

**Министерство образования Российской Федерации
Владимирский государственный университет**

М.В. Попова, Н.Г. Гоньшаков, Ю. А. Макарьев

**Проектирование и расчет конструкций
одноэтажного промышленного здания
с полным каркасом**

Учебное пособие

Владимир 2008 г.

Предисловие

В учебном пособии изложены основы проектирования стальных конструкций, а также принципы конструирования и расчета отдельных элементов и конструкций промышленных одноэтажных зданий и сооружений. При этом материал пособия авторами представлен в виде конкретных примеров расчета и конструирования основных несущих элементов каркасных зданий.

Содержание учебного пособия полностью соответствует программе курса «Металлические конструкции», читаемого в ВУЗах студентам специальности 2903.

При разработке материала, вошедшего в пособие, учтены требования СНиП II-23-81* «Стальные конструкции», а также инструктивно-нормативных документов, изданных за последние 10 лет.

Пособие призвано помочь студентам, которые сталкиваются с определенными трудностями при выполнении курсового проекта по дисциплине «Металлические конструкции». Главная трудность состоит в том, что студенты не имеют опыта проектирования металлических конструкций, расчеты которых специфичны, а приемы конструирования своеобразны. Другая сложность обусловлена необходимостью компоновки конструктивной схемы здания в целом и его покрытий, решение сопряжения элементов с учетом основных принципов стандартизации, унификации и экономики. Такое комплексное решение задачи является новым этапом в работе студентов и требует от них использование знаний, полученных при изучении курса лекций «Металлические конструкции», а также других дисциплин: архитектуры, сопротивление материалов, строительной механики.

Учебное пособие помогает студентам преодолеть упомянутые трудности, но оно не заменяет в полной мере соответствующие учебники, нормативную и справочную литературу.

Пособие состоит из шести разделов. Первые пять разделов состоят из отдельных примеров расчета и конструирования элементов здания. Шестая глава посвящена графическому оформлению конструкций и элементов конструкций.

Такое изложение позволит студентам сократить затраты времени на выполнение расчетов и достижение цели проекта – развитие практических навыков расчета и изображения на чертежах часто используемых металлических конструкций и их сопряжений.

Общая часть

Курсовой проект состоит из пояснительной записки в объеме 60-70 листов машинописного текста формата А4 и графической части в объеме трех листов формата А2.

Содержание пояснительной записки:

1. Компонировка каркаса здания
 - 1.1 Расстановка колонн в плане
 - 1.2 Назначение генеральных размеров элементов каркаса
 - 1.3 Геометрическая схема фермы
 - 1.4 Связи
 - 1.5 Схема фахверка
2. Статический расчет поперечной рамы
 - 2.1 Расчетная схема рамы
 - 2.2 Определение нагрузок на поперечную раму
 - 2.3 Статический расчет рамы на ЭВМ
 - 2.4 Определение расчетных усилий в колонне
3. Расчет и конструирование стропильной фермы
 - 3.1 Сбор нагрузок на ферму
 - 3.2 Определение усилий в стержнях фермы и расчетных длин стержней
 - 3.3 Подбор сечения стержней фермы
 - 3.4 Конструирование и расчет узлов фермы
4. Расчет и конструирование колонны
 - 4.1 Определение расчетных длин
 - 4.2 Подбор и проверка сечения верхней части колонны
 - 4.3 Подбор и проверка сечения нижней части колонны
 - 4.4 Конструирование и расчет узлов колонны
5. Расчет и конструирование подкрановой балки
 - 5.1 Определение нагрузок и усилий.
 - 5.2 Подбор сечения подкрановой балки
 - 5.3 Проверка прочности сечения подкрановой балки
6. Графическое оформление проекта
 - 6.1 Схема расположения связей в здании. Разрезы. Узлы.
 - 6.2 Стропильная ферма. Виды. Сечения.
 - 6.3. Металлическая колонна. Узлы. Сечения.

Процентовка выполнения проекта

Примерная процентовка выполнения курсового проекта приведена в таблице 1.

Таблица 1.

Этап проектирования	Разделы проекта	Объем работ, %
Расчетно-пояснительная записка	1. Компонировка каркаса здания	5
	2. Статический расчет поперечной рамы	30
	3. Расчет и конструирование стропильной фермы	15
	4. Расчет и конструирование колонны	15
	5. Расчет и конструирование подкрановой балки	5
	Итого	70
Графический Материал	1. Схема расположения связей в здании. Разрезы. Узлы. 2. Стропильная ферма. Виды. Сечения. 3. Металлическая колонна. Узлы. Сечения.	30
Итого		30
Всего		100

Проект выполняется в соответствии с заданием на проектирование. Исходные данные для проектирования должны быть вписаны в задание. Задание на проектирование составляется студентами согласно приложения 1. Исходные данные для задания берутся в соответствии с вариантом, выбранным преподавателем для каждого студента персонально.

1. Компонировка каркаса здания.

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

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

1.1 Расстановка колонн в плане

Расстояние между разбивочными осями продольных рядов колонн 24 м (по заданию), между осями колонн вдоль здания (шаг) 12 м.

Температурные швы отсутствуют, так как длина здания 156 м меньше наибольшей длины температурного блока для отапливаемых зданий.

Оси торцевых колонн смещаются на 500 мм внутрь здания, для того чтобы элементы стенового ограждения и покрытия у торцов здания можно было выполнить той же длины, что и рядовые.

Для поддержания стенового ограждений и частичного восприятия ветровой нагрузки в промежутках между основными колоннами устанавливаются фахверковые стойки.

В нашем случае они устанавливаются как вдоль так и поперек зданий, так как длина элементов некоего ограждений меньше шага основных колонн.

Схему расстановки колонн и привязки их к разбивочным осям см. рис.1

Тип ограждающих конструкций – панели навесные трехслойные с утеплителем из пенополиуретана С 100 - 3/1,0-6,0. Прогоны высотой 1,5 м и длиной 12 м. Стропильная ферма высотой 3,15 м с треугольной решеткой из уголков. Пояса фермы выполнены из тавров.

Конструкция покрытия представлена на рис. 2

1.2 Назначение генеральных размеров элементов каркаса

Схема поперечной рамы здания представлена на рис. 3

1.2.1 Определение генеральных размеров рамы по вертикали

Длина верхней части колонны – расстояние от низа ригеля до уступа колонны определяется по формуле 1 (колонна имеет переменное сечение: верхняя часть сплошной в виде двутавра, нижняя – сквозная).

$$l_{\text{с}} = a_1 + h_{\text{кр}} + h_p + h_{\text{нб}} \quad (1)$$

где a_1 – необходимое расстояние между низом ригеля и верхом габарита мостового крана, принимаемое 300÷500 мм.

Мы приняли $a_1 = 520$ мм.

$h_{\text{кр}}$ - габаритный размер крана по высоте. Принимаем по прил 2. [1, стр. 43] в зависимости от заданной грузоподъемности. В нашем случае $h_{\text{кр}} = 3150$ мм.

h_p - высота подкранового рельса, определяется по ГОСТ 4121-76 в зависимости от грузоподъемности крана $h_p = 130$ мм.

$h_{\text{нб}}$ - высота сечения подкрановой балки, принимаем ее равной высоте сечения типовых балок. [1, приложение 1, таблица 1.1, страница 30] $h_{\text{нб}} = 1600$ мм

