r_{1p} = 0 \quad (1.40)$$

r_{11} определяем с эпюры \bar{M}_1 , r_{1p} определяем с эпюры M_p . Для построения эпюры \bar{M}_1 определяем моменты от угла поворота $\varphi_1 = 1$.

$$M_A = k_A \cdot i$$

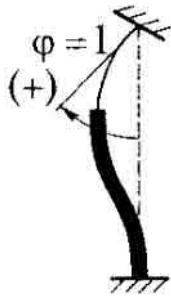
$$M_B = k_B \cdot i$$

$$M_C = k_C \cdot i$$

$$M_B^{\text{пуз}} = 2 \cdot E \cdot \frac{I_{\text{пуз}}}{L}, \quad (1.41)$$

$$\text{где } i \text{ – погонная жесткость, } i = \frac{E \cdot I_H}{H} \quad (1.42)$$

Коэффициенты k_a , k_b , k_c определяем по таблице 4.1 в зависимости от значения n и α , расчетной схемы:



$$k_A = 0.847, k_B = -1.165, k_C = -0.714$$

$$M_A = 0.847 \cdot i \quad M_B = -1.165 \cdot i \quad M_C = -0.714 \cdot i$$

$$M_B^{пуз} = 2 \cdot E \cdot \frac{I_p}{L} = \frac{2 \cdot E \cdot I_p}{L} \cdot \frac{H}{H} = \frac{2 \cdot E \cdot 4 \cdot I_n \cdot H}{L \cdot H} = \frac{8 \cdot E \cdot I_n \cdot H}{L \cdot H} = \frac{8 \cdot i \cdot H}{L} = \frac{8 \cdot i \cdot 27.8}{36} = 6.18 \cdot i \kappa H \cdot m$$

Эпюра \bar{M}_1 от угла поворота $\varphi_1=1$.

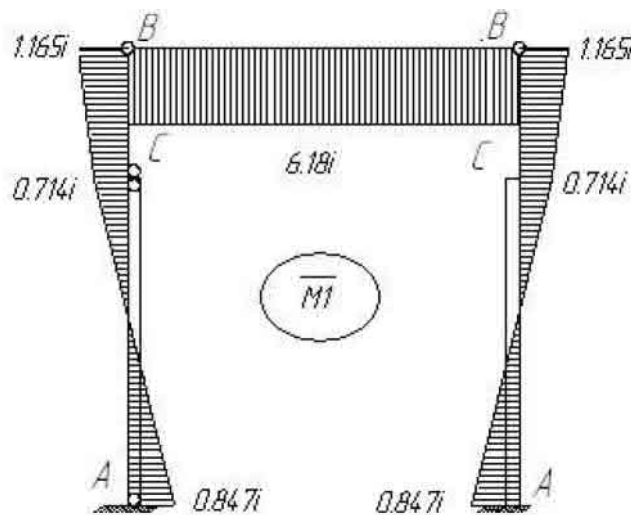


Рисунок 4.2- Эпюра \bar{M}_1 от угла поворота $\varphi_1=1$

Определяем моменты от нагрузки на стойках для построения эпюры M_p . По таблице 4.1 определяем коэффициенты k_a, k_b, k_c : Расчетная схема



$$k_A = 0.398, k_B = -0.0475, k_C = -0.721$$

$$M_A = k_A \cdot M = 0,398 \cdot (-157,25) = -62,59 \kappa H \cdot m$$

$$M_B = k_B \cdot M = -0,0475 \cdot (-157,25) = 7,47 \kappa H \cdot m$$

$$M_C^H = k_C \cdot M = -0,721 \cdot (-157,25) = 113,38 \text{ кН} \cdot \text{м} ,$$

$$M_C^6 = (k_C + 1) \cdot M = (-0,721 + 1) \cdot (-157,25) = -43,87 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Моменты на опорах ригеля (зашемленная балка постоянного по длине сечения):

$$M_B^{пуз} = \frac{-q_{ном} \cdot L^2}{12} = -\frac{21,12 \cdot 36^2}{12} = -2281 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Используя каноническое уравнение метода перемещений определяем угол поворота φ_1 :

$$r_{11} \cdot \varphi_1 + r_{1p} = 0$$

$$\varphi_1 = -\frac{r_{1p}}{r_{11}}$$

r_{1p} определяем по эпюре M_p :

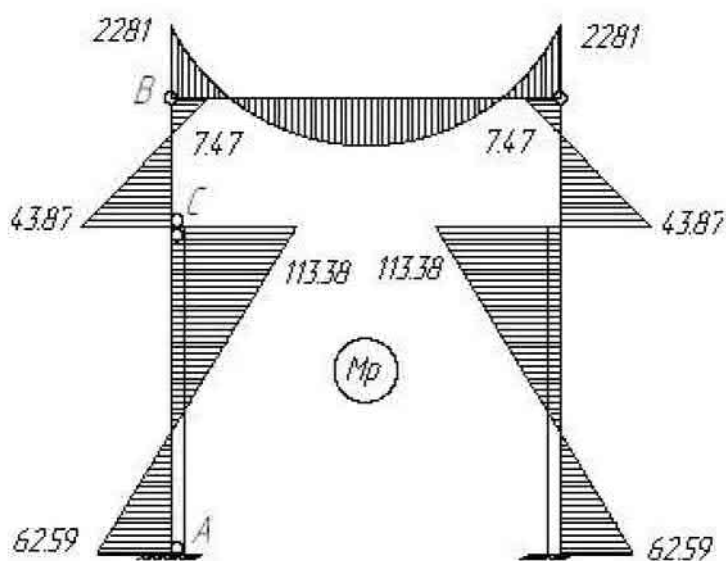
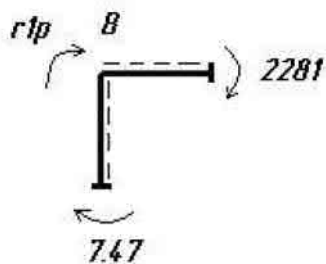


Рисунок 4.3 - Эпюра M_p

С эпюры M_p вырезаем узел В.

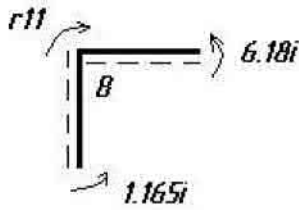


$$\Sigma M_B = 0$$

$$r_{1p} + 2281 + 7,47 = 0$$

$$r_{1p} = -2288,5$$

С эпюры \bar{M}_1 вырезаем узел В.



$$\Sigma M_B = 0$$

$$r_{11} - 6.18i - 1.165i = 0$$

$$r_{11} = 7.345i$$

Действительный угол поворота:

$$\varphi_1 = -\frac{r_{1p}}{r_{11}}$$

$$\varphi_1 = -\frac{(-2288.5)}{7.345i} = \frac{311.57}{i}$$

Моменты от фактического угла поворота $\bar{M}_1 \varphi$ (кН*м):

$$M_A = M_{1A} \cdot \varphi = 0,847 \cdot i \cdot \frac{311.57}{i} = 263.9 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_B = M_{1B} \cdot \varphi = -1.165 \cdot i \cdot \frac{311.57}{i} = -363 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_C = M_{1C} \cdot \varphi = -0,714 \cdot i \cdot \frac{311.57}{i} = -222.46 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_B^{пуз} = M_{1B}^{пуз} \cdot \varphi = 6.18 \cdot i \cdot \frac{311.57}{i} = 1925.5 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

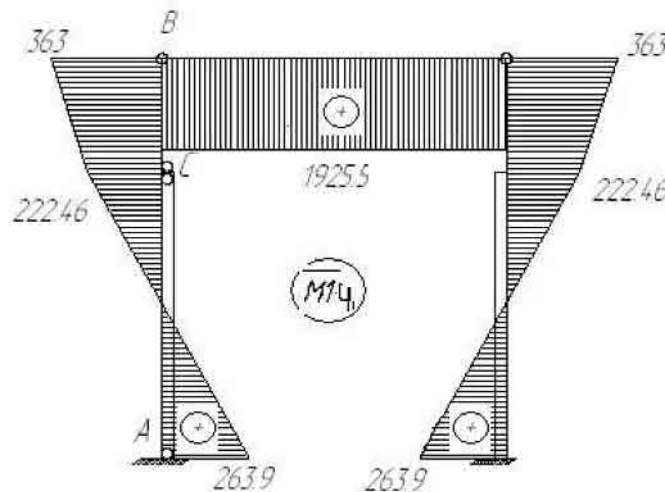


Рисунок 4.4 - Эпюра $M_1 \cdot \varphi$

Строим окончательную эпюру моментов от постоянной нагрузки.

$$M_1 \cdot \varphi + M_p = M_{ок} = M_{пост} \tag{1.43}$$

$$M_A = 263.9 - 62.59 = 201,31 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_B = -363 + 7.47 = -355.53 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_C^H = -222.46 + 113.38 = -109.08 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_C^o = -222.46 - 43.87 = -266.33 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_B^{пр} = 1925.5 - 2281 = -355.5 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

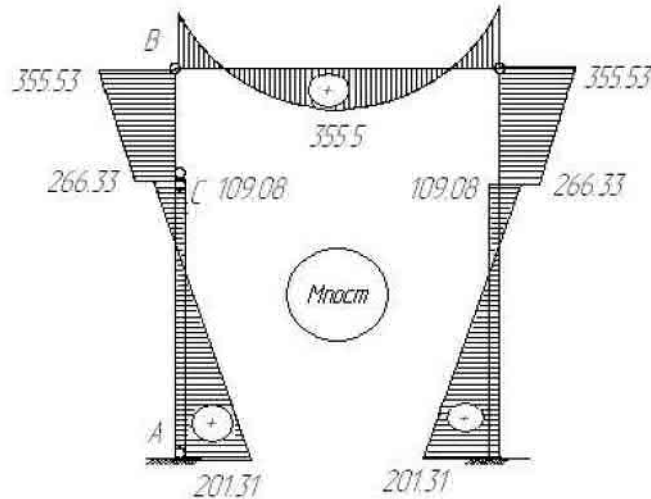


Рисунок 4.5 - Эпюра $M_{\text{пост}}$

Проверка правильности построения эпюры $M_{\text{пост}}$.

В точке В моменты должны быть равны, то есть сумма $M=0$: $355.5 \approx 355.53$. В точке С перепад эпюры равен внешнему моменту M : $266.33 - 109.08 = 157.25 \text{ кН} \cdot \text{м}$

Строим эпюру поперечной силы Q , используя эпюру $M_{\text{пост}}$:

$$\text{при } q=0 \quad Q = \frac{M_{\text{пр}} - M_{\text{лев}}}{l} \quad (1.44)$$

$$\text{при } q \neq 0 \quad Q = \frac{M_{\text{пр}} - M_{\text{лев}}}{l} + \frac{q}{2} \cdot (l - 2 \cdot z) \quad (1.45)$$

Левая стойка:

$$Q_{AC} = \frac{M_C^н - M_A}{H_n} = \frac{-109.08 - 201.31}{21.6} = -14.37 \text{ кН}$$

$$Q_{BC} = \frac{M_B - M_C^в}{H_в} = \frac{-355.53 + 266.33}{6.2} = -14.39 \text{ кН}$$

Правая стойка:

$$Q_{AC} = \frac{M_C^н - M_A}{H_n} = \frac{201.31 + 109.08}{21.6} = 14.37 \text{ кН}$$

$$Q_{BC} = \frac{M_B - M_C^в}{H_в} = \frac{-266.33 + 355.53}{6.2} = 14.39 \text{ кН}$$

$$14.37 \approx 14.39$$

$$Q_{BB} = \frac{-355.5 + 355.53}{36} + \frac{21.12}{2} \cdot (36 - 2z)$$

$$Q_{BB}(z=0) = \frac{21.12}{2} \cdot 36 = 380.16 \text{ кН}$$

$$Q_{BB}(z=36) = \frac{21.12}{2} \cdot (-36) = -380.16 \text{ кН}$$

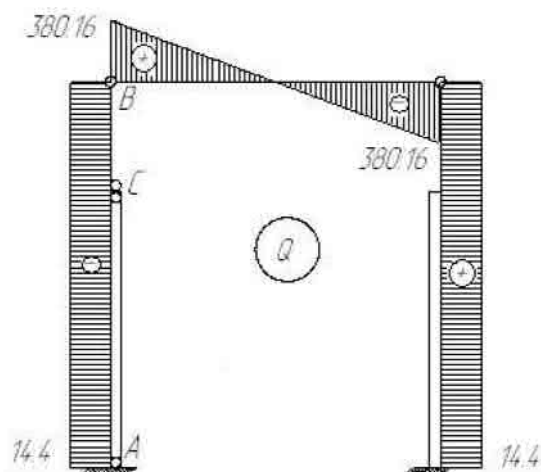
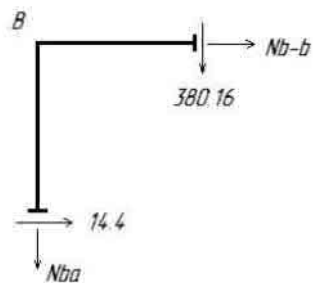


Рисунок 4.6 - Эпюра Q

По эпюре Q строим эпюру N.

Узел В (левая стойка):



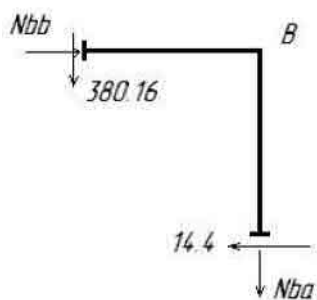
$$\Sigma X = N_{B-B} + 14.4 = 0$$

$$N_{B-B} = -14.4 \text{ кН}$$

$$\Sigma Y = N_{BA} + 380.16 = 0$$

$$N_{BA} = -380.16 \text{ кН}$$

Узел В (правая стойка):



$$\Sigma Y = N_{BA} + 380.16 = 0$$

$$N_{BA} = -380.16 \text{ кН}$$

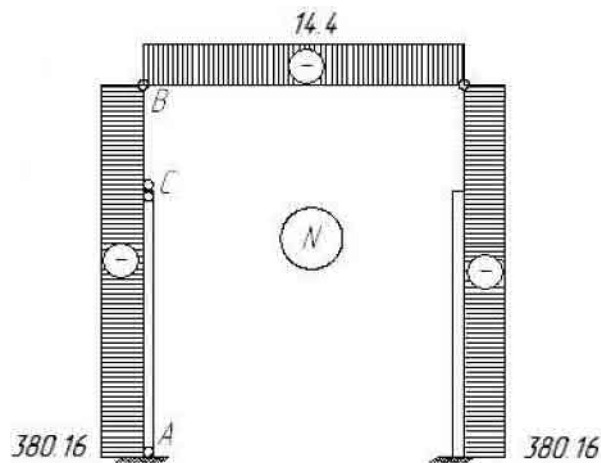


Рисунок 4.7 - Эпюра N

4.2 Расчет на снеговую нагрузку

Эпюра \bar{M}_1 такая же как для постоянной нагрузки.

Каноническое уравнение: $r_{11} \cdot \varphi_1 + r_{1p} = 0$ $\varphi_1 = -\frac{r_{1p}}{r_{11}}$

r_{11} определяется с эпюры \bar{M}_1 , $r_{11}=7.345$ i (как для постоянной нагрузки).

Для определения r_{1p} строим эпюру M_p .

$$M = -F_{\text{рулеж}} \cdot e_0 = -691.2 \cdot 0.4 = -276.5 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

По таблице 12.4 определяем коэффициенты k_a , k_b , k_c .

$$n=0.2, \alpha=0.22$$

Расчетная схема:



$$k_A = 0.398, k_B = -0.0475, k_C = -0.721$$

$$M_A = k_A \cdot M = 0.398 \cdot (-276.5) = -110 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_B = k_B \cdot M = -0.0475 \cdot (-276.5) = 13.1 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_C^H = k_C \cdot M = -0.721 \cdot (-276.5) = 199.3 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_C^G = (k_C + 1) \cdot M = (-0.721 + 1) \cdot (-276.5) = -77.1 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_B^{\text{руг}} = \frac{-q_{\text{снег}} \cdot L^2}{12} = -\frac{38.4 \cdot 36^2}{12} = -4147.2 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

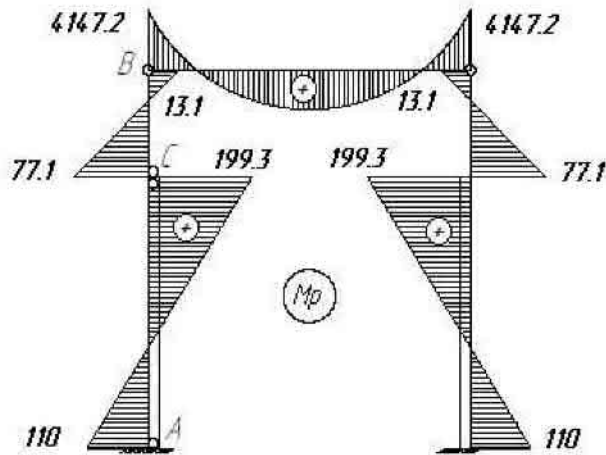
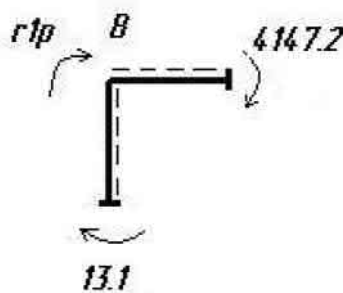


Рисунок 4.8 - Эпюра M_p

Для определения r_{1p} с эпюры M_p вырезаем узел В.



$$\Sigma M_B = 0$$

$$r_{1p} = -13.1 - 4147.2 \quad r_{1p} = -4160.3$$

Определяем φ_1 :

$$\varphi_1 = -\frac{r_{1p}}{r_{11}} = -\frac{(-4160.3)}{7.345 \cdot i} = \frac{566.4}{i}$$

Строим эпюру от фактического угла поворота $\overline{M}_1 \varphi$ (кН*м):

$$M_A = M_{1A} \cdot \varphi = 0,847 \cdot i \cdot \frac{566.4}{i} = 479.7 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_B = M_{1B} \cdot \varphi = -1.165 \cdot i \cdot \frac{566.4}{i} = -659.9 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_C = M_{1C} \cdot \varphi = -0,714 \cdot i \cdot \frac{566.4}{i} = -404.4 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_B^{puz} = M_{1B}^{puz} \cdot \varphi = 6.18 \cdot i \cdot \frac{566.4}{i} = 3500.4 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

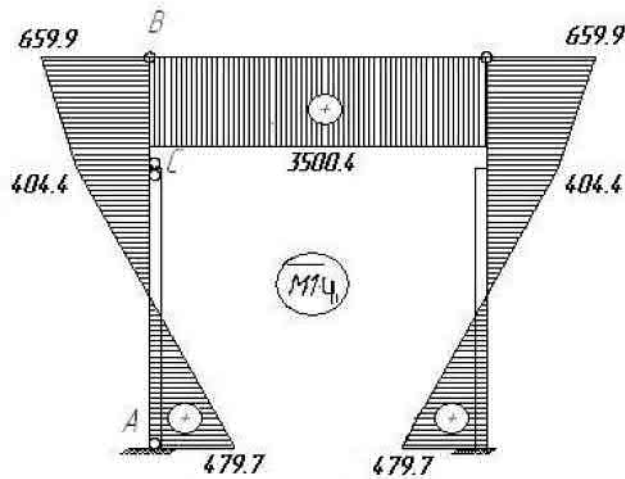


Рисунок 4.9 - Эпюра $M_1 \cdot \varphi$

Строим окончательную эпюру моментов от постоянной нагрузки.

$$M_1 \cdot \varphi + M_p = M_{ок} = M_{сн\epsilon\gamma} \quad (1.46)$$

$$M_A = -110 + 479.7 = 369.7 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_B = 13.1 - 659.9 = -646.8 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_C^H = 199.3 - 404.4 = -205.1 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_C^6 = -77.1 - 404.4 = -481.2 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_B^{пр} = -4147.2 + 3500.4 = -647.2 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

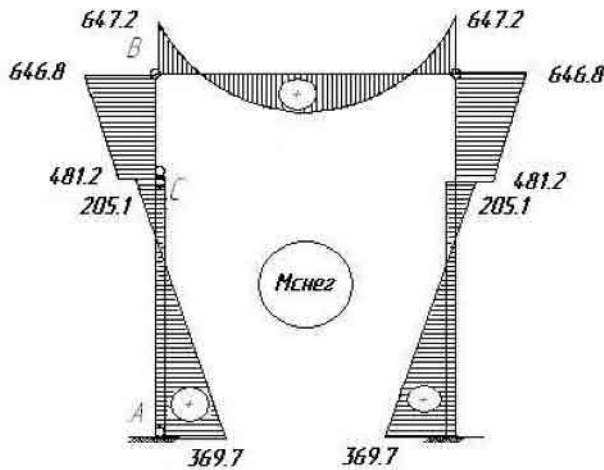


Рисунок 4.10 - Эпюра $M_{сн\epsilon\gamma}$

Проверка правильности построения эпюры $M_{сн\epsilon\gamma}$.

В точке В моменты должны быть равны, то есть сумма $M=0$: $648.6 \approx 647.2$. В точке С перепад эпюры равен внешнему моменту M : $481.2 - 205.1 = 276.1 \text{ кН} \cdot \text{м}$. $M=276.5 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Строим эпюру поперечной силы Q , используя эпюру $M_{сн\epsilon\gamma}$:

$$Q = \frac{M_{np} - M_{лев}}{l} \text{ при } q=0$$

$$Q = \frac{M_{np} - M_{лев}}{l} + \frac{q}{2} \cdot (l - 2 \cdot z) \text{ при } q \neq 0$$

Левая стойка:

$$Q_{AC} = \frac{M_C^H - M_A}{H_n} = \frac{-205.1 - 369.7}{21.6} = -26.6 \text{ кН}$$

$$Q_{BC} = \frac{M_B - M_C^6}{H_6} = \frac{-646.8 + 481.2}{6.2} = -26.7 \text{ кН}$$

Правая стойка:

$$Q_{AC} = \frac{M_C^H - M_A}{H_n} = \frac{369.7 + 205.1}{21.6} = 26.6 \text{ кН}$$

$$Q_{BC} = \frac{M_B - M_C^6}{H_6} = \frac{-481.2 + 646.8}{6.2} = 26.7 \text{ кН}$$

$$26.7 \approx 26.6$$

$$Q = \frac{M_{np} - M_{лев}}{l} + \frac{q}{2} \cdot (l - 2 \cdot z)$$

$$Q_{BB} = \frac{-647.2 + 647.2}{36} + \frac{38.4}{2} \cdot (36 - 2z)$$

$$Q_{BB}(z=0) = \frac{38.4}{2} \cdot 36 = 691.2 \text{ кН}$$

$$Q_{BB}(z=36) = \frac{38.4}{2} \cdot (-36) = -691.2 \text{ кН}$$

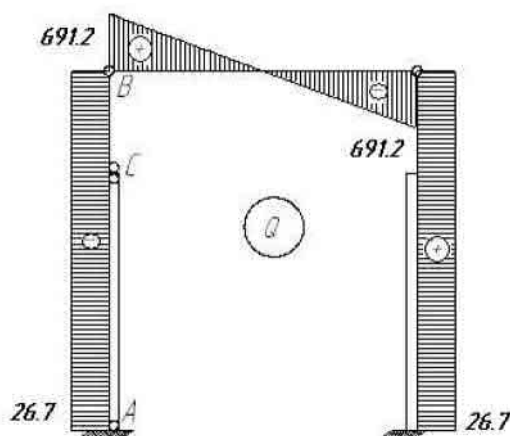
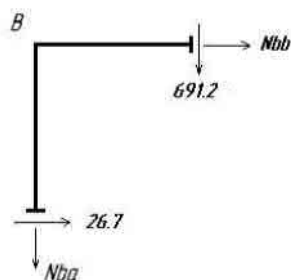


Рисунок 4.11 - Эпюра Q

По эпюре Q строим эпюру N.

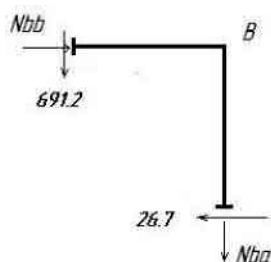
Узел В (левая стойка):



$$\Sigma X = N_{BB} + 26.7 = 0 \quad N_{B-B} = -26.7 \text{ кН}$$

$$\Sigma Y = N_{BA} + 691.2 = 0 \quad N_{BA} = -691.2 \text{ кН}$$

Узел В (правая стойка):



$$\Sigma Y = N_{BA} + 691.2 = 0 \quad N_{BA} = -691.2 \text{ кН}$$

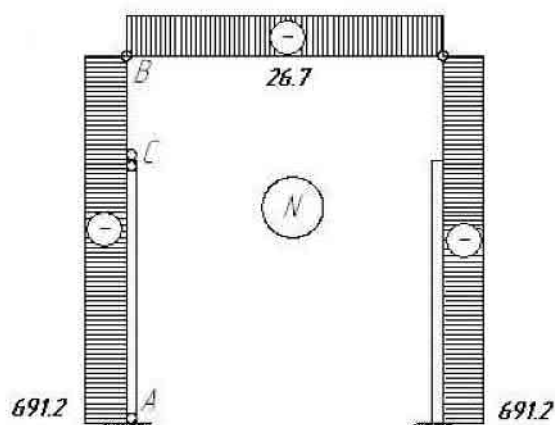


Рисунок 4.12 – Эпюра N

4.3 Расчет на вертикальную нагрузку от мостовых кранов

Принимаем жесткость ригеля бесконечной, проверяем по формуле:

$$\kappa = \frac{I_p \cdot H}{I_n \cdot L} = \frac{20 \cdot 27.8}{5 \cdot 36} > \frac{6}{1 + 1.1 \cdot \sqrt{4}} \quad \frac{I_p}{I_n} = 4$$

$$\kappa = \frac{20 \cdot 27.8}{5 \cdot 36} = 3.09 > 1.875 \text{ - условие выполняется.}$$

Так как ригель абсолютно жесткий принимаем углы поворота в точке В=0. А это значит в основной системе только одно неизвестное, это линейное перемещение.

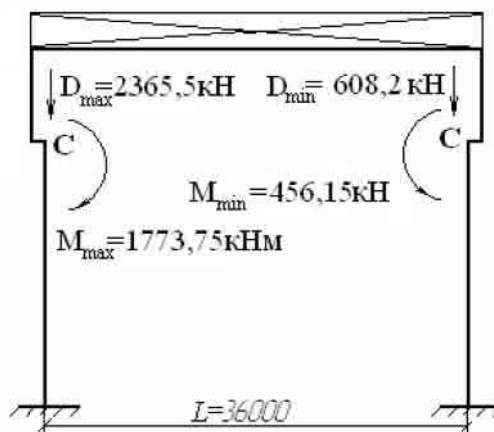


Рисунок 4.13 - Схема нагрузок (крановых)

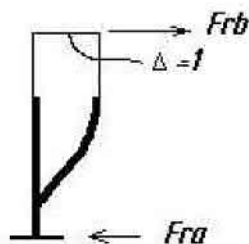
Каноническое уравнение для определения смещения плоской рамы:

$$r_{11} \cdot \Delta + r_{1p} = 0 \quad (1.47)$$

$$\Delta = -\frac{r_{1p}}{r_{11}}$$

Определяем моменты от смещения верхних углов на $\Delta=1$, используя таблицу 12.4 $n=0.2$, $\alpha=0.22$.

Расчетная схема:



$$\kappa_A = -4,329$$

$$\kappa_B = 2,012$$

$$\kappa_C = 0,585$$

$$\kappa'_B = 6.34$$

$$r_{11} = 2 \cdot F_{RB} = \frac{2 \cdot \kappa'_B \cdot t}{H} = \frac{2 \cdot 6.34 \cdot t}{27.8} = 0.456 \cdot t \quad (1.48)$$

$$M_A = \kappa_a \cdot t = -4,329 \cdot t$$

$$M_B = \kappa_b \cdot t = 2,012 \cdot t$$

$$M_C = \kappa_c \cdot t = 0,585 \cdot t$$

Строим эпюру \bar{M}_1 :

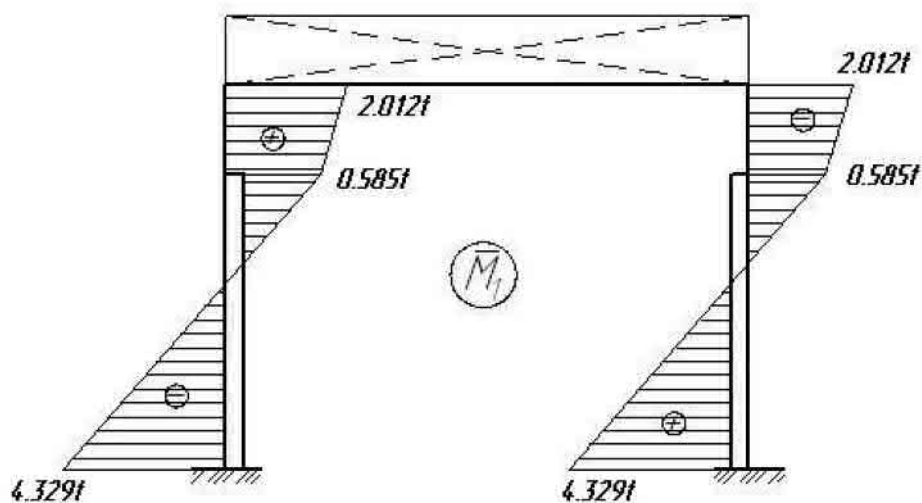
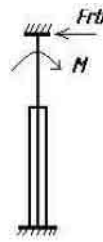


Рисунок 4.14-Эпюра M_1

Строим эпюру M_p от внешней нагрузки M_{\min} , M_{\max} . По таблице 12.4 определяем коэффициенты k_A , k_B , k_C , $n=0.2$, $\alpha=0.22$.



$$k_A = 0.398$$

$$k_B = -0.0475$$

$$k_C = -0.721$$

$$k'_B = -1.496$$

Моменты и реакции на левой стойке:

$$M = M_{\max} = 1773.5 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_A = k_A \cdot M_{\max} = 0,398 \cdot 1773.5 = 705.9 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_B = k_B \cdot M_{\max} = -0,0475 \cdot 1773.5 = -84.24 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_c^H = k_C \cdot M_{\max} = -0,721 \cdot 1773.5 = -1278.7 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_c^e = (k_C + 1) \cdot M_{\max} = (-0,721 + 1) \cdot 1773.5 = 494.8 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$F_{RB}^{\text{лев}} = \frac{k'_B \cdot M_{\max}}{H} = \frac{-1,496 \cdot 1773.5}{27.8} = -95.4 \text{ кН}$$

Моменты и реакции на правой стойке:

$$M = M_{\min} = 456,15 \text{ кНм}$$

$$M_A = k_A \cdot M_{\min} = 0,398 \cdot 456,15 = 181,55 \text{ кНм}$$

$$M_B = k_B \cdot M_{\min} = -0,0475 \cdot 456,15 = -21,67 \text{ кНм}$$

$$M_c^H = k_C \cdot M_{\min} = -0,721 \cdot 456,15 = -328,9 \text{ кНм}$$

$$M_c^B = (k_C + 1) \cdot M_{\min} = (-0,721 + 1) \cdot 456,15 = 127,3 \text{ кНм}$$

$$F_{RB}^{\text{пр}} = \frac{k'_B \cdot M_{\min}}{H} = \frac{-1,496 \cdot 456,15}{27,8} = -24,55 \text{ кН}$$