$$l_{\text{с}} = 520 + 3150 + 130 + 1600 = 5400 \text{ мм}$$

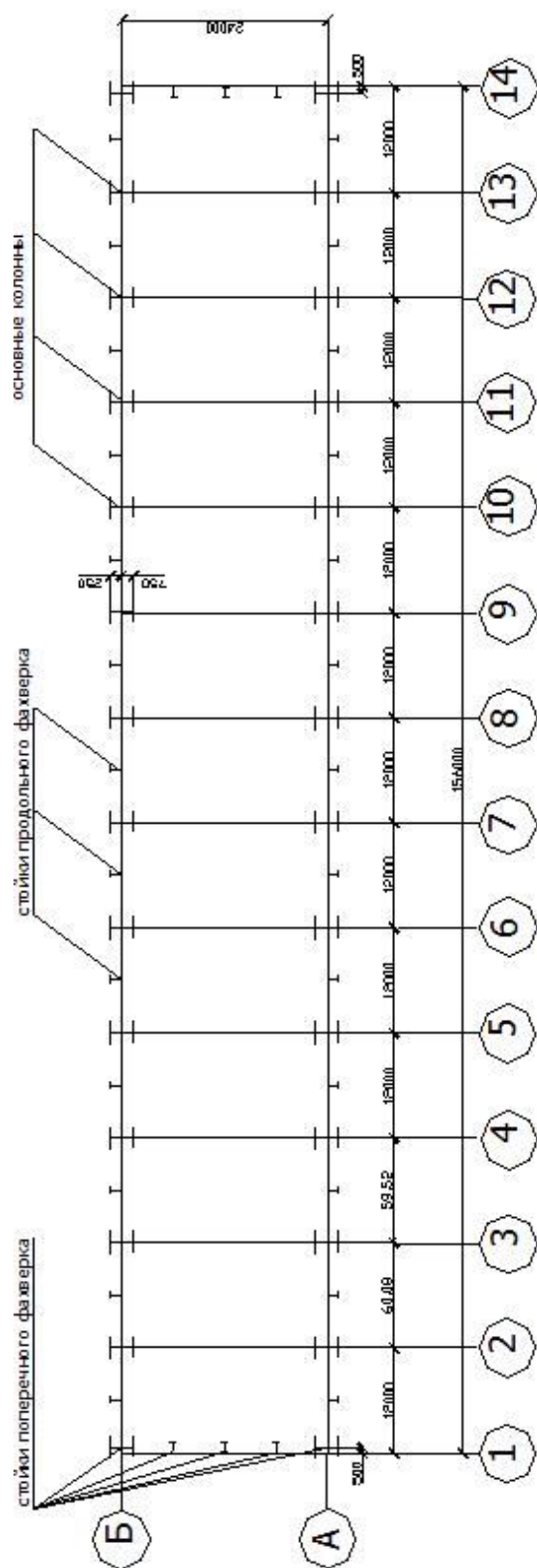


Рис. 1 Расстановка колонн в плане



Рис. 2 Конструкция покрытия

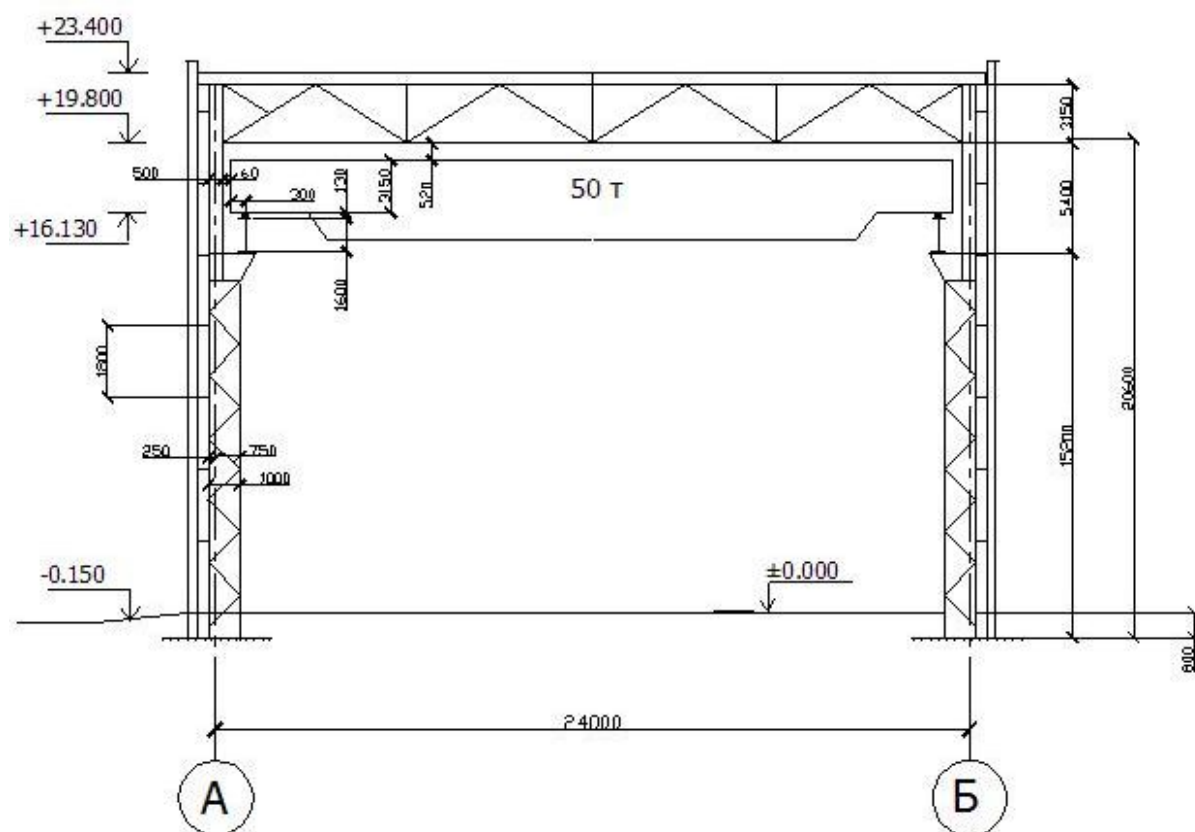


Рис.3 Схема поперечной рамы здания

Длина нижней части колонны – расстояние от уступа колонны до фундамента:

$$l_n = H_{zp} + H_{\delta} - h_p - h_{n\delta} \quad (2)$$

где H_{zp} - расстояние от уровня чистого пола до верха рельса (отметка головки рельса) указанное в задании.

$$H_{zp} = 16130 \text{ мм.}$$

H_{δ} - длина заглубленной ниже уровня чистого пола части колонны, принимается $0,6 \div 1,0$ м.

Принимаем $H_{\delta} = 800$ мм.

$$l_n = 16130 + 800 - 130 - 1600 = 15200 \text{ мм}$$

Похожим образом, длина колонны

$$l_k = l_n + l_{\epsilon} = 15200 + 5400 = 20600 \text{ мм}$$

А отметка низа ригеля (расстояние от чистого пола до низа несущей конструкции покрытия)

$$H_{nr} = l_k - H_{\delta} = 20600 - 800 = 19800 \text{ мм}$$

Т.к. высота больше 10,8 м, то размер H_{nr} должен быть кратен 1,8 м в соответствии с «Основными положениями по унификации». Длина всей колонны должна быть кратна 200 мм. В нашем случае эти требования соблюдаются.

1.2.2 Определение генеральных размеров рамы по горизонтали

Оси рамы совмещаются с разбивочными осями. Высота сечения верхней части колонны принимается в зависимости от шага основных рам и грузоподъемности мостовых кранов. Т.к. шаг основных рам 12 м. и $Q < 100$, то $h_{\epsilon} = 500$ мм.

Привязка колонны к разбивочной оси здания зависит от высоты сечения верхней части колонны. При $h_{\epsilon} = 500$ мм, $a = 250$ мм.

Высота сечения нижней части колонны:

$$h_n = a + \lambda \quad (3)$$

где λ – расстояние между разбивочной осью колонны и осью подкрановой балки (осью подкрановой ветви нижней части колонны). Размер λ унифицирован: при кранах грузоподъемностью до 50 т включительно он равен 750 мм.

$$h_n = 250 + 750 = 1000 \text{ мм}$$

Кроме того, по соображениям жесткости должны выполняться условия (4):

$$\begin{cases} h_g / l_g \geq \frac{1}{12} = 0,083 \\ h_n / l_n \geq \frac{1}{22} = 0,045 \end{cases} \quad (4)$$

В нашем случае:

$$\begin{cases} 500 / 5400 = 0,093 > 0,083 \\ 1000 / 15200 = 0,066 > 0,045 \end{cases} \Rightarrow \text{условие выполняется}$$

После назначения высоты сечений верхней и нижней частей колонны необходимо убедиться, что верхняя часть колонны не мешает проходу крана, т.е. должно выполняться условие:

$$h_n - h_g \geq B_1 + C_1 \quad (5),$$

где B_1 – величина, на которую торец крана выступает за ось подкрановой балки. Принимаем по [1, прил.2, стр.34], $B_1 = 300$ мм

C_1 – минимальный зазор между торцом крана и внутренней гранью верхней части колонны, принимаемый равным 60 мм, т.к. грузоподъемность крана < 75 т.

$$h_n - h_g = 1000 - 500 = 500 \text{ мм}$$

$$B_1 + C_1 = 300 + 60 = 360 \text{ мм}$$

$500 > 360$, следовательно, верхняя часть колонны не мешает проходу крана.

1.3. Геометрическая схема фермы

Ригель поперечной рамы выполняется сквозным в виде фермы с параллельными поясами под покрытия с применением стального профилированного настила.

Пролет такой фермы будет равен:

$$L_{\phi} = l - 2(h_{\phi} - a) \quad (6),$$

где l - пролет здания в разбивочных осях колонн; $l = 24$ м;

h_{ϕ} - высота сечений верхней части колонны, $h_{\phi} = 0,5$ м;

a – расстояние от разбивочной оси колонны до ее наружной грани;

$a = 250$ мм = 0,25 м

$$L_{\phi} = 24 - 2(0,5 - 0,25) = 23,5 \text{ м}$$

Соединение ригеля с колонной устраивается шарнирным.

Высота фермы на опоре 3150 мм. Схема фермы показана на рис. 4

Ферма имеет уклон верхнего и нижнего пояса 1,5%, что обеспечивает нормальный водоотвод с покрытия и устройство строительного подъема.

Решетка фермы запроектирована с панелью верхнего пояса равной 3 м, что позволяет применить систему с прогонами (с шагом 3 м) с применением стального профилированного настила.

Пояса фермы выполнены из тавров, а решетка – из спаренных уголков, прикрепляемых к стенке тавра бесфасоночным соединением.

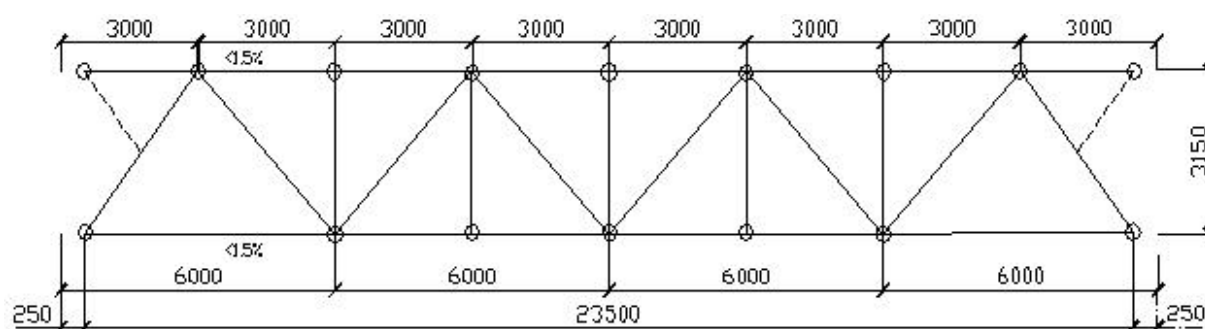


рис. 4 Геометрическая схема фермы

1.4. Связи

Важными элементами стального каркаса являются связи, предназначенные для:

- создания геометрической неизменяемости пространственной системы каркаса;
- восприятия ветровых и тормозных нагрузок;

- уменьшения расчетных длин элементов конструкций;
- обеспечение пространственной работы каркаса;
- обеспечение проектного положения элементов каркаса в процессе монтажа и эксплуатации.

Связи бывают горизонтальные (по покрытию) – в плоскостях верхних и нижних поясов стропильных ферм, вертикальные, которые условно подразделяются на три яруса – (в пределах высоты верхней части колонны), нижнего яруса (в пределах высоты нижней части колонны).

План связей по верхним поясам стропильных ферм представлен на рисунке 5.

Расстановка связей по нижним поясам ферм показан на рисунке 6.

Вертикальные связи по колоннам представлен на рисунке 7.