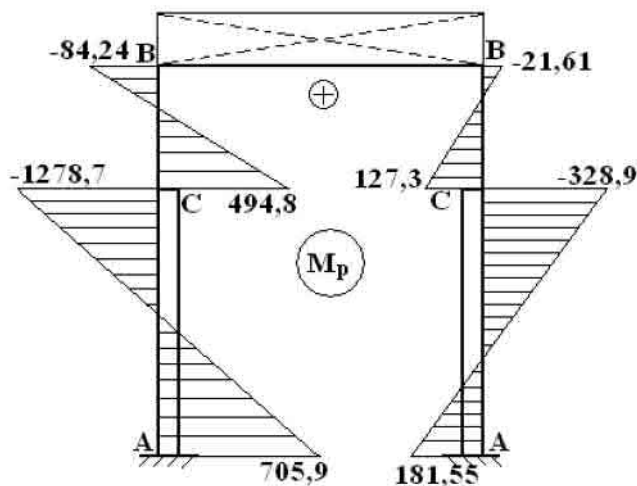


Рисунок 4.15 - Эпюра M_p

Реакции верхних концов стоек, кН:

$$r_{1p} = F_{RB}^{лев} - F_{RB}^{np} = -95.4 + 24.55 = -70.85 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Из канонического уравнения определяем смещение плоской рамы:

$$\Delta = -\frac{r_{1p}}{r_{11}} = -\frac{-70.85}{0.456 \cdot t} = \frac{155.4}{t}$$

В расчете на крановые нагрузки следует учесть пространственную работу каркаса, определить α_{np} , Δ_{np} .

$$\alpha_{np} = 1 - \alpha - \alpha' \cdot \left(\frac{n_0}{\sum y} - 1 \right) \quad (1.49)$$

где α и α' – коэффициенты, принимаемые по таблице, в зависимости от коэффициента β .

$$\beta = B^3 \cdot \Sigma \frac{I_n \cdot d}{H^3 \cdot I_n} \quad (1.50)$$

$$B=12\text{м}, H=27.8\text{ м}, \frac{\Sigma I_n}{I_n} = \frac{1}{2} \div \frac{1}{6} \text{ при профилированном настиле } \frac{\Sigma I_n}{I_n} = \frac{1}{4},$$

$$d = \frac{k_B}{12} = \frac{6.34}{12} = 0.53$$

$$\beta = 12^3 \cdot \frac{0.53}{27.8^3 \cdot 4} = 0.01$$

Таблица 1.6 - Таблица коэффициентов α и β

β	0	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.1	0.15	0.2	0.5
α	0.86	0.77	0.73	0.71	0.69	0.67	0.62	0.58	0.56	0.46
α'	-0.144	-0.2	-0.22	-0.24	-0.25	-0.25	-0.26	-0.26	-0.26	-0.26

$$\alpha=0.77, \alpha'=-0.2$$

n_0 – число колес на одной нитке подкрановых балок, $n_0=8$.

$\sum y$ – сумма ординат на линии влияния реакции опор, $\sum y=4.91$

$$\alpha_{np} = 1 - 0.77 - (-0.22) \cdot \left(\frac{8}{4.91} - 1 \right) = 0.36$$

$$\Delta_{np} = \alpha_{np} \cdot \Delta = 0.36 \cdot \frac{155.4}{t} = \frac{55.9}{t}$$

Строим эпюру моментов с учетом смещения Δ_{np} , т.е. $\bar{M}_1 \cdot \Delta_{np}$

$$M_A = -4,329 \cdot t \cdot \frac{55.9}{t} = -242 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_B = 2,012 \cdot t \cdot \frac{55.9}{t} = 112.5 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_C = 0,585 \cdot t \cdot \frac{55.9}{t} = 32.7 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

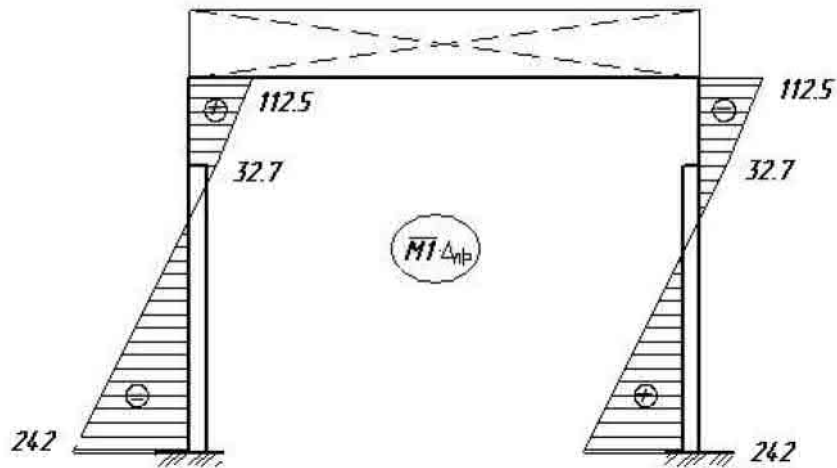


Рисунок 4.16 - Эпюра $M_1 \cdot \Delta_{пр}$

Строим эпюру $M_{ок} = M_p + \overline{M}_1 \cdot \Delta_{пр}$

Левая стойка:

$$M_A = 705.9 - 242 = 463.9 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_B = -84.24 + 112.5 = 28.26 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_C^H = -1278.7 + 32.7 = -1246 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_C^E = 494.8 + 32.7 = 527.5 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Правая стойка:

$$M_A = 181.55 + 242 = 423.55 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_B = -21.67 - 112.5 = -134.17 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_C^H = -328.9 - 32.7 = -361.6 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_C^E = 127.3 - 32.7 = 94.6 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

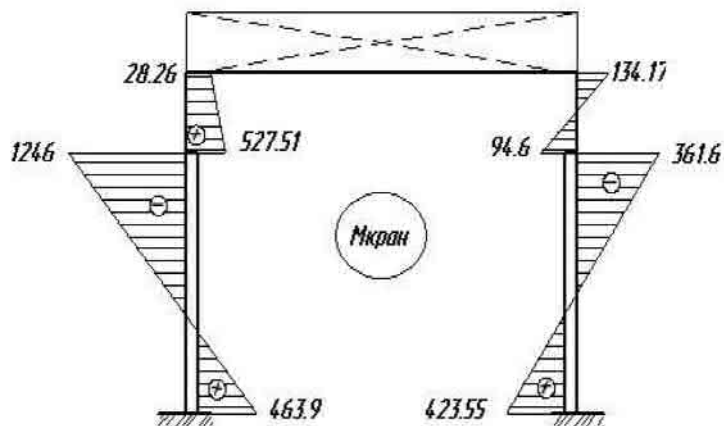


Рисунок 4.17 - Эпюра $M_{кран}$

Проверка правильности построения эпюры $M_{кран}$.

В точке С перепад эюры на левой стойке равен моменту $M_{\max}=1773.5\text{кН}\cdot\text{м}$: $1246 + 527.5 = 1773.51\text{кН}\cdot\text{м}$, а на правой стойке равно $M_{\min}=456.15\text{ кН}\cdot\text{м}$: $94.6 + 361.6 = 456.2\text{кН}\cdot\text{м}$

Строим эюру поперечной силы Q, используя эюру $M_{\text{кран}}$:

$$Q = \frac{M_{\text{пр}} - M_{\text{лео}}}{l} \text{ при } q=0$$

Левая стойка:

$$Q_{AC} = \frac{M_C^H - M_A}{H_n} = \frac{-1246 - 463.9}{21,6} = -79.16\text{кН}$$

$$Q_{BC} = \frac{M_B - M_C^6}{H_6} = \frac{28.26 - 527.5}{6.2} = -80.5\text{кН}$$

Правая стойка:

$$Q_{AC} = \frac{M_C^H - M_A}{H_n} = \frac{423.55 + 361.6}{21,6} = 36.3\text{кН}$$

$$Q_{BC} = \frac{M_B - M_C^6}{H_6} = \frac{94.6 + 134.17}{6.2} = 36.9\text{кН}$$

Поперечные силы на каждой стойке по участкам AC и BC равны:

$$Q_{AC} = Q_{BC} = -79.16 \approx -80.5(\text{кН}) - \text{левая стойка}$$

$$Q_{AC} = Q_{BC} = 36.3 \approx 36.9(\text{кН}) - \text{правая стойка}$$

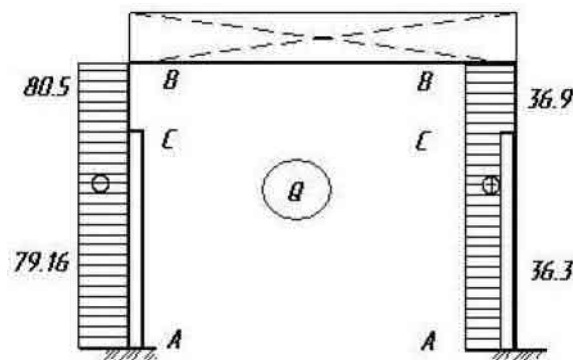


Рисунок 4.18 - Эпюра Q

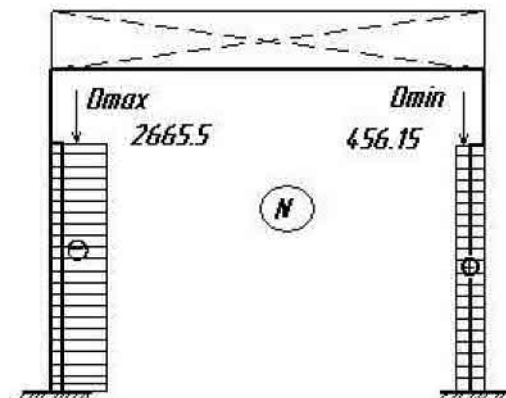


Рисунок 4.19 - Эпюра N

4.4 Расчет на горизонтальное воздействие мостовых кранов

Основная система, эпюра \bar{M}_1 , каноническое уравнение, коэффициент α_{np} такие же как при расчете на вертикальную нагрузку от мостовых кранов. Моменты и реакции в основной системе от силы $T = 77$ кН.

Таблица 4.1 $n=0.2$, $\alpha=0.22$.

Расчетная схема.



$$\kappa_a = -0,066$$

$$\kappa_b = -0,096$$

$$\kappa_c = 0,085$$

$$\kappa'_b = -0,796$$

Строим эпюру M_p :

$$M_A = \kappa_A \cdot T \cdot H = -0,066 \cdot 77 \cdot 27.8 = -141,3 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_B = \kappa_B \cdot T \cdot H = -0,096 \cdot 77 \cdot 27.8 = -205,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_c = \kappa_C \cdot T \cdot H = 0,085 \cdot 77 \cdot 27.8 = 182 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$F_{RB} = \kappa'_B \cdot T = -0,796 \cdot 77 = -61,3 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

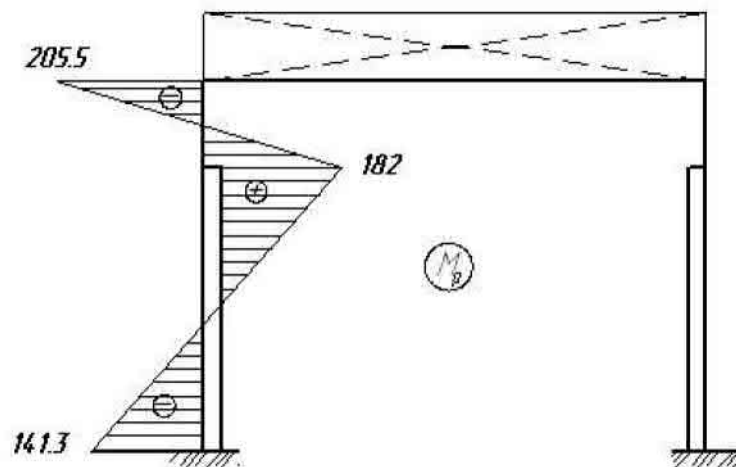


Рисунок 4.20 - Эпюра M_p

Смещение верха колонн с учетом пространственной работы:

$$\Delta_{np} = -\frac{\alpha_{np} \cdot r_{1p}}{r_{11}} \quad (1.51)$$

$$\alpha_{np} = 0.36, \quad r_{11} = 0.456 \text{ т}$$

$$r_{1p} = F_{RB}^{лев} - F_{RB}^{прав} = -61.3 - 0 = -61.3 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$\Delta_{np} = -0,36 \cdot \frac{(-61,3)}{0,456 \cdot t} = \frac{48,4}{t}$$

Моменты от фактического смещения с учетом пространственной работы рамы $\bar{M}_1 \cdot \Delta_{np}$:

$$M_A = -4,329 \cdot t \cdot \frac{48,4}{t} = -209,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_B = 2,012 \cdot t \cdot \frac{48,4}{t} = 97,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_C = 0,585 \cdot t \cdot \frac{48,4}{t} = 28,31 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

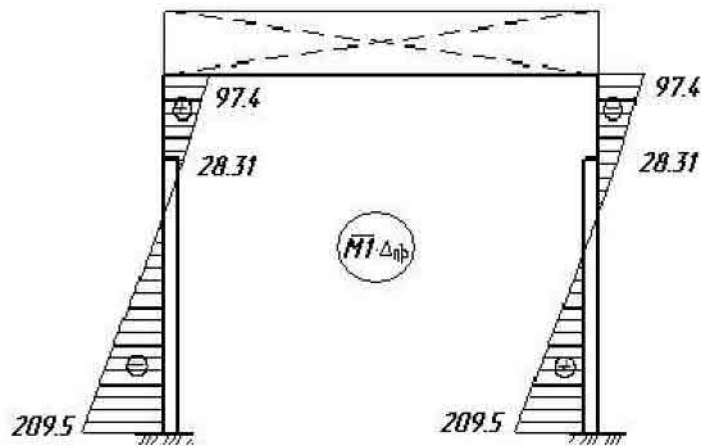


Рисунок 4.21 - Эпюра $\bar{M}_1 \cdot \Delta_{np}$

Строим окончательную эпюру от горизонтальной крановой нагрузки

$$M_{ок} = M_{гор} = M_p + \bar{M}_1 \cdot \Delta_{np}$$

Левая стойка:

$$M_A = -141,3 - 209,5 = -350,8 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_C = 182 + 28,31 = 210,31 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_B = -205,5 + 97,4 = -108,1 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Правая стойка:

$$M_A = 209,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_C = -28,31 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_B = -97,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

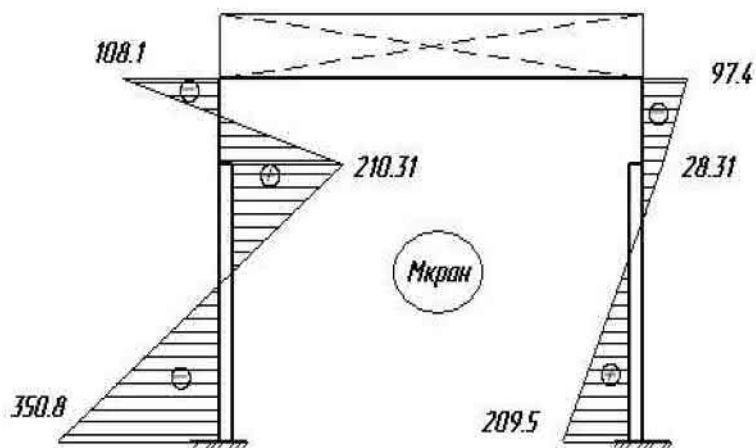


Рисунок 4.22 - Эпюра $M_{\text{кран}}$

Строим эпюру поперечной силы Q .

Левая стойка:

$$Q_{AC} = \frac{M_C^H - M_A}{H_n} = \frac{210.31 + 350.8}{21.6} = 26 \text{ кН}$$

$$Q_{BC} = \frac{M_B - M_C^6}{H_6} = \frac{-108.1 - 210.31}{6.2} = -51.3 \text{ кН}$$

Правая стойка:

$$Q_{AC} = \frac{M_C^H - M_A}{H_n} = \frac{209.5 + 28.31}{21.6} = 11 \text{ кН}$$

$$Q_{BC} = \frac{M_B - M_C^6}{H_6} = \frac{-28.31 + 97.4}{6.2} = 11.1 \text{ кН}$$

Проверкой правильности построения эпюры Q является перепад на левой стойке в точке C должен быть равен T : $26 + 51.3 = 77.3 \text{ кН} \sim T = 77 \text{ кН}$.

На правой стойке $Q_{AC} \sim Q_{BC}$

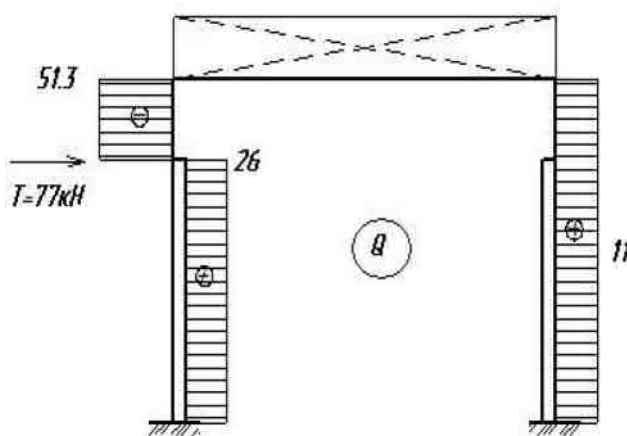


Рисунок 4.23 - Эпюра Q

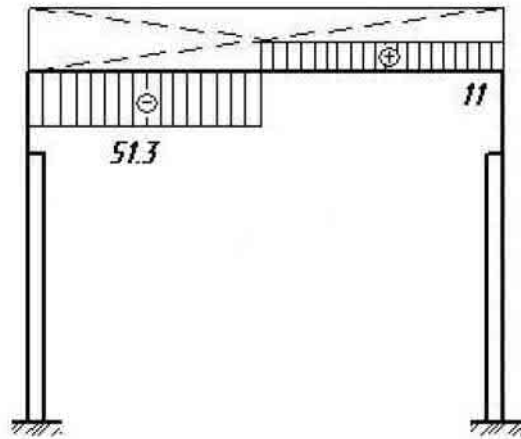
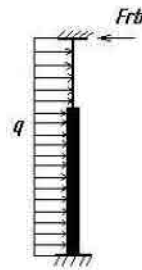


Рисунок 4.24 - Эпюра N

4.5 Расчет на ветровую нагрузку

Основная система, эпюра \bar{M}_1 , каноническое уравнение такое же как для крановых воздействий. Для построения грузовой эпюры M_p определяем коэффициенты из таблицы 4.1, $n=0.2$, $\alpha=0.22$. Расчетная схема:



$$\kappa_a = -0,101$$

$$\kappa_b = -0,051$$

$$\kappa_c = 0,025$$

$$\kappa'_e = -0,45$$

С наветренной стороны: $q_3 = 2.7 \text{ кН/м}$

$$M_A = \kappa_a \cdot q_3 \cdot H^2 = -0,101 \cdot 2.7 \cdot 27.8^2 = -210,8 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_B = \kappa_b \cdot q_3 \cdot H^2 = -0,051 \cdot 2.7 \cdot 27.8^2 = -106,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_c = \kappa_c \cdot q_3 \cdot H^2 = 0,025 \cdot 2.7 \cdot 27.8^2 = 52.17 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$F_{RB}^{\text{лев}} = \kappa'_e \cdot q_3 \cdot H = -0,45 \cdot 2.7 \cdot 27.8 = -33.8 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

С подветренной стороны $q_3' = 2.02 \text{ кН/м}$

$$M_A = \kappa_a \cdot q'_3 \cdot H^2 = -0,101 \cdot 2,02 \cdot 27,8^2 = -157,4 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$M_B = \kappa_b \cdot q'_3 \cdot H^2 = -0,051 \cdot 2,02 \cdot 27,8^2 = -79,62 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$M_c = \kappa_c \cdot q'_3 \cdot H^2 = 0,025 \cdot 2,02 \cdot 27,8^2 = 39,03 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$F_{RB}^{npas} = \kappa'_6 \cdot q'_3 \cdot H = -0,45 \cdot 2,02 \cdot 27,8 = -22,5 \text{кН} \cdot \text{м}$$

С подветренной стороны значения M_A , M_B , M_C меняем на противоположные, так как ветер дует в одну сторону.

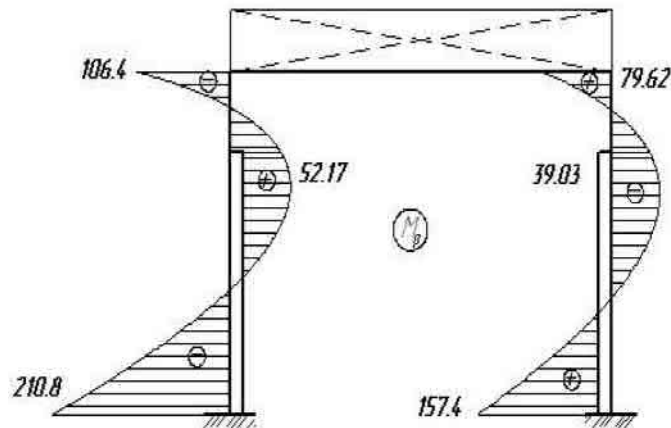


Рисунок 4.25 - Эпюра M_p

Каноническое уравнение метода перемещений:

$$r_{11} \cdot \Delta + r_{1p} = 0$$

r_{11} с эпюры \bar{M}_1 крановых нагрузок, $r_{11}=0.456t$.

r_{1p} определяем из $\sum x=0$.

$$r_{1p} = F_{RB}^{лев} + F_{RB}^{npas} - F'_6 - F''_6 = -33,8 - 22,5 - 22,8 - 17,1 = -96,2 \text{кН}$$

$$\Delta = -\frac{r_{1p}}{r_{11}} = -\frac{-96,2}{0,456 \cdot t} = \frac{211}{t}$$

Строим эпюру $\bar{M}_1 \cdot \Delta$:

$$M_A = -4,329 \cdot t \cdot \frac{211}{t} = 913,42 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$M_B = 2,012 \cdot t \cdot \frac{211}{t} = 424,5 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$M_C = 0,585 \cdot t \cdot \frac{211}{t} = 123,4 \text{кН} \cdot \text{м}$$

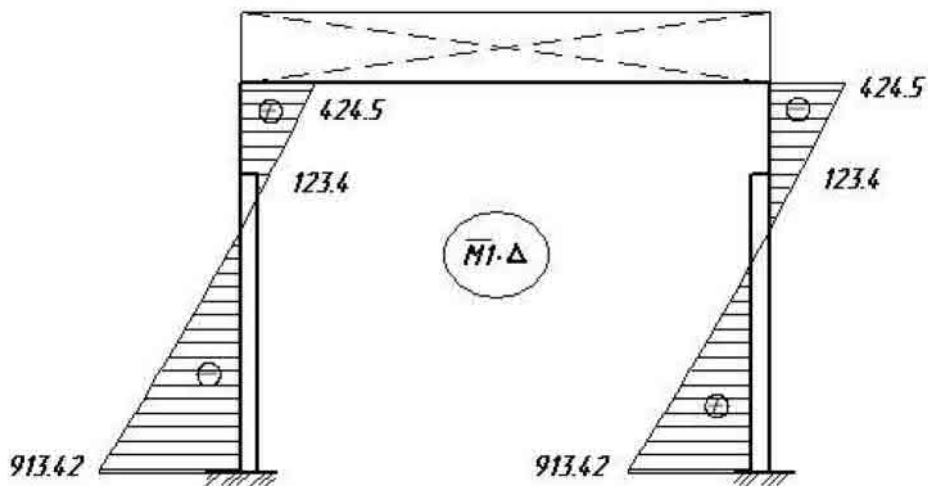


Рисунок 4.26 - Эпюра $\bar{M}_1 \cdot \Delta$

Строим окончательную эпюру от ветровой нагрузки $M_{ок} = M_{ветр} = M_p + \bar{M}_1 \cdot \Delta_{пр}$:

Левая стойка:

$$M_A = -210,8 - 913,42 = -1124,2 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_B = 52,17 + 123,4 = 175,57 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_C = -106,4 + 424,5 = 318,1 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Правая стойка:

$$M_A = 157,4 + 913,42 = 1070,8 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_B = -39,03 - 123,4 = -162,43 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_C = 79,62 - 424,5 = -344,88 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

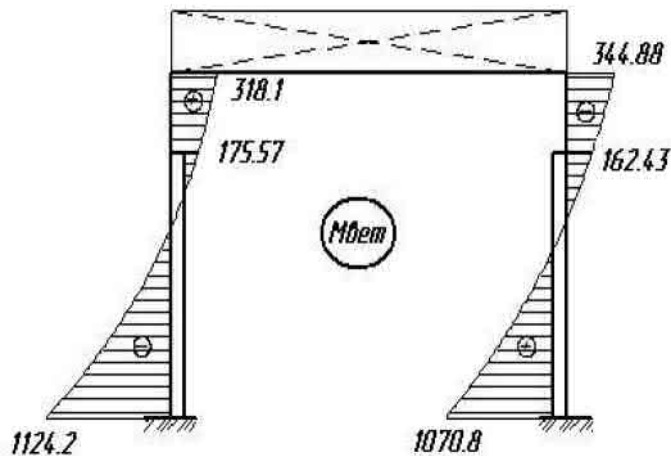


Рисунок 4.27 - Эпюра $M_{ветр}$

Строим эпюру Q :

Левая стойка:

$$Q = \frac{M_{пр} + M_{лев}}{l} + \frac{q_2}{2} \cdot (l - 2 \cdot z)$$

$$Q = \frac{318.1 + 1124.2}{27.8} + \frac{2.7}{2} \cdot (27.8 - 2 \cdot z)$$

$$Q_{AB}(z=0) = 51.88 + 38.75 = 90.63 \text{ кН}$$

$$Q_{AB}(z=27.8) = 51.88 - 38.75 = 13.13 \text{ кН}$$

Правая стойка:

$$Q = \frac{M_{np} + M_{лев}}{l} + \frac{q_2}{2} \cdot (l - 2 \cdot z)$$

$$Q = \frac{1070.8 + 344.88}{27.8} + \frac{2.02}{2} \cdot (27.8 - 2 \cdot z)$$

$$Q_{AB}(z=0) = 50.92 + 28.1 = 78.93 \text{ кН}$$

$$Q_{AB}(z=27.8) = 50.92 - 28.1 = 22.91 \text{ кН}$$

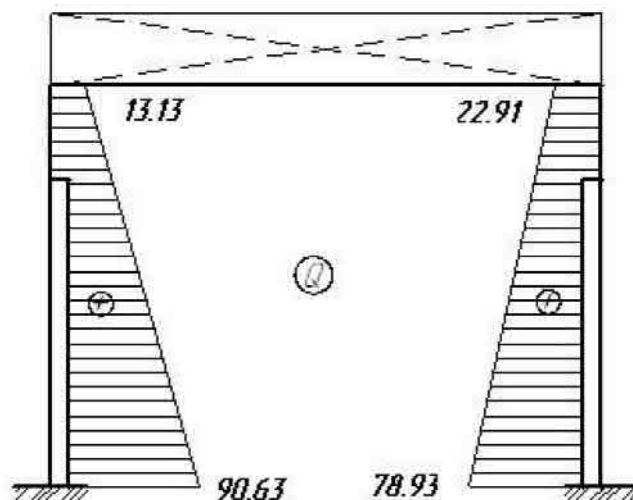


Рисунок 4.28 - Эпюра Q

Проверка правильности расчетов:

$$Q_A^{лев} + Q_A^{np} \approx (q_2 + q_2') \cdot H + F_6 + F_6'$$

$$1. \quad 90.63 + 78.93 \approx (2.7 + 2.02) \cdot 27.8 + 22.8 + 17.1$$

$$169.56 \text{ кН} \approx 171.1 \text{ кН}$$

$$Q_B^{лев} + Q_B^{np} \approx F_6 + F_6'$$

$$2. \quad 13.13 + 22.91 \approx 22.8 + 17.1$$

$$36.04 \text{ кН} \approx 39.9 \text{ кН}$$

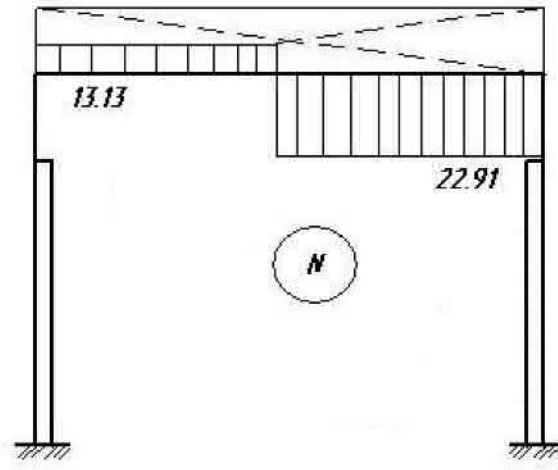


Рисунок 4.29 - Эпюра N

5. СОЧЕТАНИЯ УСИЛИЙ

5.1 Определение комбинаций усилий в сечениях стойки рамы

Так как рама симметричная, то таблица составляется для четырех сечений одной стойки. При составлении комбинаций усилий нужно найти их наиболее невыгодные сочетания, которые могут быть неодинаковы для разных сечений. Предусматривают следующие сочетания:

1. Постоянная + одна временная с коэффициентом сочетания = 1.

2. Постоянная + не менее 2 временных с коэффициентом сочетания = 0,9.

Нагрузки от снега, кранов, ветра – временные. Постоянная нагрузка учитывается при любом сочетании. Нагрузки от вертикального и горизонтального воздействия кранов учитываются как одна временная, их нельзя рассматривать отдельно. В одном сечении рассматриваются усилия на одной стойке (левой или правой). Для того, чтобы учесть все возможные случаи загрузки, определяются усилия от крановых воздействий при расположении тележки у левой и у правой стойки, а также усилия при разных направлениях ветра (слева и справа).

Для нижнего участка колонны (сечение 4-4) определяют поперечную силу Q , которая необходима для расчета раскосов сквозных колонн и фундамента. Для расчета анкерных болтов составляют специальную комбинацию усилий, которая состоит из наименьшей продольной силы и наибольших возможных моментов. Составляют несколько комбинаций расчетных усилий и в каждом сечении выбирают максимальную (самую невыгоднейшую). Подбор сечений колонны проводим на эту комбинацию.

Сечение 1-1 т. В, сечение 2-2 т. С^В, сечение 3-3 т. С^Н, сечение 4-4 т. А.