План связей по верхним поясам

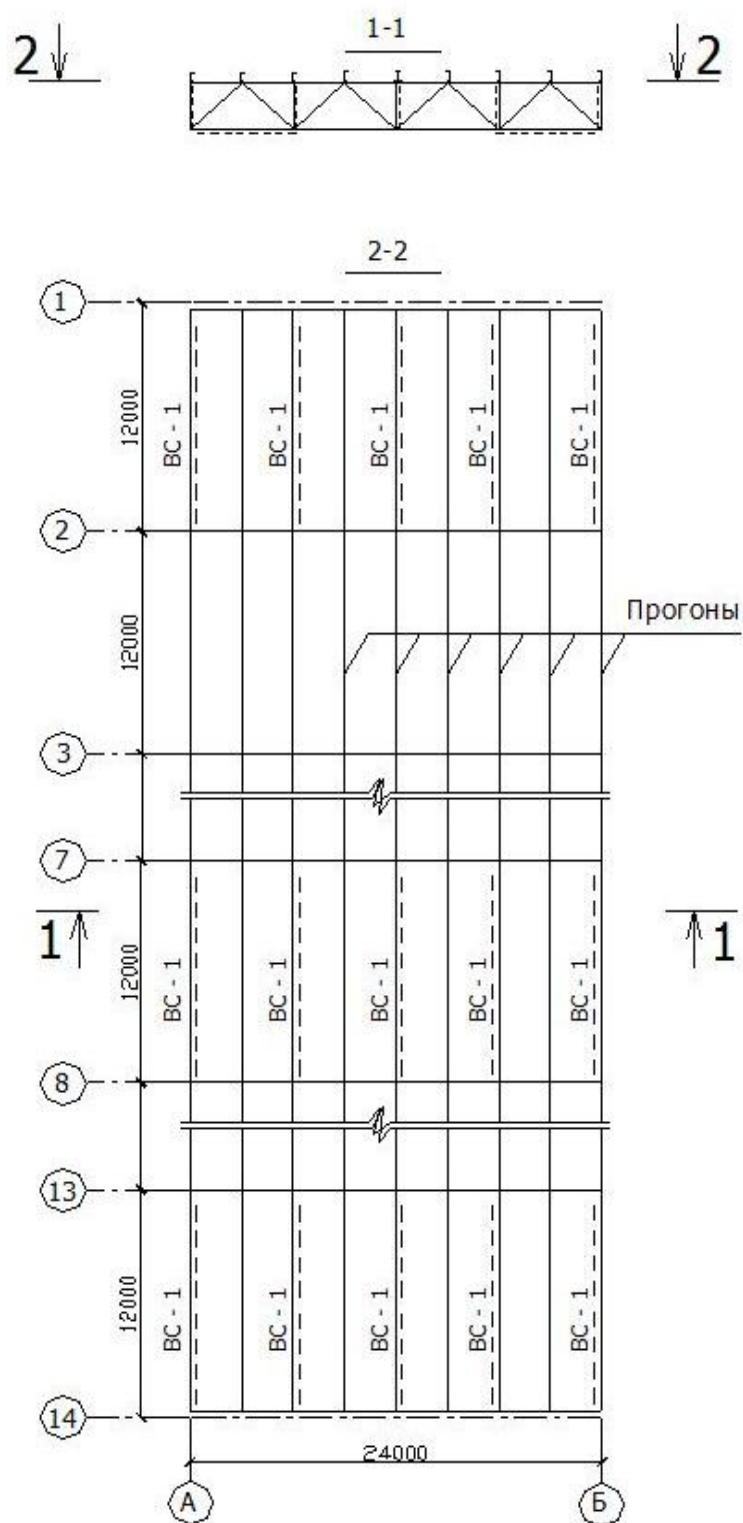


Рис. 5 План связей по верхним поясам

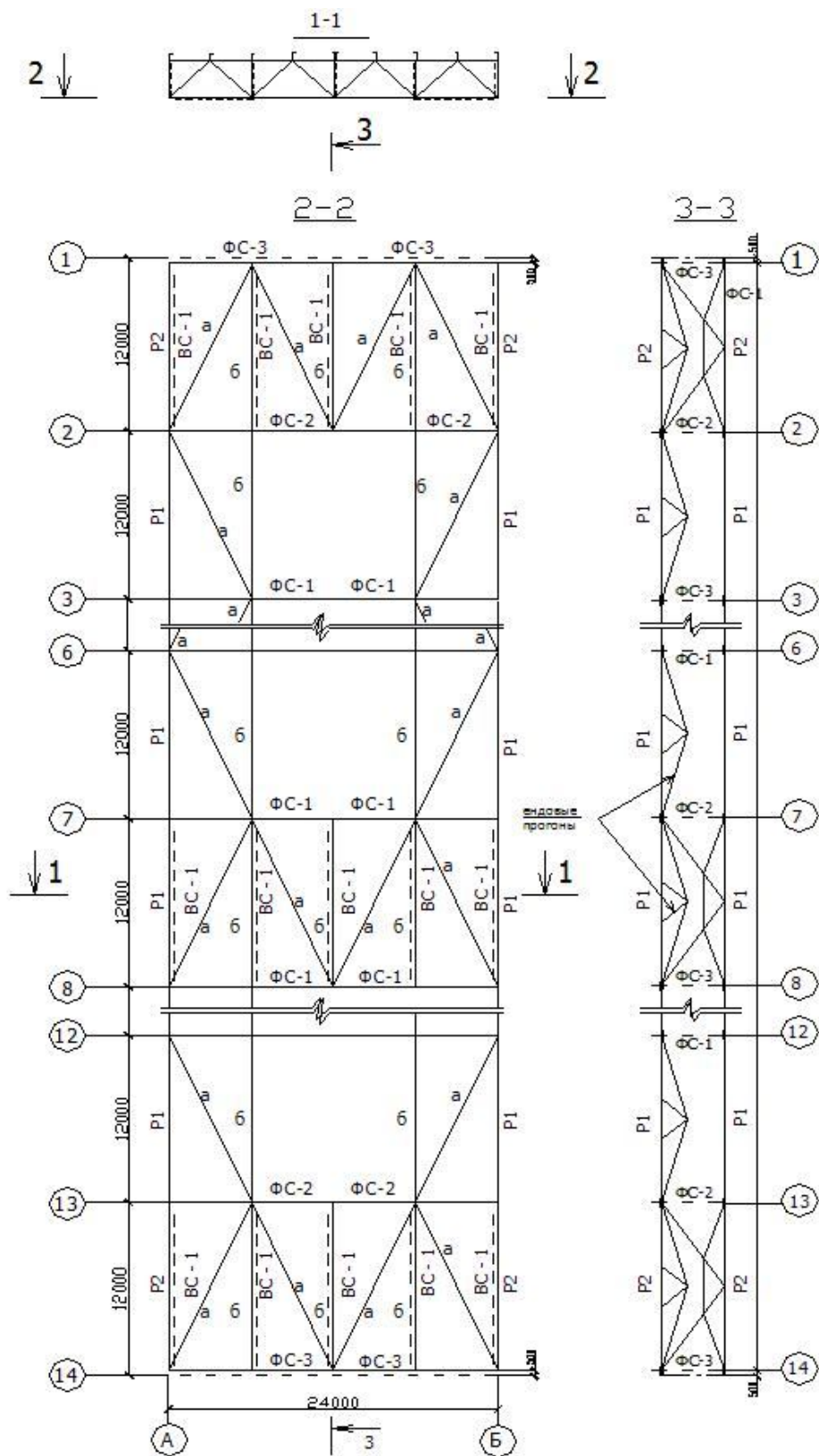


Рис. 6 План связей по нижним поясам и вертикальные связи между фермами

Расположение вертикальных связей между колоннами

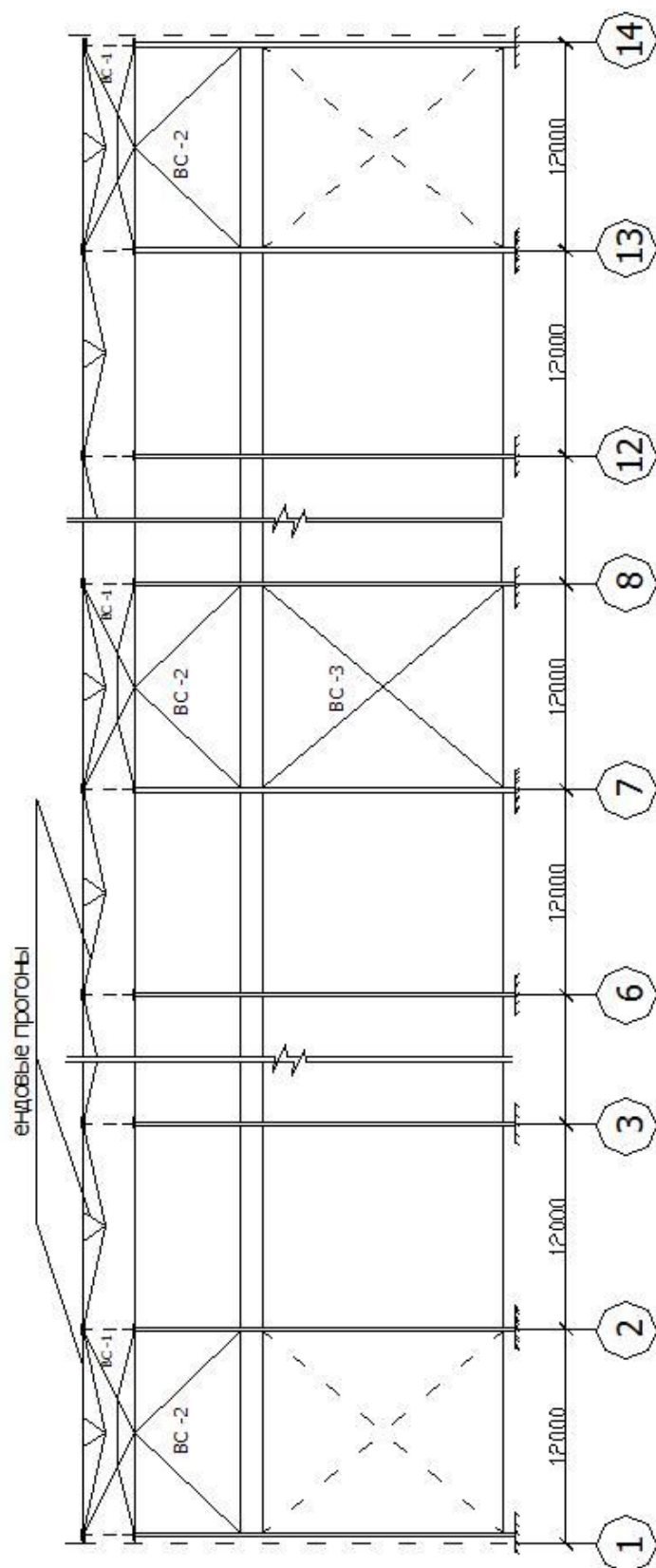


Рис. 7 Расстояние вертикальных связей между колоннами.

1.5. Схема фахверка

Фахверком называется система конструктивных элементов, служащих для поддержания стенового ограждения восприятия (с последующей передачей на фундаменты и другие конструкции) ветровой нагрузки.

В нашем случае фахверк устраивается для наружных стен: вдоль здания и торцевых.

Сечения стоек продольного фахверка - прокатный двутавр №20, торцевого фахверка - прокатный двутавр №50. Стойки опираются на фундамент и с помощью листового шарнира, предающего горизонтальные усилия, но не стесняющего вертикальные перемещения ферм, - на связи по нижним поясам ферм (см. рис.8). Так как по высоте есть горизонтальная площадка, то стойки опираются в горизонтальном направлении и на нее.

Кроме стоек предусмотрены ригели, к которым крепятся стеновые листы. Ригели воспринимают вертикальные и горизонтальные нагрузки (от веса стенового ограждения и ветровой нагрузки), и поэтому проектируются достаточно жесткими в обеих плоскостях. Приняты ригели РР-1-2 ГН [160×60×5 длиной 5960 мм, массой $m=61,4$ кг.

Стойки фахверка работают на внецентренное сжатие от эксцентрично приложенного веса стенового ограждения ветровой нагрузки. Расчетная схема — это стойка с опорами внизу и в местах крепления к горизонтальным площадкам и связям (см. рис. 9). Ригели фахверка работают как балки на кривой изгиб.

Схема торцевого фахверка

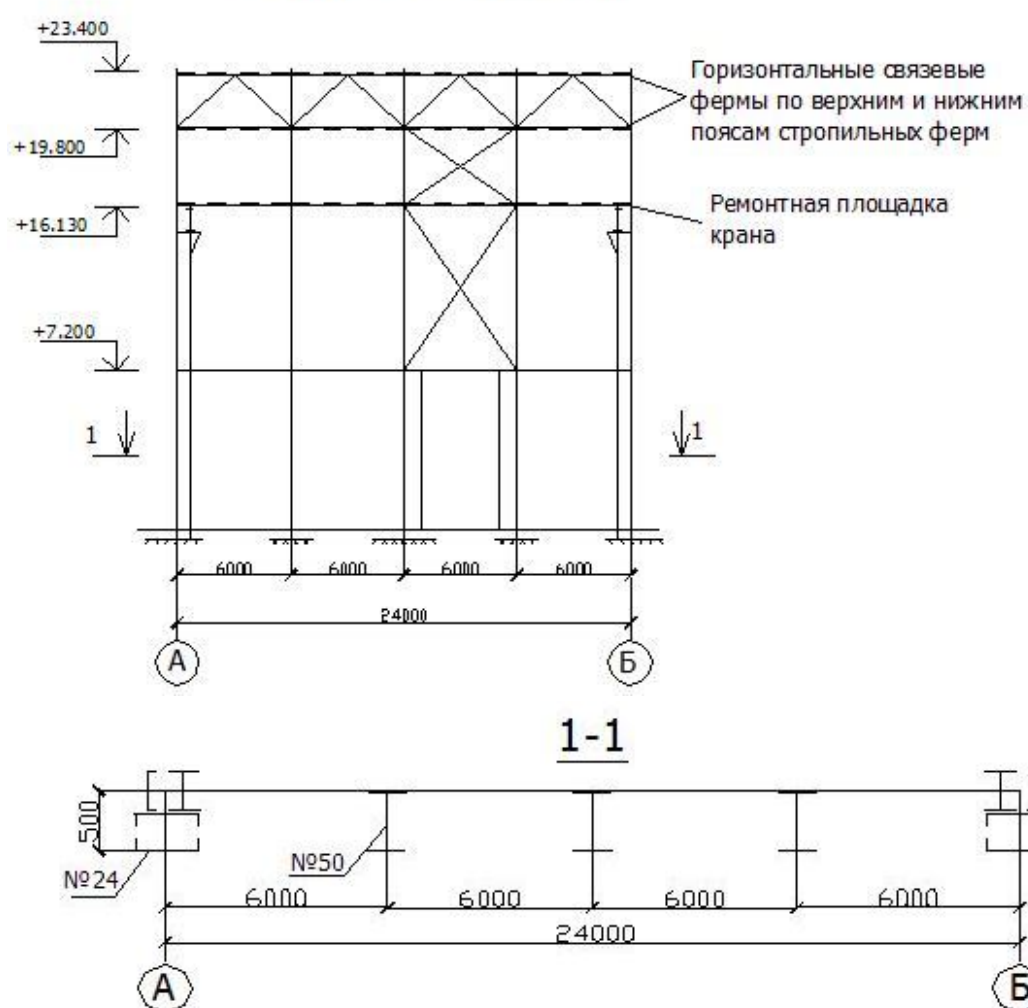


Рис. 8 Схема торцевого фахверка

Расчетная схема фахверка

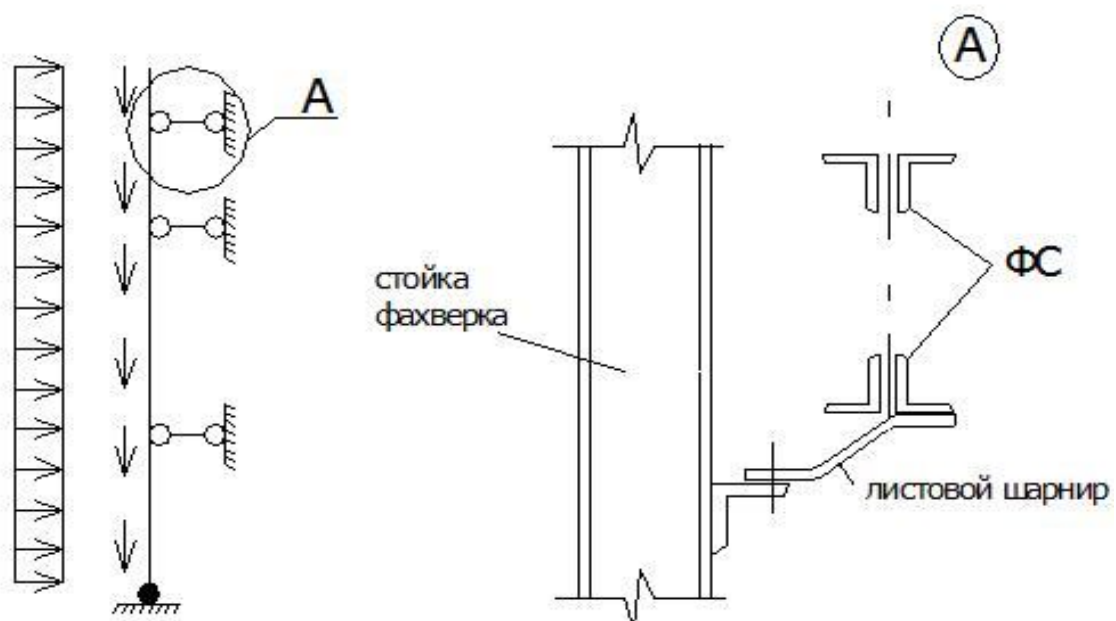


Рис. 9 Расчетная схема фахверка

2. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ

2.1 Расчетная схема рамы.