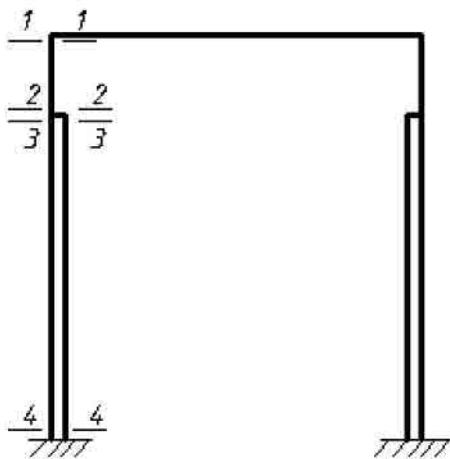


Рисунок 5.1 - Сечения рамы

Таблица 5.1 - Результаты статического расчета

Комбинация усилий в сечениях стойки рамы													
№ нагрузки	Нагрузка в комбинации по ГОСТ	Коэффициент	Сечения стойки										
			1-1		2-2		3-3		4-4				
			M	N	M	N	M	N	M	N	Q		
1	Постоянная	1	-355,5	-380,16	-266,3	-380,16	-109,08	-380,16	201,31	-380,16	-14,4		
2	Снеговая	1	-646,8	-691,2	-481,2	-691,2	-205,1	-691,2	369,7	-691,2	-26,7		
		0,9	-582,12	-622,08	-433,08	-622,08	-184,59	-622,08	332,73	-622,08	-24,03		
3	От вертикального воздействия крана(левая стойка)	1	28,26	0	527,5	0	-124,6	-2365,5	463,9	-2365,5	-80		
		0,9	25,434	0	474,75	0	-1121,4	-2129	417,51	-2129	-72		
3*	От вертикального воздействия крана (правая стойка)	1	-134,17	0	94,6	0	-361,6	-456,15	423,55	-456,15	36,6		
		0,9	-120,753	0	85,14	0	-325,44	-410,54	381,195	-410,54	32,94		
4	Временная от горизонтального воздействия крана (левая стойка)	1	±108,1	0	±210,31	0	±210,31	0	±350,8	0	±26		
		0,9	±97,29	0	±189,279	0	±189,279	0	±315,72	0	±23,4		
4*	Временная от горизонтального воздействия крана (правая стойка)	1	±97,4	0	±28,31	0	±28,31	0	±209,5	0	±11		
		0,9	±87,66	0	±25,479	0	±25,479	0	±188,55	0	±9,9		
5	Временная ветровая (левая стойка)	1	318,1	0	175,57	0	175,57	0	-1124,2	0	90,63		
		0,9	286,29	0	158,013	0	158,013	0	-1011,8	0	81,567		
5*	Временная ветровая (правая стойка)	1	-344,8	0	-162,4	0	-162,4	0	1070,8	0	78,93		
		0,9	-310,32	0	-146,16	0	-146,16	0	963,72	0	71,037		
M _{max} N _{сортб}	№ усилия	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
		0,9	-	-	1 3 4 5	-	-	1 2 3 4 5*	-	-	-		
M _{max} N _{сортб}	№ усилия	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
		0,9	1 2 3* 4 5*	1 2 3* 4 5*	1 2 3 4 5*	1 5	-	-1466,02	-1002,26	-949,8	-1002,3	-1751,3	-3131,3
N _{max} M _{сортб}	№ усилия	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
		0,9	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
N _{max} M _{сортб}	№ нагрузка	1	1 2	-	-	-	-	-	-	-	-		
		0,9	1 2 3* 4 5*	1 2 3* 4 5*	1 2 3* 4 5*	-	-	-1002,3	-1071,36	-	-		
N _{min} M _{сортб}	№ нагрузка	1	Усилия M и N от постоянной нагрузки рассчитаны с коэффициентом = 0,8						1 5*	-	-	-	
		0,9							1 5	1231,8	-304,13	-	
Q _{max}	№ нагр	1							-863,2	-304,13	-	-	
		0,9							-	-	-	1 2 3 4 -134,1	

5.2 Разбор комбинаций усилий по сечениям

Сечение I-I

Сочетание нагрузок $M(-) N_{\text{соотв.}} : 123^*45^*$

$$M = -355,5 - 582,12 - 120,8 - 97,3 - 310,32 = -1466,02 \text{ кН*м}$$

$$N = -380,16 - 622,1 = -1002,26 \text{ кН}$$

$$Q = -14,4 - 24,3 + 32,9 - 46,17 + 20,6 = -31,7 \text{ кН}$$

Сечение II-II

$M(+)$ $N_{\text{соотв}}$ сочетание нагрузок 1345

$$M = -266,3 + 474,75 + 189,3 + 158 = 555,75 \text{ кН*м}$$

$$N = -380,16 \text{ кН}$$

$M(-)$ $N_{\text{соотв}}$ сочетание нагрузок 123*45*

$$M = -266,3 - 433,1 - 189,3 + 85,1 - 146,2 = 949,8 \text{ кН*м}$$

$$N = -380,16 - 622,1 = -1002,26 \text{ кН}$$

Сечение III-III

Сочетание нагрузок $M_{\text{max}}(-) N_{\text{соотв}}$ 12345*

$$M = -109,08 - 184,6 - 121,4 - 289,3 - 146,2 = -1751,3 \text{ кН*м}$$

$$N = -380,16 - 622,1 - 2129 = -3131,26 \text{ кН}$$

Сечение IV-IV

$M(+)$ $N_{\text{соотв}}$ сочетание нагрузок 12345*

$$M = 201,31 + 332,7 + 417,5 + 315,7 + 963,7 = 2230,9 \text{ кН*м}$$

$$N = -380,16 - 622,1 - 2129 + 0 + 0 = -3131,26 \text{ кН}$$

$M(-)$ $N_{\text{соотв}}$ сочетание нагрузок 15

$$M = 201,31 - 1011,8 = -810,49 \text{ кН*м}$$

$$N = -380,16 \text{ кН}$$

В этом сечении определяем Q_{max} .

Q_{max} со знаком (+) сочетание нагрузок 13*45

$$Q_{\text{max}} = -14,4 + 32,9 + 23,4 + 81,6 = 123,5 \text{ кН}$$

Q_{max} со знаком (-) сочетание нагрузок 1234

$$Q_{\text{max}} = -14,4 - 24,3 - 72 - 23,4 = -134,1 \text{ кН}$$

$$Q_{\text{max}} = -134,1 \text{ кН}$$

В сечении IV-IV для расчета анкерных болтов составляют специальную комбинацию нагрузок, которая состоит из наименьшей продольной силы с наибольшими возможными моментами. Эта комбинация усилий учитывает постоянную нагрузку с коэффициентом 0,8.

$N_{\text{min}} + M_{\text{соотвmax()}}$ сочетание нагрузок 15*

$$M = 201,3 * 0,8 + 1070,8 = 1231,8 \text{ кН*м}$$

$$N = -380,16 * 0,8 = -304,13 \text{ кН}$$

$N_{\text{min}} - M_{\text{соотвmax()}}$ сочетание нагрузок 15

$$M = 201,3 * 0,8 - 1124,2 = -963,2 \text{ кН*м}$$

$$N = -380,16 * 0,8 = -304,13 \text{ кН}$$

6. РАСЧЕТ СТУПЕНЧАТОЙ КОЛОННЫ

6.1 Исходные данные

Сечение 1-1

$-M_{\max} N_{\text{соотв}}$

$$M = -1466,02 \text{ кН*м}$$

$$N = -1002,26 \text{ кН}$$

Сечение 2-2

При том же сочетании нагрузок как и в сечении 1-1

$-M_{\max} N_{\text{соотв}}$

$$M = 949,8 \text{ кН*м}$$

$$N = -1002,26 \text{ кН}$$

$+M_{\max} N_{\text{соотв}}$

$$M = 555,75 \text{ кН*м}$$

$$N = -380,16 \text{ кН}$$

Сечение 3-3

$-M_{\max} N_{\text{соотв}}$

$$M = -1751,3 \text{ кН*м}$$

$$N = -3131,26 \text{ кН}$$

Изгибающий момент со знаком «-» догружает подкрановую ветвь

Сечение 4-4

$+M_{\max} N_{\text{соотв}}$

$$M = 2230,9 \text{ кН*м}$$

$$N = -3131,26 \text{ кН}$$

$-M_{\max} N_{\text{соотв}}$

$$M = -810,49 \text{ кН*м}$$

$$N = -380,16 \text{ кН} \quad Q_{\max} = -134,1 \text{ кН}$$

В каркасах одноэтажных производственных зданий применяются колонны переменного по высоте сечения (ступенчатые), которые являются основным типом колонн при грузоподъемности кранов 50т и выше. Подкрановая балка в этом случае опирается на уступ нижнего участка колонны и располагается по оси подкрановой ветви. Генеральные размеры колонны устанавливаются при компоновке поперечной рамы. Колонны работают на внецентренное сжатие. Значения расчетных усилий M , N , Q определяются по результатам статического расчета рамы. Сечение ступенчатой колонны подбирают отдельно для каждого участка постоянного сечения. Расчетные длины участков колонны в плоскости и их плоскости рамы определяются в зависимости от конструктивной схемы каркаса.

6.2 Определение расчетных длин колонны

Сопряжение ригеля и колонны жесткое. Отношение жесткостей верхней и нижней части колонны $\frac{I_a}{I_n} = 0.2$

Выбираем материал колонны (произвольно). Выбираем сталь - С235. Бетон фундамента В15, коэффициент надежности 0.95. Расчетная длина колонны в плоскости рамы

определяется отдельно для верхней и нижней частей колонны. Она зависит от формы потери устойчивости.

Для нижней части:

$$l_{x1} = \mu_1 \cdot l_1; \quad (1.52)$$

Для верхней части:

$l_{x2} = \mu_2 \cdot l_2$; , где μ – коэффициент расчетной длины, зависящий от способа закрепления колонны в фундаменте и соотношения погонных жесткостей ригеля и колонны.

$$I_n = 5; I_e = 1$$

$$l_1 = 21.6 \text{ м}; l_2 = 6.2 \text{ м};$$

$$\alpha_1 = \frac{\mu_1}{\mu_2} = \frac{l_2}{l_1} \cdot \sqrt{\frac{I_n}{I_e \cdot \beta}} \quad (1.53)$$

$$\beta = \frac{N_1}{N_2}$$

Сила в сечении нижней части(IV-IV):

$$N_1 = 3131.26 \text{ кН}$$

Сила в сечении нижней части(I-I):

$$N_2 = 1002.26 \text{ кН}$$

$$\beta = \frac{3131.26}{1002.26} = 3.12$$

$$\alpha_1 = \frac{6.2}{21.6} \cdot \sqrt{\frac{5}{1 \cdot 3.12}} = 0.36$$

$$n = \frac{I_e \cdot l_1}{I_n \cdot l_2} = \frac{1}{5} \cdot \frac{21.6}{6.2} = 0.7$$

По таблице 68 СНиП:

$$\mu_1 = 1.87 \quad , \text{ тогда } l_{x1} = \mu_1 \cdot l_1 = 1.87 \cdot 21.6 = 40.4 \text{ м};$$

Коэффициент μ_2 для верхнего участка колонны определяется из соотношения:

$$\mu_2 = \frac{\mu_1}{\alpha_1} \leq 3; \quad \mu_2 = \frac{1.87}{0.36} = 5.19 > 3;$$

принимаем $\mu_2 = 3$

Тогда для верхней части колонны:

$$l_{x2} = 3 \cdot 6.2 = 18.6 \text{ м};$$

Определяем расчетную длину колонны из плоскости рамы. Эта расчетная длина равна наибольшему расстоянию между точками закрепления колонны от смещения вдоль здания. Нижний участок колонны закреплен от смещения на уровне верха фундамента и

нижнего пояса подкрановой балки, то есть $l_{y1} = H_n = 21.6 \text{ м};$

Верхний участок рамы закреплен от смещения тормозной балки нижним поясом стропильных ферм.

$$l_{y2} = H_e - h_{н.б.} = 6.2 - 1.4 = 4.8 \text{ м};$$

6.3 Подбор сечения верхней части колонны

Сечение верхней части колонны принимается в виде сварного двутавра $h_g = 700 \text{ мм}$.

Для верхней части колонны рассмотрим сечения I-I и II-II.

сечение 1-1

$-M_{\max} N_{\text{соотв}}$

$M = -1466,26 \text{ кН}\cdot\text{м};$

$N = -1002,26 \text{ кН}$

сечение 2-2

$-M_{\max} N_{\text{соотв}}$

$M = -949,8 \text{ кН}\cdot\text{м};$

Определяем требуемую площадь сечения:

$$A_{mp} = \frac{N_{(1-1)}}{\varphi_{\text{вн}} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \quad (1.54)$$

$i_x \approx 0,42 \cdot h_g = 0,42 \cdot 70 = 29,4 \text{ см};$

$\rho_x \approx 0,35 \cdot h_g = 0,35 \cdot 70 = 24,5 \text{ см};$

Приведенная гибкость:

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_{x2}}{i_x} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{1860}{29,4} \cdot \sqrt{\frac{23}{2,06 \cdot 10^4}} = 2,1$$

Относительный эксцентриситет:

$$m_x = \frac{M_{(1-1)}}{N_{(1-1)} \cdot \rho_x} = \frac{1466,226 \cdot 10^2}{1002,26 \cdot 24,5} = 5,97;$$

Определяем коэффициент влияния формы сечения η , принимаем в первом приближении

$\frac{A_n}{A_{cm}} \geq 1$. По таблице 73 СНиП определяем:

$$\eta = 1 \quad \text{при } m_x = 5,7$$

Определяем коэффициент $m_{1x} = \eta \cdot m_x = 1 \cdot 5,7 = 5,7$

По значениям $m_{1x} = 5,97$ и $\bar{\lambda}_x = 2,1$ находим $\varphi_{\text{вн}} = 0,191$.

$$A_{mp} = \frac{1002,26}{0,191 \cdot 23 \cdot 0,95} = 240,2 \text{ см}^2$$

Компонуем верхнее сечение колонны:

$$h_w = h_g - 2 \cdot t_f; \quad (1.55)$$

$t_f = 1,4 - 2 \text{ см};$

$h_w = 70 - 2 \cdot 2 = 66 \text{ см};$

$m_x > 1$, и $\bar{\lambda}_x \geq 0,8$,

$$\frac{h_{cm}}{t_{cm}} \leq (0,9 + 0,5 \cdot \bar{\lambda}_x) \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}$$

$$t_w \leq h_w / (0,9 + 0,5 \cdot \bar{\lambda}_x) \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 66 / (0,9 + 0,5 \cdot 2,1) \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{23}}$$

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 58,4$$

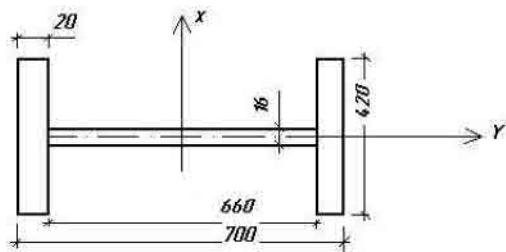
$$t_w \geq \frac{h_w}{58,4}$$

$$t_w \geq 1,14 \text{ см}$$

Принимаем толщину стенки $t_w = 1,6 \text{ см}$.

$$A_{fmp} = \frac{(A_{mp} - h_w \cdot t_w)}{2} = \frac{240,2 - 66 \cdot 1,6}{2} = 67,3 \text{ см}^2;$$

Для обеспечения устойчивости колонны из плоскости действия момента ширина полки принимается:



$$b_f \geq \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{30} \right) \cdot l_{y2} = 24 \div 16$$

$$b_f = 420 \text{ см.}$$

Из условия местной устойчивости:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq \left(0,36 + 0,1 \cdot \bar{\lambda}_x \right) \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}$$

(1.56)

Рисунок 6.1 - Сечение верха колонны

$$b_{ef} = \frac{b_f - t_w}{2} = \frac{42 - 1,6}{2} = 20,2 \text{ см}, \frac{20,2}{2} = 10,1 \leq (0,36 + 0,1 \cdot 2,1) \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{23}} = 17,04; \text{ Условие}$$

выполняется. Окончательно принимаем $b_f = 420 \text{ см}$, $t_w = 1,6 \text{ см}$, $t_f = 2 \text{ см}$, $h_w = 66 \text{ см}$,

Геометрические характеристики сечения

Площадь сечения

$$A = 2 \cdot b_f \cdot t_f + t_w \cdot h_w = 2 \cdot 42 \cdot 2 + 1,6 \cdot 66 = 273,6 \text{ см}^2$$

Моменты инерции:

$$I_x = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2(b_f \cdot t_f) \cdot \left(\frac{h_w - t_f}{2} \right)^2 = \frac{1,6 \cdot 66^3}{12} + 2 \cdot (42 \cdot 2) \cdot \left(\frac{70 - 2}{2} \right)^2 = 232540,6 \text{ см}^4$$

$$I_y = \frac{2 \cdot t_f \cdot b_f^3}{12} = \frac{2 \cdot 2 \cdot 42^3}{12} = 24696 \text{ см}^4$$

$$W_x = \frac{I_x}{h/2} = \frac{232540,6}{70/2} = 6644 \text{ см}^3$$

$$\rho_x = \frac{W_x}{A} = \frac{6644}{273,6} = 24,3 \text{ см},$$

Радиусы инерции:

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{232540,6}{273,6}} = 29,15 \text{ см};$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{24696}{273,6}} = 9,5 \text{ см};$$

Проверка устойчивости верхней части колонны в плоскости действия момента

$$\lambda_x = \frac{l_{x2}}{i_x} = \frac{1860}{29,15} = 63,8;$$

Приведенная гибкость:

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 63,8 \cdot \sqrt{\frac{23}{2,06 \cdot 10^4}} = 2,13$$

$$m_x = \frac{M_{(1-1)}}{N \cdot \rho_x} = \frac{1466,2 \cdot 10^2}{1002,26 \cdot 24,3} = 6,02;$$

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{b_f \cdot t_w}{A - A_w} = \frac{42 \cdot 2}{273,6 - 42 \cdot 2} = 0,44 \approx 0,5$$

по таблице 73 СнИПа Стальные конструкции определяем η

$$m_x > 5$$

$$\eta = 1$$

$$m_{1x} = \eta \cdot m_x = 1 \cdot 6,02 = 6,02$$

По таблице 74 СнИПа определяем $\varphi_{вн}$:

$$\varphi_{вн} = 0,192$$

$$\sigma_x^A = \frac{N_{1-1}}{\varphi_{вн} \cdot A} = \frac{1002,26}{0,192 \cdot 273,6} = 19,1 \text{ кН/см}^2 \leq R_y \cdot \gamma_c = 23 \cdot 1,1 = 25,3 \text{ кН/см}^2$$

Условие выполняется.

Проверка устойчивости верхней части колонны из плоскости действия момента

$$\lambda_y = \frac{\ell_{y2}}{i_y} = \frac{480}{9,5} = 50,5 \text{ тогда } \varphi_y = 0,865;$$

$$M_1 = 1466,02 \text{ кН*м},$$

$$M_2 = 949,8 \text{ кН*м};$$

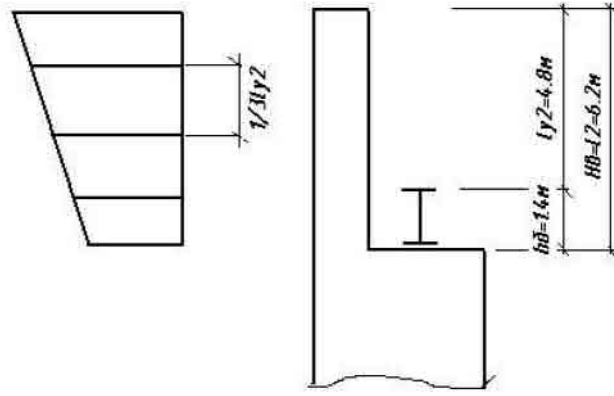


Рисунок 6.2 - Схема верхней части колонны

Для определения m_x находим максимальный момент в средней трети рассматриваемого сечения.

$$M_x^{1/3} = M_2 + \frac{M_1 - M_2}{l_2} \cdot \left(l_2 - \frac{1}{3} \cdot l_{y2} \right) = 949,8 + \frac{1466,02 - 949,8}{6,2} \cdot \left(6,2 - \frac{1}{3} \cdot 4,8 \right) = 1333 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

По модулю сравниваем $M_x^{1/3}$ и $M_{\max}/2$

$1333 > 1466,02/2$, по большему значению определяем m_x .

$$m_x = \frac{M_x^{1/3} \cdot A}{N_{\text{соотв}} \cdot W_x} = \frac{1333 \cdot 100 \cdot 273,6}{1002,26 \cdot 6644} = 5,5 > 5$$

Коэффициент c определяется по одной из формул:

а) $m_x \leq 5$ $c = \beta / (1 + \alpha \cdot m_x)$ - где коэффициенты α и β по таблице 10 СНиПа.

б) $m_x \geq 10$

$$c = \frac{1}{1 + m_x \cdot \frac{\varphi_y}{\varphi_b}}, \quad (1.57)$$

где $\varphi_b = 1$.

в) $5 < m_x < 10$

$$c = c_5 \cdot (2 - 0,2 \cdot m_x) + c_{10} \cdot (0,2 \cdot m_x - 1), \text{ где}$$

c_5 определяется по пункту «а» как c при $m_x=5$, c_{10} определяется по пункту «б» как c , при $m_x=10$

В нашем случае $5 < m_x < 10$ $m_x=5,5$

$$c = c_5 \cdot (2 - 0,2 \cdot m_x) + c_{10} \cdot (0,2 \cdot m_x - 1)$$

$$c_5 = \beta / (1 + \alpha \cdot m_x)$$

$$\beta = \sqrt{\frac{\varphi_c}{\varphi_y}} \text{ при } \lambda_y > \lambda_c$$

$$\beta = 1, \text{ т.к. при } \lambda_y \leq \lambda_c \quad \lambda_c = 3,14 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 92 \quad 50,5 \leq 92$$

$$\alpha = 0,65 + 0,05 \cdot m_x = 0,65 + 0,05 \cdot 5 = 0,925;$$

$$c_5 = \frac{\beta}{1 + \alpha \cdot m_x} = \frac{1}{1 + 0,925 \cdot 5} = 0,1778,$$

$$c_{10} = \frac{1}{1 + m_x \cdot \frac{\varphi_y}{\varphi_b}} = \frac{1}{1 + 10 \cdot 0,865} = 0,1036,$$

φ_y определяется по таблице 72 в зависимости от λ_y .

$$c = 0,1778 \cdot (2 - 0,2 \cdot 5,5) + 0,1036 \cdot (0,2 \cdot 5,5 - 1) = 0,17$$

Проверяем устойчивость колонны из плоскости действия момента.

$$\sigma = \frac{N_{1-1}}{c \cdot \varphi_y \cdot A} = \frac{1002,26}{0,17 \cdot 0,865 \cdot 273,6} = 24,9 \text{ кН/см}^2 \leq R_y \cdot \gamma_c = 25,5 \text{ кН/см}^2.$$

Условие выполняется.

При m_x менее 20 проверка прочности не требуется.

6.4 Подбор сечения нижней части колонны

Сечение нижней части колонны принимаем сквозное, состоящее из двух ветвей, соединенных решеткой. Ширина сечения нижней части колонны принималась при компоновке рамы.

$$h_n = 1500 \text{ мм}$$

Подкрановую ветвь колонны принимаем из балочного сортаментного двутавра, наружную - составного сечения в виде швеллера, сваренного из 3 листов.

Определение требуемой площади ветвей колонны и компоновка сечения

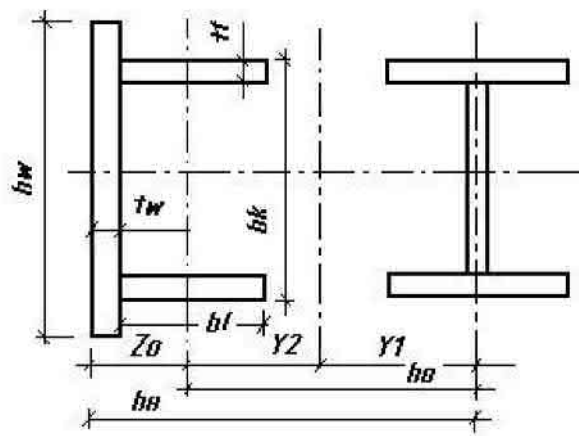


Рисунок 6.3 - Схема нижней части колонны

Для колонн несимметричного сечения принимаем ориентировочно $h_0 \sim h_n$

M_2 догружает наружную ветвь (сечение IV-IV + $M_{\max} N_{\text{соотв}}$)

$$M_2 = 2230,9 \text{ кН*м}$$

$$N_2=3131.26\text{кН}$$

M_1 догружает подкрановую ветвь (сечение III-III - M_{\max} $N_{\text{соотв}}$)

$$M_1=-1751.3\text{кН}\cdot\text{м}$$

$$N_1=3131.26\text{кН}$$

Определяем положение центра тяжести:

$$y_1 = \frac{|M_2|}{|M_1| + |M_2|} \cdot h_0 = \frac{2230,9}{1751,3 + 2230,9} \cdot 150 = 84\text{см},$$

$$y_2 = h_0 - y_1 = 150 - 84 = 66\text{ см}.$$

Усилия в ветвях определяем по формулам:

- подкрановая ветвь

$$N_{e1} = N_{1(3-3)} \cdot \frac{y_2}{h_0} + \frac{M_{1(3-3)}}{h_0} = 3131,26 \cdot \frac{66}{150} + \frac{175130}{150} = 2545,3\text{ кН},$$

- наружная ветвь

$$N_{e2} = N_{2(4-4)} \cdot \frac{y_1}{h_0} + \frac{M_{2(4-4)}}{h_0} = 3131,26 \cdot \frac{84}{150} + \frac{223090}{150} = 3240,8\text{ кН};$$

По найденным усилиям определяем требуемую площадь ветвей и назначаем сечения.

Для подкрановой ветви:

$$A_{e1} = \frac{N_{e1}}{\varphi \cdot R_y} = \frac{2545,3}{0,6 \cdot 24} = 176,8\text{ см}^2,$$

$$\varphi=0.6-0.9$$

Принимаем балочный двутавр 80Б1, $A_{B1}=203.2\text{ см}$, $i_{y1}=31.33$, $i_{x1}=5.54$, $h=791\text{ мм}$.

$$h \geq \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{30} \right) \cdot l_{y1},$$

$$791 \geq (1080 \div 720),$$

Площадь сечения наружной ветви:

$$A_{e2} = \frac{N_{e2}}{\varphi \cdot R_y} = \frac{3240,8}{0,6 \cdot 24} = 225\text{ см}^2.$$

Для удобства прикрепления элементов решетки просвет между внутренними гранями полок принимаем такими же, как для подкрановой ветви.

Толщину стенки швеллера для удобства ее соединения в стык с полкой надкрановой части колонны принимаем $t_w = 2\text{ см}$.

$$h_w = 791 + 2 \cdot 6 = 803\text{ мм}.$$

Определяем геометрические характеристики полученного сечения:

$$A_{e2} = t_w \cdot h_w + 2 \cdot t_f \cdot b_f = 2 \cdot 80.3 + 2 \cdot 1,8 \cdot 24 = 247\text{ см}^2,$$

$$z_0 = \frac{t_w \cdot h_w \cdot \frac{t_w}{2} + 2 \cdot t_f \cdot b_f \cdot \left(\frac{b_f}{2} + t_w \right)}{A_{e2}} = \frac{2 \cdot 80,3 \cdot \frac{2}{2} + 2 \cdot 1,8 \cdot 24 \cdot \left(\frac{24}{2} + 2 \right)}{247} = 5,5 \text{ см};$$

$$I_{x2} = t_w \cdot h_w \cdot \left(z_0 - \frac{t_w}{2} \right)^2 + 2 \cdot \frac{t_f \cdot b_f^3}{12} + 2 \cdot t_f \cdot b_f \cdot \left(\frac{b_f}{2} + t_w - z_0 \right)^2 = 2 \cdot 80,3 \cdot \left(5,5 - \frac{2}{2} \right)^2 + 2 \cdot \frac{1,8 \cdot 24^3}{12} + 2 \cdot 1,8 \cdot 24 \cdot \left(\frac{24}{2} + 2 - 5,5 \right)^2 = 13641,75 \text{ см}^4,$$

$$i_{x2} = \sqrt{\frac{I_{x2}}{A_{e2}}} = \sqrt{\frac{13641,75}{247}} = 7,43 \text{ см},$$

$$I_{y2} = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot t_f \cdot b_f \cdot \left(\frac{h_w}{2} - 0,6(\text{сварка}) - \frac{t_f}{2} \right)^2 = \frac{2 \cdot 80,3^3}{12} + 2 \cdot 1,8 \cdot 24 \cdot \left(\frac{80,3}{2} - 0,6 - \frac{1,8}{2} \right)^2 = 139733 \text{ см}^4,$$

$$i_{y2} = \sqrt{\frac{I_{y2}}{A_{e2}}} = \sqrt{\frac{139733}{247}} = 23,8 \text{ см};$$

Уточняем положение центра тяжести сечения:

$$h_0 = h_n - z_0 = 150 - 5,5 = 144,5 \text{ см},$$

$$y_1 = \frac{A_{e2} \cdot h_0}{A_{e1} + A_{e2}} = \frac{247 \cdot 144,5}{203,2 + 247} = 79,3 \text{ см},$$

$$y_2 = h_0 - y_1 = 144,5 - 79,3 = 65,2 \text{ см},$$

Проверка устойчивости ветвей колонны из плоскости рамы относительно оси у (подкрановая ветвь).

$$\lambda_{y1} = \frac{\ell_{y1}}{i_{y1}} = \frac{2160}{31,33} = 68,9;$$

По таблице 72 СНиПа Стальные конструкции

$$\varphi_y = 0,76.$$

Выполняем проверку

$$\sigma = \frac{N_{e1}}{\varphi_{y1} \cdot A_{e1}} = \frac{2545,3}{0,76 \cdot 203,2} = 16,5 \text{ кН/см}^2 \leq 25,2 \text{ кН/см}^2,$$

Условие выполняется, но сечение принято неэкономичное.

Проверка устойчивости ветви колонны относительно у (наружная ветвь).

$$\lambda_{y1} = \frac{\ell_{y1}}{i_{y1}} = \frac{2160}{23,8} = 90,8; \text{ По таблице 72 СНиПа определяем } \varphi_{y1} = 0,61,$$

Выполняем проверку:

$$\sigma = \frac{N_{e1}}{\varphi_{y1} \cdot A_{e1}} = \frac{3240,8}{0,61 \cdot 247} = 21,5 \text{ кН/см}^2 \leq \frac{R_y}{\gamma_n} = 25,2 \text{ кН/см}^2,$$

Условие выполняется.

Из условия равноустойчивости в плоскости и из плоскости рамы определяем требуемое расстояние между узлами решетки.

$$\lambda_{x1} = \frac{\ell_{x1}}{i_{x1}} \approx \lambda_{y1},$$

$$\ell_{e1} = \lambda_{x1} \cdot i_{x1} = 90,8 \cdot 5,54 = 503 \text{ см}$$

$$2160 = 7 \cdot 300 = 2100 (\text{см})$$

По конструктивным требованиям принимаем $\ell_{e1} = 3 \text{ м}$.

$$\frac{\ell_y}{\ell_{e1}} = \frac{2185}{300} = 7 \text{ шт.}$$

Проверяем устойчивость ветвей в плоскости рамы:

- подкрановая ветвь

$$\lambda_{x1} = \frac{\ell_{e1}}{i_{x1}} = \frac{300}{5,54} = 54,2;$$

По таблице 72 СНиПа:

$$\varphi_{x1} = 0,83;$$

$$\sigma = \frac{N_{e1}}{\varphi_{x1} \cdot A_{e1}} = \frac{2545,3}{0,83 \cdot 203,2} = 15,09 \text{ кН/см}^2 \leq 25,2 \text{ кН/см}^2;$$

Условие выполняется.

- наружная ветвь

$$\lambda_{x2} = \frac{\ell_{e1}}{i_{x2}} = \frac{300}{7,43} = 38,8$$

По таблице 72 СНиП:

$$\varphi_{x2} = 0,897$$

$$\sigma = \frac{N_{e2}}{\varphi_{x2} \cdot A_{e2}} = \frac{3240,8}{0,897 \cdot 247} = 14,6 \text{ кН/см}^2 \leq R_y = 25,2 \text{ кН/см}^2; \text{ Условие выполняется.}$$

Расчет решетки подкрановой части колонны

Поперечная сила в сечении колонны $Q_{\max} = 134,1 \text{ кН}$,

Условная поперечная сила определяется по таблице в зависимости от расчетного сопротивления стали.