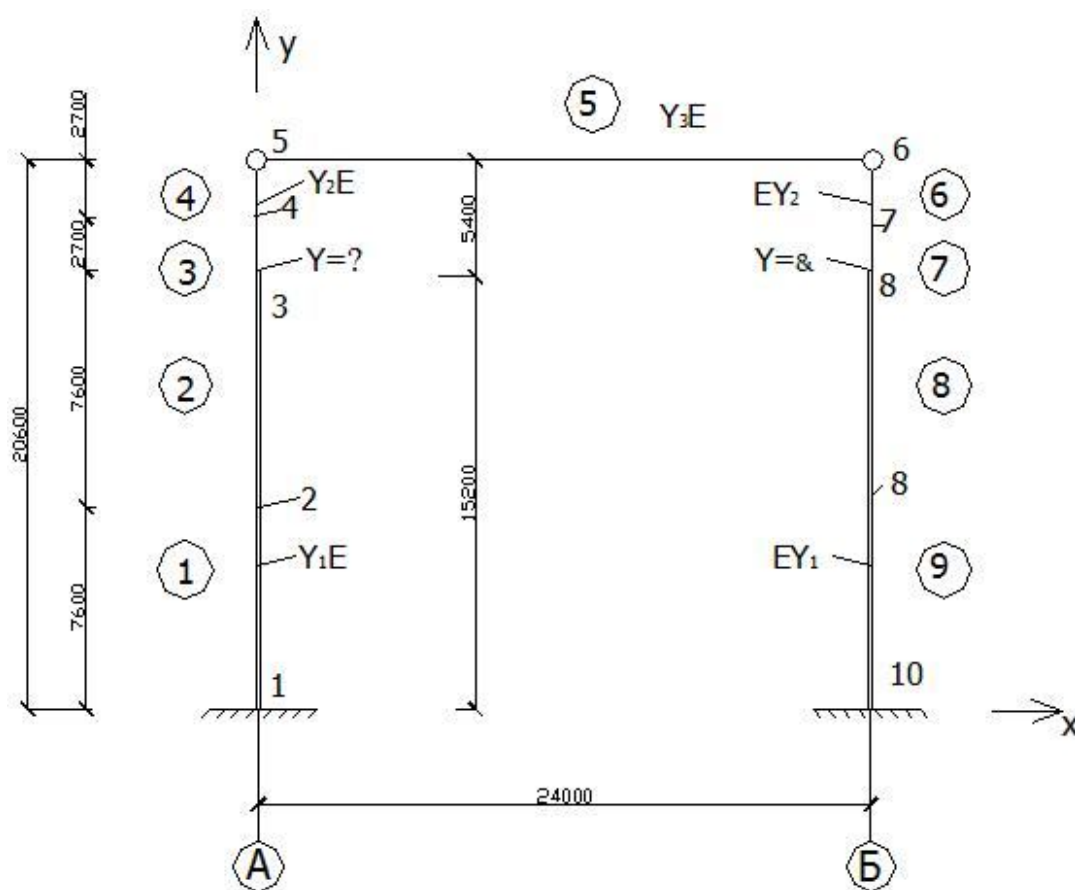


Рис. 10 Расчетная схема рамы

$$\frac{Y_1}{Y_2} = \frac{0,0099}{0,0015} = 6,6; \quad \frac{Y_3}{Y_2} = \frac{0,018}{0,0015} = 12; \quad \frac{Y_3}{Y_1} = \frac{0,018}{0,0099} = 1,8;$$

За геометрические оси колонн приняты линии, проходящие через центры тяжести сечений.

За геометрическую ось ригеля принимается линия, соединяющая шарниры.

2.2 Определение нагрузок на поперечную раму.

Нагрузками, действующими на поперечную раму являются:

- постоянная нагрузка от массы кровли, собственной массы несущих конструкций покрытия со связями колонн и подкрановых балок с рельсами, от панелей,
- снеговая нагрузка на покрытие,
- нагрузка на колонны от вертикального давления колес мостовых кранов,
- поперечное торможение кранов,
- давление ветра на продольные стены и на конструкции покрытия.

Подсчет нагрузок на раму (как нормативных, так и расчетных) производится в соответствии с нормами [2] для каждого вида в отдельности.

2.2.1 Определение постоянной нагрузки.

Постоянная нагрузка на ригель рамы складывается из нагрузок от массы кровли, массы стропильных ферм и массы связей.

Нагрузка от массы кровли определяется конструкцией кровли, плотности материала и толщины слоев и находится суммированием нагрузки от массы ее элементов. Сбор нагрузки производим в табличной форме (см. табл. 1).

Определение постоянной нагрузки на ригель рамы

Таблица 1

Состав нагрузки	Нормативная g^H , кН/м ²	γ_f	γ_r	Расчетная g , кН/м ²
-----------------	--	------------	------------	--------------------------------------

Кровля:				
1) Гидроизоляционный четырехслойный ковер.	0,16	1,3	0,95	0,20
2) Цементная стяжка t=20 мм, ρ=1800 кг/м ³	0,36	1,3	0,95	0,44
3) Утеплитель плиты минераловатные ρ=200 кг/м ³ , t=65 мм	0,13	1,2	0,95	0,15
4) Пароизоляция из одного слоя рубероида	0,04	1,3	0,95	0,05
5) Стальной профилированный настил	0,15	1,05	0,95	0,15
6) Прогоны при расчетной нагрузке	0,09	1,05	0,95	0,09
0,99+1,4·1=2,39 кН/м ²	0,13	1,05	0,95	0,13
7) Стропильные фермы при расчетной нагрузке				
1,08+1,4·1=2,48 кН/м ²	0,04	1,05	0,95	0,04
8) Связи при расчетной нагрузке				
1,21+1,4·1=2,61 кН/м ²				
Всего	1,1			1,25

Постоянная погонная расчетная нагрузка по ригелю рамы:

$$q_n = 1.25 \cdot 3 - 1.25 \cdot 12 = 15 \text{ кН/м}$$

Постоянная нагрузка на колонну складывается из нагрузки от собственной массы колонны и от массы подкрановых балок с рельсами.

Нагрузка от собственной массы одной колонны:

$$G_k = \gamma_f g_{nk} B \frac{L}{2} \quad (7)$$

При навесных стеновых панелях нагрузка от собственного веса до 2 м от уровня пола передается на фундаментные балки, а остальная делится на 2 составляющие: надкрановая и подкрановая и прикладывается в узлах 2,4,7,9.

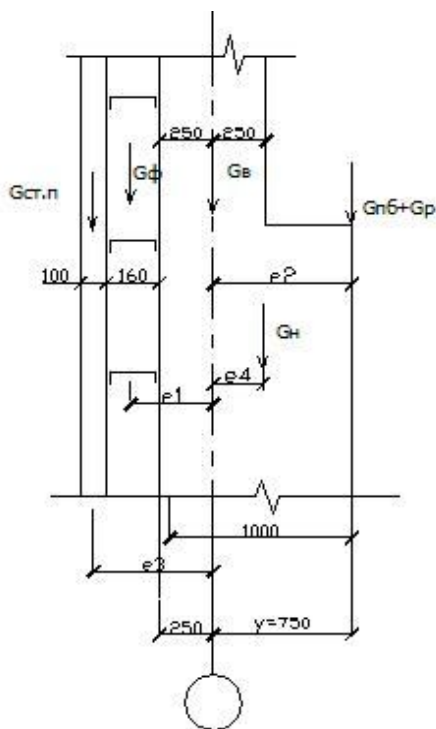


Рис. 11 Схема приложения

$$F_{y2} = -G_n - G_{ст.т} - G_{фн}$$

здесь G_n - вес нижней части колонны,

$G_{ст.т}$ - вес подкрановой части стеновых панелей

$G_{ф}$ - вес ригеля фахверка

$$G_{ст.н.} = \frac{1,14}{6} \cdot (15,2 - 2) \cdot \frac{12}{2} \cdot 1,05 = 15,80 \text{ кН}$$

$$G_{фн} = 8 \cdot 0,614 = 4,912 \text{ кН}$$

$$F_{y2} = -42,336 - 15,80 - 4,912 = -63,048 \text{ кН}$$

$$M_2 = G_n \cdot e_4 - G_{ст.н.} \cdot e_3 - G_{фн} \cdot e_1$$

$$e_4 = \frac{1000}{2} - 250 = 250 \text{ мм} = 0,25 \text{ м}$$

$$e_3 = 0,25 + 0,16 + \frac{0,1}{2} = 0,46 \text{ м}$$

$$e_1 = 0,25 + \frac{0,16}{2} = 0,33 \text{ м}$$

$$M_2 = 42,336 \cdot 0,25 - 15,8 \cdot 0,46 - 4,912 \cdot 0,33 = 1,695 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Нагрузка от веса подкранового пути и подкрановой балки прикладывается в узлах 3 и 8.

$$F_3 = -(G_{н.б.} + G_p)$$

$G_{н.б.}$ - вес подкрановой балки, принимается по прил.1 табл.1.1 [1, стр. 30];

$$G_{н.б.} = 42,36 \cdot 0,88 \cdot 1,05 = 39,141 \text{ кН}$$

G_p - нагрузка от рельса

$$G_p = 0,624 \cdot 12 \cdot 1,05 = 7,862 \text{ кН}$$

$$F_{y3} = -(39,141 + 7,862) = -47,003 \text{ кН}$$

$$M_3 = 47,003 \cdot \lambda = 47,003 \cdot 0,75 = 35,252 \text{ кНм}$$

$$F_{y4} = -G_{\text{в}} - G_{\text{см.в.}} - G_{\text{фв}}$$

$$G_{\text{в}} = 10,584 \text{ кН}$$

$$G_{\text{см.в.}} = \frac{1,14}{6} \cdot 5,4 \cdot \frac{12}{2} \cdot 1,05 = 6,464 \text{ кН}$$

$$G_{\text{фв}} = 0,614 \cdot 4 = 2,456$$

$$F_{y4} = -10,584 - 6,464 - 2,456 = -19,504 \text{ кН}$$

$$M_4 = -G_{\text{см.в.}} \cdot e_3 - G_{\text{фв}} \cdot e_1 = -6,464 \cdot 0,46 - 2,456 \cdot 0,33 = 3,784 \text{ кНм}$$

$$F_{y5} = -F_n = R_A = -45 \cdot 5 = -225 \text{ кН}$$

$$M_5 = 225$$

$$F_{y6} = -45 \cdot 5 = -225 \text{ кН}$$

$$M_6 = 225$$

Все результаты расчета занесены в таблицу 3.

2.2.2 Снеговая нагрузка.

Нормативную нагрузку на 1 м^2 покрытия определяем по формуле:

$$S_n = S_0 \mu \quad (8),$$

где μ - коэффициент перехода, учитывающий профиль покрытия, для зданий с плоской кровлей $\mu=1$.

$$S_0 - \text{вес снегового покрова (по заданию), } S_0 = 1 \text{ кН/м}^2, S_n = 1 \cdot 1 = 1 \text{ кН/м}^2$$

Т.к. у нас расчетная снеговая нагрузка представляет собой произведение нормативной нагрузки на коэффициент надежности по нагрузке:

$$S_f = S_n \gamma_f \quad (9),$$

$$\text{где } \gamma_f \text{ принимается в зависимости от } \frac{q_n}{S_0}. \text{ В нашем случае}$$

$$\frac{1,1}{1} \cdot 1,1 > 0,8 \Rightarrow \gamma_f = 1,4 \quad S_f = 1 \cdot 1,4 = 1,4 \text{ кН/м}^2$$

$$\text{Погонная снеговая нагрузка по ригелю } S = 1,4 \cdot 1,0 \cdot 12 = 16,8 \text{ кН/м}^2$$

При расчете поперечной рамы снеговая нагрузка, действующая на колонну будет определяться по выражению:

$$N^{\otimes} = R_s$$

$$R_s = \frac{SL}{2} = \frac{16,8 \cdot 24}{2} = 201,6 \text{ кН}$$

$$M = 201,6 \cdot 0,25 = 50,4 \text{ кН/м}$$

Здесь L – пролет здания, $L=24$ м.

Результаты занесены в таблицу 4.

2.2.3. Определение крановых нагрузок (вертикальных).

Вертикальное давление мостовых кранов на каркас здания состоит из наибольшего вертикального давления $D_{\max}$ на одну стой и минимального $D_{\min}$ - на другую стойку рамы при самом невыгодном положении тележки на крановом мосту (рис.12).

Так как вертикальное давление колес мостовых кранов передается на стойки рамы подкрановыми балками, то нахождение его сводится к определению опорных реакций подкрановых балок. При этом мостовые краны располагаются так, чтобы на рассматриваемую стойку передавалось наибольшее возможное опорное давление двух смежных подкрановых балок. Определение этого давления производим с помощью линий влияния реакций балок (рис.13).

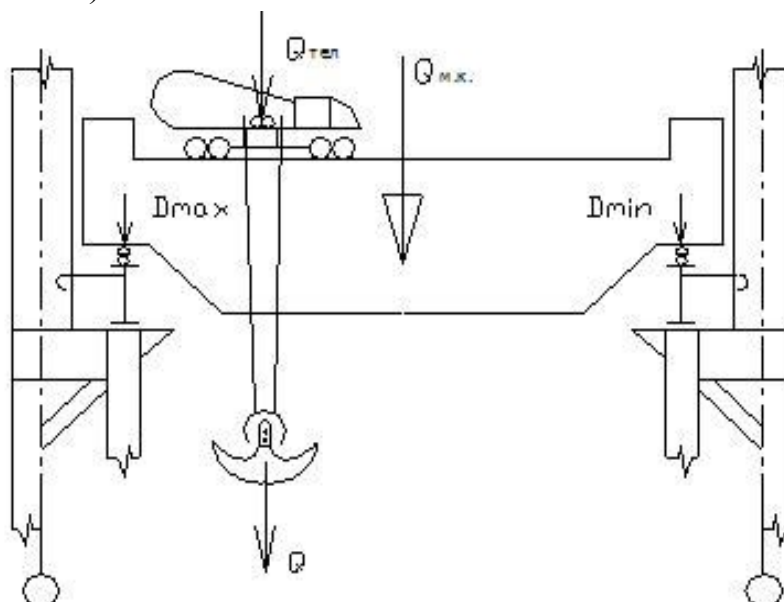


Рис. 12 Самое невыгодное положение тележки на крановом мосту.

Величину максимального кранового давления можно вычислить по формуле [1, стр.23]:

$$D_{\max} = \gamma_f \psi_c \sum P_{n,\max} y \quad (10)$$

где γ_f - коэффициент надежности по нагрузке, принимаемый СНиП

«стальные конструкции»;

$\gamma_f = 1,1$ согласно п. 4.8 [2];

ψ_c - коэффициент сочетаний, принимаемый для крана 4К равным 0,85.;

$\sum P_{n,\max} y$ - сумма произведений наибольших возможных давлений колес на соответствующие ординаты линии влияния (см. рис.13).

Характеристики крана принимаем по прил. 2 [1].

$$D_{\max} 1,1 \cdot 0,85 \cdot 466 \cdot (0,446 + 0,883 + 1 + 0,563) = 1260,073 \text{ кН}$$

Величину минимального вертикального давления можно определить по формуле [1. стр. 23].

$$D_{\min} = \nu \cdot D_{\max} \quad (11)$$

где ν - коэффициент перераспределения давления при самом невыгодном положении тележки на крановом мосту определяется по формуле

$$\nu = \frac{Q + G_k + G_T}{\sum P_{n,\max}} - 1, \quad (12)$$

где Q – грузоподъемность крана, Q - 300 кН

G_k - нагрузка от массы крана, $G_k = 485$ кН

G_T - нагрузка от массы тележки, $G_T = 180$ кН

$\sum P_{n,\max}$ - сумма нормативных максимальных давлений на одной стороне одного крана;

$$\sum P_{n,\max} = 2P_1 = 2 \cdot 466 = 932 \text{ кН}$$

$$\nu \frac{500 + 485 + 180}{932} - 1 = 0,25$$

$$D_{\min} = 0,25 \cdot 1260,073 = 315,018 \text{ кН}$$

Изгибающие моменты от вертикальных давлений колес кранов $D_{\max}$ и $D_{\min}$ соответственно равняются:

$$M_{\max} = D_{\max} \lambda = 1260,073 \cdot 0,75 = 945,05 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{\min} = D_{\min} \lambda = 313,018 \cdot 0,75 = 236,26 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Результаты вычислений заносим в таблицу 5 и 6, учитывая знаки.

2.2.4 Поперечная тормозная нагрузка от мостовых кранов.

Она определяется по формуле [1, стр.24]:

$$T = \gamma_f \cdot \varphi_c \cdot T_{n,non} \cdot \sum y \quad (13)$$

где $T_{n,non}$ - нормативная поперечная тормозная нагрузка от одного колеса крана, принимается по прил. 2 [1]. $T_{n,non}=17\text{кН}$.

$\sum y$ - сумма ординат линии влияний (см. рис.13)

$$T = 1,1 \cdot 0,85 \cdot 17(0,446 + 0,883 + 1 + 0,563) = 45,968\text{кН}$$

Тормозную нагрузку заносим в таблицы 7 и 8 с соответствующими знаками.