Таблица 6.1 - Значение $Q_{\text{усл}}$ в кН.

Расчетное сопротивление R_y кН/см ²	23	24	25
$Q_{\text{усл}}$	0.2*А	0.3*А	0.4*А

где А – площадь сечения части колонны

$$A = A_{e1} + A_{e2} = 203.2 + 247 = 450.2 \text{ см}^2,$$

$$Q_{\text{усл}} = 0,3 \cdot A = 0,4 \cdot 450.2 = 135,06 \text{ кН} > Q_{\max} = 134,1,$$

т.к. $Q_{\text{усл}} > Q_{\max}$ ($135,06 > 134,1$), то расчет решетки проводим на $Q_{\text{усл}}$.

Находим усилие сжатия в раскосе::

$$N_p = \frac{Q_{\max}}{2 \cdot \sin \alpha} = \frac{135,06}{2 \cdot 0,707} = 95,52 \text{ кН}, \text{ где}$$

$$\sin \alpha = \frac{h_n}{l_p} = \frac{150}{\sqrt{150^2 + \left(\frac{300}{2}\right)^2}} = 0.707,$$

$$\alpha = 45^\circ, \quad l_p = 212.1 \text{ см}$$

Задаемся гибкостью раскоса $\lambda_p = 100$, $\varphi = 0,542$. (таблица 72 СНиПа)

Определяем требуемую площадь раскоса:

$$A_{mp} = \frac{N_p}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_{сж}}, \tag{1.58}$$

где $\gamma_{сж} = 0.75$ (сжатый уголок приваривается одной полкой)

$$A_{mp} = \frac{N_p}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_{сж}} = \frac{95,52}{0,542 \cdot 24 \cdot 0,75} = 9,8 \text{ см}^2,$$

По требуемой площади подбираем по сортаменту равнополочный уголок 90*7 мм,

$$A_p = 12,3 \text{ см}^2, \quad i_{\min} = 1,78 \text{ см}.$$

$$\lambda_{\max} = \frac{\ell_p}{i_{\min}} = \frac{212.1}{1.78} = 119.2 \quad \varphi = 0.419;$$

Проверяем напряжение в раскосе:

$$\sigma = \frac{N_p}{\varphi \cdot A_p} = \frac{95.52}{0.419 \cdot 12.3} = 18.5 \text{ кН/см}^2 \leq R_y \cdot \gamma_c = 24 \cdot 0.75 = 18 \text{ кН/см}^2;$$

Условие не выполняется.

Принимаем равнополочный уголок 100*7 мм,

$$A_p = 13.8 \text{ см}^2, \quad i_{\min} = 1.98 \text{ см.}$$

$$\lambda_{\max} = \frac{\ell_p}{i_{\min}} = \frac{212.1}{1.98} = 107.1 \quad \varphi = 0.491;$$

Проверяем напряжение в раскосе:

$$\sigma = \frac{N_p}{\varphi \cdot A_p} = \frac{95.52}{0.491 \cdot 13.8} = 14.1 \text{ кН/см}^2 \leq R_y \cdot \gamma_c = 24 \cdot 0.75 = 18 \text{ кН/см}^2;$$

Условие выполняется, окончательно принимаем уголок 100*7 мм.

Проверка устойчивости верхней части колонны в плоскости действия момента как единого целого

Определяем геометрические характеристики всего сечения:

$$A = A_{e1} + A_{e2} = 203.2 + 247 = 450.2 \text{ см}^2,$$

$$I_x = A_{e1} \cdot y_1^2 + A_{e2} \cdot y_2^2 = 203.2 \cdot 79.3^2 + 247 \cdot 65.2^2 = 2327828 \text{ см}^4,$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = 74.66 \text{ см,}$$

$$\lambda_x = \frac{\ell_{x1}}{i_x} = \frac{4040}{74.66} = 54.1$$

Определяем приведенную гибкость:

$$\lambda_{np} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha \cdot \frac{A}{A_{p1}}} = \sqrt{54.1^2 + 0.4 \cdot \frac{450.2}{26.4}} = 54.16, \text{ где}$$

$A_{p1} = 2 \cdot A_p = 2 \cdot 13.2 = 26.4 \text{ см}^2$ - площадь сечения раскосов по 2 граням сечения колонны.

$$\alpha = \frac{l_p^3}{10 \cdot h^2 \cdot l_{b1}} = \frac{212.1^3}{10 \cdot 150^2 \cdot 300} = 0.4 \text{ - коэффициент, зависящий от угла наклона раскоса}$$

$$\bar{\lambda}_{np} = \lambda_{np} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 54.16 \cdot \sqrt{\frac{24}{2.06 \cdot 10^4}} = 1.84.$$

- Для комбинации усилий, догружающих наружную ветвь колонны сечение 4-4:

$$N = 3131.26 \text{ кН},$$

$$M = 2230.9 \text{ кН*м},$$

$$m_2 = \frac{M \cdot A}{N \cdot I_x} \cdot (y_2 + z_0) = \frac{2230.9 \cdot 100 \cdot 450.2}{3131.26 \cdot 2327828} \cdot (65.2 + 5.5) = 0.974.$$

по таблице 74 СНиПа $\lambda_{np} = 1.84$ и $m_2 = 0.974$ определяем $\varphi_{вн} = 0.55$;

Проводим проверку:

$$\sigma = \frac{N_2}{\varphi_{вн} \cdot A} = \frac{3131.26}{0.55 \cdot 450.2} = 12.6 \text{ кН/см}^2 \leq \frac{R_y}{\gamma_n} = 25.3 \text{ кН/см}^2.$$

- Для комбинации усилий, догружающих подкрановую ветвь колонны сечение 3-3:

$$N = 3131.26 \text{ кН},$$

$$M = 1754.3 \text{ кНм},$$

$$m_1 = \frac{M \cdot A}{N \cdot I_x} \cdot y_1 = \frac{1751.3 \cdot 100 \cdot 450.2}{3131.26 \cdot 2509711.2} \cdot 79.3 = 0.8.$$

по $\lambda_{np} = 1.84$ и $m_1 = 0.8$ определяем $\varphi_{вн} = 0.58$;

$$\sigma = \frac{N_1}{\varphi_{вн} \cdot A} = \frac{3131.26}{0.58 \cdot 450.2} = 12.0 \text{ кН/см}^2 \leq \frac{R_y}{\gamma_n} = 25.3 \text{ кН/см}^2.$$

Условие выполняется.

Устойчивость сквозной колонны как единого целого из плоскости действия момента не проверяем, так как она обеспечивается проверкой устойчивости отдельных ветвей.

6.5 Расчет и конструирование узла сопряжения верхней и нижней частей колонны

Для расчета проверяем прочность стыкового шва для соединения верхней и нижней части колонны по нормальным напряжениям в крайних точках сечения надкрановой части. Площадь шва равна площади сечения верхней части колонны.

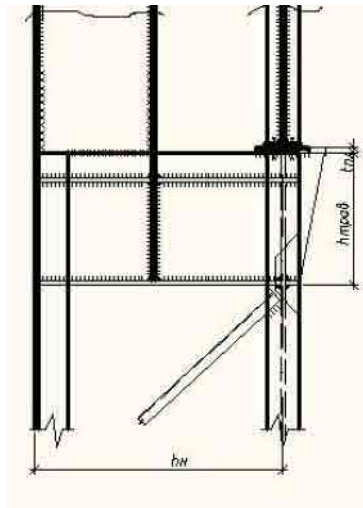


Рисунок 6.4 - Схема сопряжения верха и низа колонны
Расчетные комбинации усилий в сечении над уступом (сечение II-II)

1. Комбинация, при которой сжата наружная полка.

$$M_{\max} = 555.75 \text{ кН*м}$$

$$N = 380.16 \text{ кН}$$

- наружная полка

$$\sigma = \frac{N}{A_0} + \frac{M}{W_x} = \frac{380,16}{273,6} + \frac{55575}{6644} = 9.8 \text{ кН/см}^2 \leq R_{wf} = 24 \text{ кН/см}^2,$$

- внутренняя полка

$$\sigma = \frac{N}{A_0} - \frac{M}{W_x} = \frac{380,16}{273,6} - \frac{55575}{6644} = 1.4 - 8.4 \approx 0 \text{ кН/см}^2 \leq R_{wf} = 24 \text{ кН/см}^2,$$

2. Комбинация усилий, при которой сжата внутренняя полка.

$$M_{\max} = -949.8 \text{ кН*м}$$

$$N = 1002.26 \text{ кН}$$

- наружная полка

$$\sigma = \frac{N}{A_0} - \frac{M}{W_x} = \frac{-949,8}{273,6} - \frac{103490}{6644} = -19.04 \text{ кН/см}^2 \leq R_{wf} = 24 \text{ кН/см}^2,$$

- внутренняя полка

$$\sigma = \frac{N}{A_0} + \frac{M}{W_x} = \frac{-949,8}{273,6} + \frac{103490}{6644} = 12.1 \text{ кН/см}^2 \leq R_{wf} = 24 \text{ кН/см}^2,$$

Толщину стенки траверсы определяем из условия смятия:

$$t_{mp} \geq \frac{D_{\max}}{\ell_{cm} \cdot R_p} = \frac{2365,5}{51 \cdot 37,1} = 1,3 \text{ см, где}$$

$$R_p = \frac{R_{шт}}{\gamma_m} = \frac{38}{1,025} = 37,1 \text{ кН/см}^2 \text{ – расчетное сопротивление смятию}$$

торцевой поверхности (таблица 1 СНиПа)

$$\ell_{cm} = b_{on} + 2 \cdot t_{nl} = 45 + 2 \cdot 3 = 51 \text{ см,}$$

$$b_{on} = b_f = 450 \text{ мм} = 45 \text{ см} \text{ – ширина опорного ребра подкрановой балки}$$

$$t_{nl} = 20 \div 40 \text{ мм} = 30 \text{ мм} = 3 \text{ см} \text{ – толщина опорной плиты}$$

Принимаем $t_{mp} = 14$ мм.

Определяем усилие во внутренней полке верхней части колонны (по комбинации дающей наибольшие усилия) по второй комбинации.

$$N_n = \frac{N}{2} + \frac{M}{h_6} = \frac{1002,26}{2} + \frac{94980}{70} = 1858 \text{ кН},$$

Определяем длину шва (ш2) крепления вертикального ребра траверсы к стенке траверсы

$$\ell_{ш2} = \frac{N_{(3-3)}}{4 \cdot k_f \cdot \beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf}} \quad (1.59)$$

по таблице 34 и 56 СНиПа определяем:

$$k_f = 6 \text{ мм} = 0,6 \text{ см},$$

$$\beta_f = 0,7 \text{ (при ручной сварке)},$$

$$R_{wf} = 18 \text{ кН} / \text{см}^2,$$

$$\gamma_f = 1.$$

$$\beta_z = 1$$

$$R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un}$$

$$R_{un} = 38 \text{ кН} / \text{см}^2$$

$$R_{wz} = 0,45 \cdot 38 = 17,1 \text{ кН} / \text{см}^2$$

Из двух значений выбираем минимальное. Катет шва принимаем в зависимости от $t_{тр}$ по таблице 38 СНиПа для ручной сварки. Сталь С235.

$$\ell_{ш2} = \frac{N_{(3-3)}}{4 \cdot k_f \cdot \beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf}} = \frac{1858}{4 \cdot 0,6 \cdot 12,6} = 61,4 \text{ см} \leq 85 \cdot 0,6 \cdot 0,7 = 35,7,$$

Условие не выполняется. Увеличиваем значение катета шва до 9 мм.

$$\ell_{ш2} = \frac{N_{(3-3)}}{4 \cdot k_f \cdot \beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf}} = \frac{1858}{4 \cdot 0,9 \cdot 12,6} = 40,96 \text{ см} \leq 85 \cdot 0,9 \cdot 0,7 = 53,55,$$

В стенке подкрановой ветви делаем прорезь, в которую заводим стенку траверсы. Для расчета крепления траверсы подкрановой ветви (ш3) составляем комбинацию усилий, которые дают наибольшую опорную реакцию траверсы.

$$F = \frac{N_{(3-3)} \cdot h_a}{2 \cdot h_u} \pm \frac{M_{(3-3)}}{h_u} + 0,9 \cdot D_{\max} = \frac{1002,26 \cdot 70}{2 \cdot 150} - \frac{94980}{150} + 0,9 \cdot 2365,5 = 2996,1 \text{ кН},$$

Коэффициент 0,9 учитывает, что усилия М и N приняты для второго основного сочетания нагрузок. Принимаем значение катета шва несколько больше рассчитанного = 0,9.

Требуемая длина шва:

$$\ell_{ш3} = \frac{F}{4 \cdot k_f \cdot (\beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf})_{\min}} = \frac{2996,1}{4 \cdot 0,9 \cdot 12,6} = 66,05 \text{ см},$$

$$\ell_{u3} = 66,05 \text{ см} \leq 85 \cdot \beta_f \cdot k_f = 85 \cdot 0,7 \cdot 0,9 = 53,55 \text{ см}.$$

Условие не выполняется.

Увеличиваем значение катета шва до 10 мм.

$$\ell_{u3} = \frac{F}{4 \cdot k_f \cdot (\beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf})_{\min}} = \frac{2996,1}{4 \cdot 1 \cdot 12,6} = 59,45 \text{ см},$$

$$\ell_{u3} = 59,45 \text{ см} \leq 85 \cdot \beta_f \cdot k_f = 85 \cdot 0,7 \cdot 1 = 59,5 \text{ см}.$$

Условие выполняется, принимаем катет шва 10 мм.

Из условия прочности стенки подкрановой балки в месте крепления траверсы определяем высоту траверсы.

$$h_{mp} \geq \frac{F}{2 \cdot t_w(\text{подкр.вет.}) \cdot R_s \cdot \gamma_c} = \frac{2996,1}{2 \cdot 1,35 \cdot 13,92 \cdot 1,1} = 72,4 \text{ см, где}$$

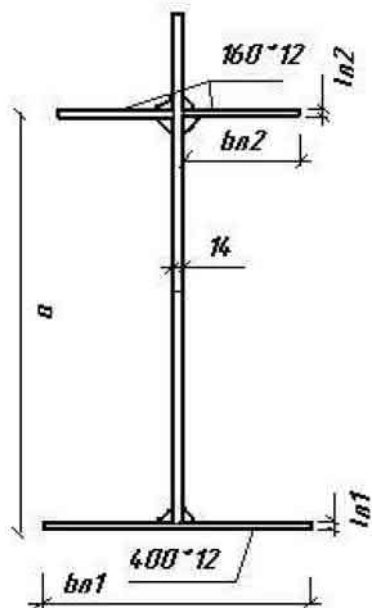
$$R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 24 = 13,92 \text{ кН/см}^2.$$

t_w - толщина стенки двутавра подкрановой ветви 80Б1.

$\gamma_c=1.1$ – коэффициент условия работы

Принимаем высоту траверсы $h_{mp} = 80 \text{ см} = 850 \text{ мм}$.

Вертикальный лист назначается по расчету высотой в пределах $(0.5-0.8) \cdot h_n = (0.5-0.8) \cdot 1.5 = 0.75-1.2$ (м). Назначенная высота $h_{тр}$ находится в этих границах. Размеры горизонтальных ребер траверсы назначаются конструктивно, ширина назначается в пределах 10-14 мм. Нижний пояс траверсы назначаем 400*12 (мм), верхний пояс 160*12(мм) – 2 листа принимается конструктивно. Верхний пояс смещен от верха траверсы на 150 мм.



$$h_{тр}=800 \text{ мм, } t_{л1}=t_{л2}=12 \text{ мм, } b_{л1}=400 \text{ мм, } t_{тр}=14 \text{ мм, } b_{л2}=160 \text{ мм}.$$

$$a = t_{тр} - 150 - t_{л2}/2 = 644 \text{ мм}$$

Рисунок 6.5 - Схема траверсы

Определяем геометрические характеристики траверсы.