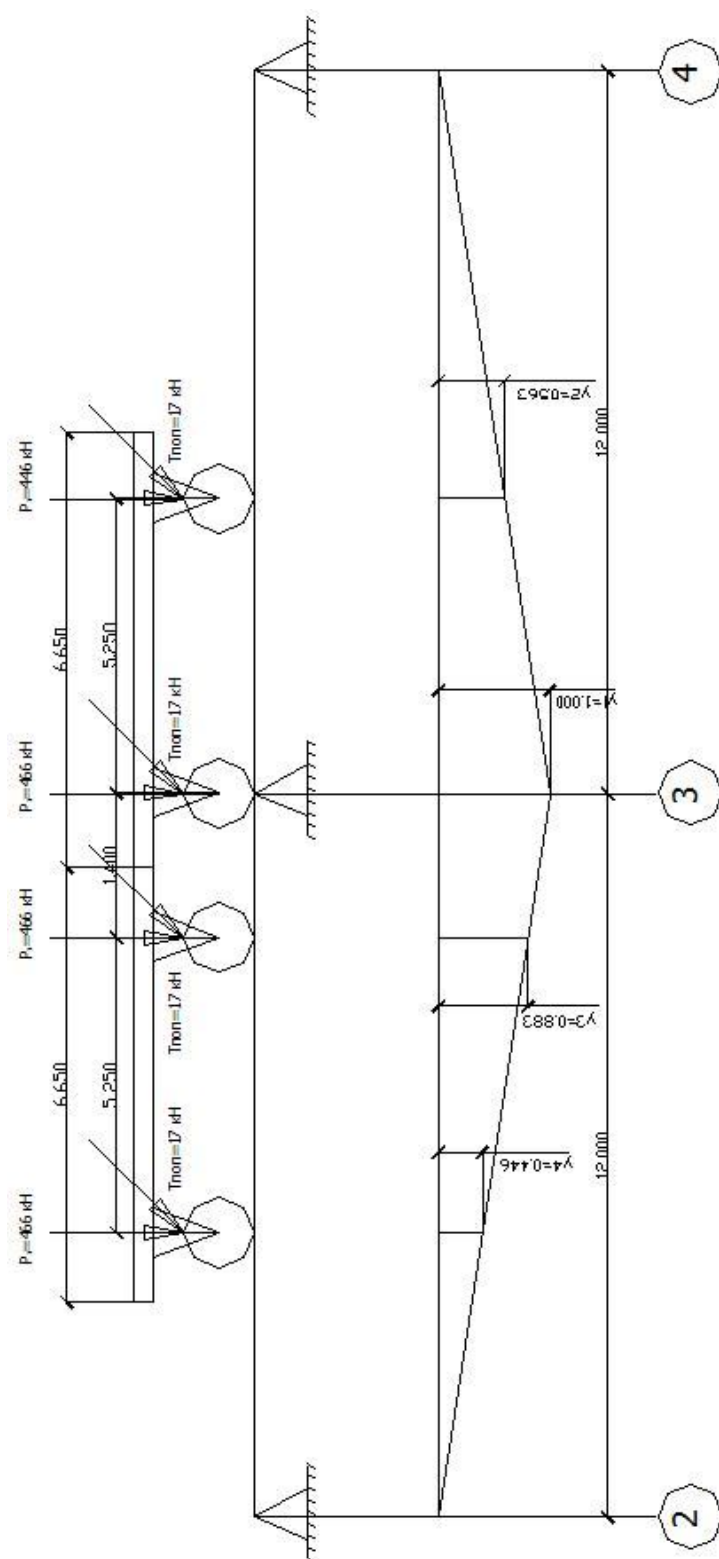


Рис. 13 Схема загрузки подкрановых балок при определении D_{max}

2.2.5 Определение ветровой нагрузки.

Ветровая нагрузка на раму складывается из нагрузки, действующей непосредственно на колонны (от уровня земли до низа ригеля); нагрузки, действующей выше низа ригеля (от нижнего пояса ригеля до верха стенового ограждения - парапета).

Интенсивность распределяя ветровой нагрузки с наветренной стороны (активное давление) определяется по формуле [1, стр.24]:

$$\omega = \gamma_f \cdot c \cdot \omega_0 \cdot k \cdot B_k \quad (14)$$

где γ_f - коэффициент надежности по нагрузке, принимаемой согласно [2] равным $\gamma_f = 1,4$.

c – аэродинамический коэффициент, принимаемый по [2] $c = 0,8$

ω_0 - нормативный скоростной напор ветра для высоты над поверхностью земли до 5 м, принимаемый в зависимости от района строительства. По заданию $\omega_0 = 0,3 \text{ кН/м}^2$.

k - коэффициент, учитывающий изменение скоростного напора в зависимости от высоты и типа местности, принимаемый по табл. 6 [2].

$B_k = 12 \text{ м}$ – шаг рам.

Меняющуюся с высотой нагрузку, действующую на колонну, заменяем эквивалентной равномерно распределенной. За эту нагрузку принимаем равномерно распределенную нагрузку $w_{экв}$, вызывающую в нижнем сечении колонны такой же изгибающий момент, что и действующая неравномерно распределенная.

$$M_{зад} = w_{5,000} \cdot H_{np} \cdot \left(\frac{H_{np}}{2} + H_{\delta} \right) + \frac{1}{2} \cdot (w_{np} - w_{5,000}) \cdot (H_{np} - 5) \cdot \left(H_{\delta} + 5 + \frac{2}{3} \cdot (H_{np} - 5) \right)$$

где $H_{np} = 19800 \text{ м}$

$H_{\delta} = 0,8 \text{ м}$

$w_{5,000} = 1,4 \cdot 0,8 \cdot 0,3 \cdot 0,5 \cdot 12 = 2,016$

$w_{np} = 1,4 \cdot 0,8 \cdot 0,3 \cdot 0,846 \cdot 12 = 3,411$

$$M_{\text{зад}} = 2,016 \cdot 19,8 \cdot \left(\frac{19,8}{2} + 0,8 \right) +$$

$$+ \frac{1}{2} \cdot (3,411 - 2,016) \cdot (19,8 - 5) \cdot \left(0,8 + 5 + \frac{2}{3} \cdot (19,8 - 5) \right)$$

$$M_{\text{зад}} = 588,837 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{\text{зад}} = w_{\text{экв}} \cdot H_{\text{нр}} \cdot \left(\frac{H_{\text{нр}}}{2} + H_{\text{б}} \right) = w_{\text{экв}} \cdot 19,8 \cdot \left(\frac{19,8}{2} + 0,8 \right) = 211,86 \cdot w_{\text{экв}}$$

$$211,86 \cdot w_{\text{экв}} = 588,837$$

$$w_{\text{экв}} = 2,779 \text{ кН/м}$$

$$w_{\text{экв}} = w_{\text{экв}} \cdot \frac{c'}{c} = 2,779 \cdot \frac{0,6}{0,8} = 2,084 \text{ кН/м} - \text{эквивалентная ветровая нагрузка}$$

на колонну с заветренной стороны.

Выше отметки низа ригеля распределенная нагрузка заменяется сосредоточенной силой, приложенной в уровне нижнего пояса ригеля и вычисляется по формуле:

$$W = \frac{w_{\text{в.с.}} + w_{\text{н.р.}}}{2} \cdot (H_{\text{в.с.}} - H_{\text{н.р.}})$$

$$\text{где } w_{\text{в.с.}} = 1,4 \cdot 0,8 \cdot 0,3 \cdot 0,8925 \cdot 12 = 3,599$$

$$H_{\text{в.с.}} = 23,4 \text{ м}$$

$$W = \frac{3,599 + 3,411}{2} \cdot (23,4 - 19,8) = 12,618 \text{ кН}$$

$$W' = \frac{c'}{c} \cdot W = \frac{0,6}{0,8} \cdot 12,618 = 9,464 \text{ кН}$$

Вычисленные значения сосредоточенной силы заносят в таблицы 9 и 10 с соответствующими знаками.

Значения эквивалентных ветровых нагрузок с наветренной стороны и заветренной стороны заносят в таблицы 11. и 12. со своими знаками.

2.4 Определение расчетных усилий в колонне.

При определении расчетных усилий в сечениях рамы мы руководствовались п.п. 1.11-1.16 [2] СНиП «Стальные конструкции».

Рассматриваемая рама всегда подвержена действию постоянной нагрузки (от собственной массы конструкции). Наряду с этим на нее могут воздействовать кратковременные нагрузки: снег, ветер, давление мостовых кранов и силы поперечного торможения. Согласно п. 1.12 [2] при определении максимальных усилий в каждом сечении рамы (см. рис.14) следует различать 2 варианта основных сочетаний нагрузок:

- 1 вариант, включающий постоянную и одну кратковременную нагрузку, наиболее существенно влияющую на величину расчетных усилий в сечении.

- 2 вариант, включающий постоянную нагрузку и все те кратковременные, которые увеличивают расчетные усилия в сечении. При этом последние берутся в количестве не менее 2-х и каждая с коэффициентом сочетаний 0,9, который позволяет учесть тот несомненный факт, что одновременное действие всех кратковременных нагрузок при их максимальных и неблагоприятных для данного сечения направлениях мало вероятно.

Расчетные усилия определяем с помощью таблицы 13. В верхней части этой таблицы записываем значения усилий (M, N, Q), возникающих в сечениях 1, 2, 3, 4 (см. рис.14).

В нижней части таблицы выбираются сочетания нагрузок, которые позволяют выявить:

- максимально возможные (по абсолютной величине) положительные и отрицательные изгибающие моменты и соответствующую продольную силу;
- максимально возможную продольную силу и соответствующие положительные и отрицательные моменты.