Определяем центр тяжести сечения траверсы:

$$y_u = \frac{2 \cdot b_{x2} \cdot t_{x2} \cdot a + t_{mp} \cdot (h_{mp} - t_{x1}) \cdot \left(\frac{h_{mp} - t_{x1}}{2} \right) + b_{x1} \cdot t_{x1} \cdot \frac{t_{x1}}{2} + t_{x1}}{2 \cdot b_{x2} \cdot t_{x2} + (h_{mp} - t_{x1}) \cdot t_{mp} + b_{x1} \cdot t_{x1}} =$$

$$\frac{2 \cdot 16 \cdot 1,2 \cdot 64,4 + 1,4 \cdot (80 - 1,2) \cdot \left(\frac{80 - 1,2}{2} \right) + 40 \cdot 1,2 \cdot \frac{1,2}{2} + 1,2}{2 \cdot 16 \cdot 1,2 + (80 - 1,2) \cdot 1,4 + 1,2 \cdot 40} = 34,8 \text{ см.}$$

$$y_e = h_{mp} - y_u = 80 - 34,8 = 45,2 \text{ см.}$$

Определяем момент инерции сечения траверсы

$$I_x = \frac{t_{mp} \cdot (h_{mp} - t_{x1})^3}{12} + (h_{mp} - t_{x1}) \cdot t_{x1} \cdot \left(\frac{h_{mp} - y_u + \frac{t_{x1}}{2}}{2} \right)^2 + b_{x1} \cdot t_{x1} \left(y_u - \frac{t_{mp}}{2} \right)^2 + 2 \cdot b_{x2} \cdot t_{x2} \cdot$$

$$\cdot \left(h_{mp} - y_u - 15 - \frac{b_{x2}}{2} \right)^2 = \frac{1,4 \cdot (80 - 1,2)^3}{12} + (80 - 1,2) \cdot 1,4 \cdot \left(\frac{80}{2} - 34,8 + 1,2 \cdot \frac{1,2}{2} \right)^2 + 40 \cdot 1,2 \cdot (34,8 - 0,6)^2 +$$

$$+ 2 \cdot 16 \cdot 1,2 \cdot \left(80 - 34,8 - 15 - 1,2 \cdot \frac{1,2}{2} \right)^2 = 150583,87 \text{ см}^4;$$

$$W_{\min} = \frac{I_x}{y_e} = \frac{150583,87}{45,2} = 3331,5 \text{ см}^3,$$

Определяем прочность траверсы по нормальным напряжениям.

Максимальный изгибающий момент в траверсе возникает при второй комбинации усилий.

$$M_{mp} = F_{mp} \cdot (h_u - h_e) = \left(\frac{M_{(3-3)}}{h_u} + \frac{N_{(3-3)} \cdot h_e}{2 \cdot h_u} \right) \cdot (h_u - h_e) = \left(\frac{949,8}{1,5} + \frac{1002,26 \cdot 0,7}{2 \cdot 1,5} \right) \cdot (1,5 - 0,7) = 693,65 \text{ кНсм,}$$

$$\sigma_{mp} = \frac{M_{mp}}{W_{\min}} = \frac{693655}{3331,5} = 20,8 \text{ кН / см}^2 \leq \frac{R_y}{\gamma_n} = 25,3 \text{ кН / см}^2.$$

Условие выполняется, поэтому принимаем нижний пояс траверсы 400x12 мм, верхние горизонтальные ребра из двух листов 160x12 мм.

Максимальная поперечная сила в траверсе с учетом усилий от кранов возникает при той же комбинации усилий.

где $k = 1,2$ – коэффициент, учитывающий неравномерную передачу усилия D_{\max}

$$Q_{\max} = \frac{N \cdot h_e}{2 \cdot h_u} \pm \frac{M}{h_u} + \frac{k \cdot D_{\max} \cdot 0,9}{2} = \frac{1002,26 \cdot 0,7}{2 \cdot 1,5} - \frac{(-949,8)}{1,5} + \frac{1,2 \cdot 2365,5 \cdot 0,9}{2} = 2144,5 \text{ кН}$$

Проверяем траверсу на действие касательных напряжений:

$$\tau_{mp} = \frac{Q_{max}}{t_{mp} \cdot h_{mp}} = \frac{2144,5}{1,6 \cdot 80} = 19,14 \text{ кН/см}^2 \leq R_s = 13,92 \text{ кН/см}^2,$$

где R_s – расчетное сопротивление на срез.

Условие не выполняется.

Увеличиваем высоту траверсы до 110 см.

$$\tau_{mp} = \frac{Q_{max}}{t_{mp} \cdot h_{mp}} = \frac{2144,5}{1,6 \cdot 110} = 13,9 \text{ кН/см}^2 \leq R_s = 13,92 \text{ кН/см}^2,$$

Условие выполняется.

6.6 Расчет и конструирование базы колонны

Конструктивное решение базы зависит от типа колонны и способа ее сопряжения с фундаментом (жесткое или шарнирное). В производственных зданиях колонна имеет жесткое сопряжение с фундаментом, существуют 2 типа баз: общая и отдельная. При ширине колонны больше 1000 мм принимаем отдельную базу, при ширине колонны менее 1000мм принимается общая база. При $h_n = 1500$ мм база отдельная.

Расчетные комбинации усилий в нижнем сечении колонны 4-4.

- для наружной ветви

$$N_2 = 3131,26 \text{ кН},$$

$$M_2 = 2230,9 \text{ кН м}.$$

Усилия в ветвях колонны определяются по формуле:

$$N_{e2} = y_1 \cdot \frac{N}{h_0} + \frac{M}{h_0} = 3262,3 \text{ кН}$$

- для подкрановой ветви

$$N_2 = -380,16 \text{ кН},$$

$$M_2 = -810,49 \text{ кНм}$$

$$N_{e1} = y_2 \cdot \frac{N}{h_0} + \frac{M}{h_0} = 732,4 \text{ кН}$$

Рассчитываем базу наружной ветви.

Определяем требуемую площадь плиты:

$$A_{пл\ mp} = \frac{N_{e2}}{R_{с\ ср}} \tag{1.60}$$

$R_{г\text{ ср}} = R_{г} \cdot \gamma_{г} = 0,9 \cdot 1,2 = 1,08 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление бетона

$R_{г} = 0,45 \text{ кН/см}^2$ (бетон класса В7.5)

$R_{г} = 0,7 \text{ кН/см}^2$ (бетон класса В12.5)

$R_{г} = 0,9 \text{ кН/см}^2$ (бетон класса В15)

Для нашего случая В15, $R_{г\text{ ср}} = \gamma \cdot R_{г}$

Где $\gamma = 1,2$

$R_{г\text{ ср}} = 1,2 \cdot 0,9 = 1,08 \text{ кН/см}^2$

$A_{\text{пл\text{ тр}}} = \frac{N_{г2}}{R_{г\text{ ср}}} = \frac{3262,3}{1,08} = 3021,1 \text{ см}^2$

По конструктивным соображениям свес плиты $c \geq 40$ мм.

Определяем ширину плиты:

$B \geq b_k + 2 \cdot c = 79,1 + 2 \cdot 4 = 87,1 \text{ мм}$

Принимаем по ГОСТ 82-70 $B = 90$ см.

$90 - 79,1 = 10,9 \Leftrightarrow 10,9/2 = 5,45$ см

$c_2 = 5,45$ см

Длина плиты:

$L_{\text{пл}} = \frac{A_{\text{пл\text{ тр}}}}{B} = \frac{3021,1}{90} = 33,57 \text{ см}$

Принимаем $L_{\text{пл}} = 50$ см по конструктивным требованиям:

$A_{\text{факт}} = L \cdot B = 50 \cdot 90 = 4500 \text{ см}^2$

Определяем среднее напряжение под плитой:

$\sigma_{г\text{ ср}} = \frac{N_{г2}}{A_{\text{факт}}} = \frac{3262,3}{4500} = 0,73 \text{ кН/см}^2 \leq R_{г\text{ ср}} = 1,08 \text{ кН/см}^2$.

Из условия симметричного расположения траверс относительно центра тяжести ветви расстояние между траверсами в свету равно:

$l_{гс} = 2 \cdot (b_n + t_{гм} - z_0) = 2 \cdot (24 + 2 - 5,5) = 41 \text{ см}$.

Считаем расстояние между траверсами равным $l_{гс} = 41 \text{ см}$.

$t_{гп} = 1,4 \text{ см}$.

$c_1 = (50 - 41 - 2 \cdot 1,4)/2 = 3,1 \text{ см}$.

Определяем изгибающие моменты на отдельных участках плиты.

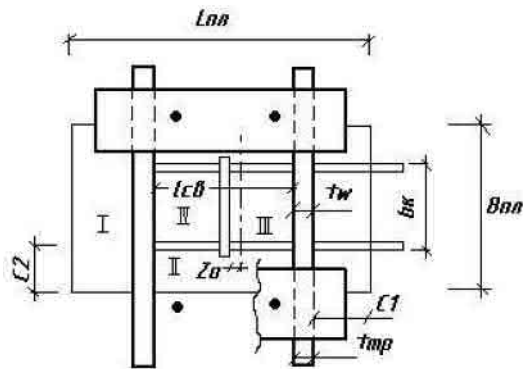


Рисунок 6.6 - Схема базы колонны

Участок 1 (консольный свес $c_1=3,1$ см)

$$M_1 = \sigma_{\phi} \cdot c_1^2 / 2 = 0,73 \cdot 3,1^2 / 2 = 3,51 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Участок 2 (консольный свес $c_2=5,4$ см)

$$M_2 = \sigma_{\phi} \cdot c_2^2 / 2 = 0,73 \cdot 5,4^2 / 2 = 10,6 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Участок 3 (плита, опертая на четыре стороны) $\beta \Rightarrow \frac{b}{a} = \frac{75,7}{24} = 3,15 \Rightarrow \alpha = 0,125$

$$M_{III} = \beta \cdot \sigma_{\phi} \cdot a^2 = 0,125 \cdot 0,73 \cdot 24^2 = 52,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Участок 4 (плита, опертая на четыре стороны) $\beta \Rightarrow \frac{b}{a} = \frac{75,7}{15} = 5,05 \Rightarrow \alpha = 0,125$

$$M_{III} = \beta \cdot \sigma_{\phi} \cdot a^2 = 0,125 \cdot 0,73 \cdot 15^2 = 20,53 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Принимаем для расчета $M_{\max} = 52,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$

Требуемая толщина плиты

$$t_{нл} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{\max} \cdot \gamma_n}{R_y}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 52,6 \cdot 100 \cdot 0,95}{24}} = 35,3 \text{ см}$$

Принимаем $t_{нл} = 38 \text{ см}$ (2 см – припуск на фрезеровку).

Высоту траверсы определяем из условия размещения шва крепления траверсы к ветви колонны.

В запас прочности все усилия в ветви передаем на траверсы через четыре угловых шва. Сварка полуавтоматическая проволокой марки Св-08Г2С, диаметром 2 мм, катет шва 8 мм (выбираем самостоятельно). Требуемая длина шва определяется по формуле:

$$\ell_{шмп} = \frac{N_{\phi 2}}{4 \cdot k_f \cdot \beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_f} = \frac{3262,3}{4 \cdot 0,8 \cdot 0,7 \cdot 18 \cdot 1} = 80,9 \text{ см},$$

$$\ell_{u\ mp} = 80,9\ \text{см} \leq 85 \cdot \beta_f \cdot k_f = 85 \cdot 0,8 \cdot 0,7 = 47,6\ \text{см}.$$

Условие не выполняется. Выбираем катет шва 12 мм.

$$\ell_{u\ mp} = \frac{N_{e2}}{4 \cdot k_f \cdot \beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_f} = \frac{3262,3}{4 \cdot 1,2 \cdot 0,7 \cdot 18 \cdot 1} = 53,9\ \text{см},$$

$$\ell_{u\ mp} = 53,9\ \text{см} \leq 85 \cdot \beta_f \cdot k_f = 85 \cdot 1,2 \cdot 0,7 = 61,2\ \text{см}.$$

Принимаем $h_{mp} = 60\ \text{см}$.

Проверяем прочность траверсы на изгиб и срез.

$$\sigma_{mp} = \frac{6 \cdot M_{mp}}{h_{mp}^2 \cdot t_{mp}} \leq R_y \cdot \gamma_c \cdot \frac{1}{\gamma_n}$$

Нагрузка на 1 см листа траверсы:

$$q_{mp} = \sigma_\phi \cdot \left(\frac{l_{ca}}{2} + t_{mp} + c_1 \right)$$

$$q_{mp} = 0,73 \cdot \left(\frac{41}{2} + 1,4 + 3,1 \right) = 18,25\ \text{кН/см}$$

$$M_{mp} = \frac{q_{mp} \cdot c_2^2}{2} = \frac{18,25 \cdot 5,4^2}{2} = 266,1\ \text{кН} \cdot \text{см}$$

$$Q_{mp} = q_{mp} \cdot c_2 = 18,25 \cdot 5,4 = 98,55\ \text{кН}$$

$$\sigma_{mp} = \frac{6 \cdot 266,1}{1,4 \cdot 60^2} = 0,34 \leq 24 \cdot 1,1 \cdot \frac{1}{0,95} = 27,79$$

Условие выполняется

$$\tau_{mp} = \frac{Q_{mp}}{A_{mp}} = \frac{98,55}{60 \cdot 1,4} = 1,17 \leq 0,58 \cdot 24 \cdot 1,1 \cdot \frac{1}{0,95} = 16,1$$

Условие выполняется.

6.7 Расчет анкерных болтов

Анкерные болты работают на растяжение и воспринимают усилия, отрывающие базу от фундамента. Усилия в анкерных болтах определяются:

$$F_a = \frac{M - N \cdot y_2}{h_o}$$

$$N=304.13 \text{ кН}$$

$$M=1231.8 \text{ кН*м}$$

$$F_a = \frac{M - N \cdot y_2}{h_o} = \frac{1231,8 \cdot 100 - 304,13 \cdot 65,2}{144,5} = 715,2 \text{ кН.}$$

Требуемая площадь сечения болтов:

по таблице 60 СНиП $R_{ba}=23.5 \text{ кН/см}^2$ для стали 09Г2С

$$A_{mp} = \frac{F_a \cdot \gamma_n}{R_{ba}} = \frac{715,2 \cdot 0,95}{23,5} = 28,9 \text{ см}^2$$

Принимаем 4 болта диаметром 30 мм(таблица 62 СНиП).

$$7,06 \cdot 4 = 28,9 > 28,24$$

Усилие в анкерных болтах наружной ветви меньше, из конструктивных соображений принимаем такие же болты. Расчет размеров базы подкрановой ветви не проводим, принимаем их такими же как базы наружной ветви.

ЛИТЕРАТУРА

1. Металлические конструкции :Учеб . для вузов/ Кудишин Ю .И.,Беленя Е.И.,Игнатьева В.С.,Пуховский А.Б.;Под ред.Ю.И.Кудишина.-10-е изд.,стер .- М.:Издат .центр "Академия",2007.-688с.-Спис.лит.стр.675.-ISBN 978-5-7695-4418-7.
2. Металлические конструкции.В3 т.:Т.1.Элементы конструкций:Учеб.для вузов/Горев В.В.,Уваров Б.Ю.,Филиппов В.В.,Белый Г.И.;Под ред.В.В.Горева.-2-е изд.,перераб.и доп.-М.:Высш.шк.,2001.-551с.:ил.-Спис.лит.стр.547.-ISBN 5-06-003695-2.
3. Москалев Н.С.,Прозин Я.А. Металлические конструкции :Учеб .для вузов .- М.:Изд -во Ассоциации строительных вузов,2007;2010.-344с.-Спис.лит.стр.336.- ISBN978-5-93093-500

Подписано в печать 25.03.21
Электронное издание

Издательство Современного технического университета
390008, г. Рязань, ул. Новоселов, 35А.
(4912) 300630, 30 08 30