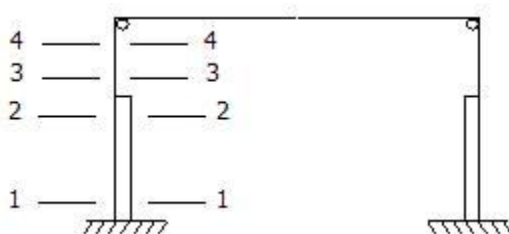


Рис. 14

Все полученные усилия в табл. 13. переписываем в табл. 14. и для наружной и внутренней ветви вычисляем значения N_{np} .

$$N_{np} = \frac{M}{h} + \frac{N}{2}$$

Расчетные усилия в сечениях колонны заносятся в табл. 15. Для 4, 3, 2, 1 сечения расчетные усилия М и N выбираются по максимальному отрицательному N_{np} (из табл.14). Для анкерных болтов - по максимальному положительному N_{np} (из табл.14).

Из таблицы 15 для 4 и 3 сечений выбираем - $N_{np \max}$. Это усилие укажет на расчетные М и N, на которые производится расчет и компоновка сечения верхней части колонны. Для 2 и 1 сечений выбираем 2 комбинации усилий (для наружной и внутренней ветви) по отрицательному $\max N_{np}$.

3. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ СТРОПИЛЬНОЙ ФЕРМЫ.

Ферма с параллельными поясами пролетом 24 м. Высота фермы на опоре 3150 мм. Решетка фермы запроектирована с панелью верхнего пояса равной 3 м, нижнего – 6 м.

Пояса ферм выполнены из тавров, а решетка из спаренных уголков.

Геометрическая схема фермы показана на рис. 4.

3.1 Сбор нагрузок на ферму.

Постоянная нагрузка:

$$F_n = g^n \cdot B \cdot d_B$$

где $g^n = 1,25 \text{ кН/м}^2$ - расчетное значение постоянной равномерно распределенной нагрузки.

$B = 12 \text{ м}$ – шаг ферм.

d_B - длина панели фермы по верхнему поясу.

$$F_n = 1,25 \cdot 12 \cdot 3 = 45 \text{ кН}$$

Снеговая нагрузка:

$$F_{cn} = S \cdot B \cdot d_B$$

где S - расчетное значение снеговой нагрузки

$$S = S_n \cdot \gamma_f$$

где $S_n = 1 \text{ кН/м}^2$ – нормативное значение снеговой нагрузки.

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке зависящий от соотношения $\frac{q}{3}$

В нашем случае $\frac{1,1}{1} > 0,8 \Rightarrow \gamma_f = 1,4$

$$S = 1 \cdot 1,4 = 1,4 \text{ кН/м}^2, \text{ тогда } F_{сн} = 1,4 \cdot 12 \cdot 3 = 50,4 \text{ кН}$$

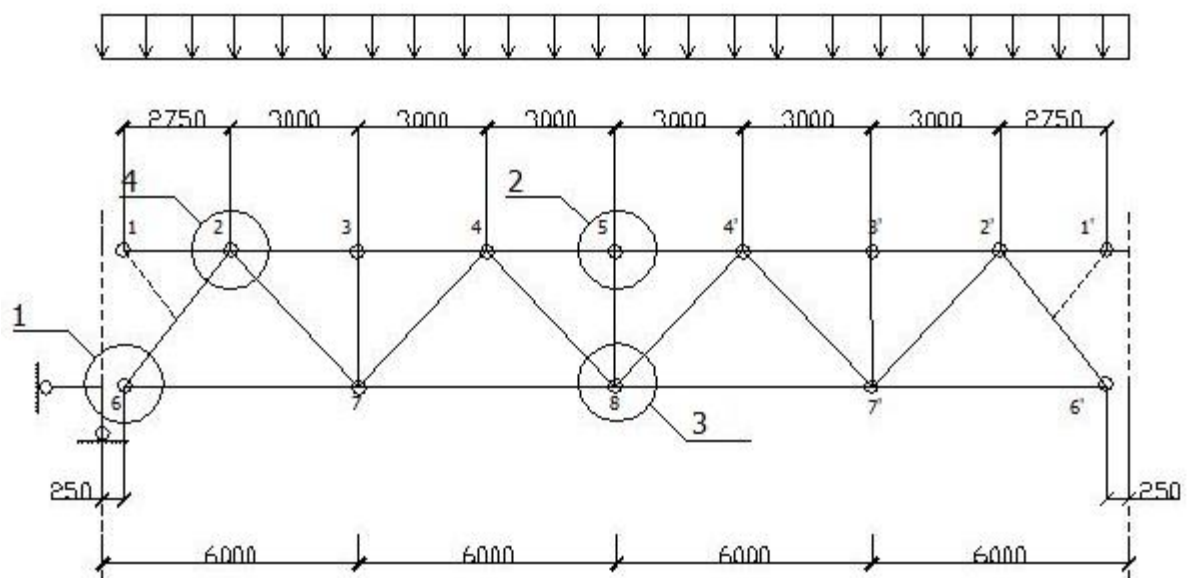


Рис. 15 Расчетная схема фермы

3.2. Определение усилий в стержнях фермы и расчетных длин стержней.

Расчет усилий в стержнях фермы ведем в табличной форме (см. табл.16).

Таблица 16

Усилия в стержнях фермы.

Элементы Фермы	Обозначение стержня	Нагрузка на ферму, кН			
		от $\bar{F}_{=1}$	от пост. нагрузки	от снеговой нагрузки	Расчетная
Верхний пояс	1-2, 1'-2'	0	0	0	0
	2-3, 2'-3'	-5,492	-247,140	-276,797	-523,937
	3-4, 3'-4'	-5,492	-247,140	-276,797	-523,937
	4-5, 4'-5'	-7,397	-332,865	-372,809	-705,674
Нижний пояс	6-7, 6'-7'	3,111	139,995	156,794	296,789
	7-8, 7'-8'	6,921	311,445	348,818	660,263
Расходы	2-6, 2'-6'	-4,683	-210,735	-236,023	-446,758
	2-7, 2'-7'	3,452	155,340	173,981	329,321
	4-7, 4'-7'	-2,071	-93,195	-104,378	-197,573
	4-8, 4'-8'	0,690	31,050	34,776	65,826
Стойки	3-7, 3'-7'	-1,000	-45,000	-50,400	-95,400
	5-8	-1,000	-45,000	-50,400	-95,400

Расчетные длины элементов фермы определяются по таблице 11 [2, стр. 19].

В плоскости фермы расчетные длины элементов принимаем:

- для элементов поясов l_{efx} принимается равной геометрической длине элемента (расстоянию между центрами узлов).

- для опорных раскосов и стоек (опорных) l_{efx} принимаем аналогично элементам поясов.

- для прочих элементов решетки $l_{efx} = 0,8l$, где l - геометрическая длина элемента.

В плоскости, перпендикулярной плоскости фермы (из плоскости фермы) расчетные длины элементов принимаем:

- для поясов, опорных раскосов и опорных стоек, прочих элементов решетки:

$l_{efy} = l_1$, где l_1 - расстояние между узлами, закрепленными от смещения из плоскости фермы.

Все расчетные длины элементов фермы указаны в таблице 17.

3.3. Подбор сечения стержней фермы.

Так как для фермы пролетом 24 м сечение верхнего и нижнего пояса принимается без изменений, то для подбора сечения верхнего и нижнего пояса достаточно рассчитать стержень с наибольшим расчетным усилием. Для верхнего пояса им является стержень 4-5, для нижнего – 7-8.

Расчет стержня 4-5:

1. Задаемся гибкостью $\lambda = 110$. Для сжатых поясов $\lambda = 100 \div 120$.
2. Определяем коэффициент продольного изгиба φ по табл. 72 [2].
 $\varphi = f \cdot (\lambda, R_y)$; $\lambda = 110$; $R_y = 240 \text{ МПа}$; $\varphi = 0,478$
3. Определим требуемую площадь:

$$A_{call} = \frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c};$$

где N - усилие в стержне, $N = 705,674 \text{ кН}$

γ_c - коэффициент условия работы, принимаемый по табл. 6 [2];
 $\gamma_c = 0,95$

$$A_{call} = \frac{705,674 \cdot 0,95}{0,478 \cdot 240 \cdot 10^3 \cdot 0,95} = 0,00615 \text{ м}^2 = 61,5 \text{ см}^2$$

4.
$$i_{xcall} = \frac{l_{efx}}{\lambda} = \frac{300}{110} = 2,73 \text{ см}$$
$$i_{ycall} = \frac{l_{efy}}{\lambda} = \frac{300}{110} = 2,73 \text{ см}$$

5. Принимаем сечение 22,5 БТ1 с характеристиками:

$$A = 37,3 \text{ см}^2; i_x = 6,8 \text{ см}; i_y = 3,79 \text{ см};$$

6. Проверка сечения:

$$\lambda_x = \frac{l_{efx}}{i_x} = \frac{300}{6,8} = 44,118 \Rightarrow \varphi = 0,877$$

$$\lambda_y = 79,156 \Rightarrow \varphi = 0,692$$

$$\text{Определяем } \alpha = \frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c}$$

$$\alpha_x = \frac{705,674 \cdot 0,95}{0,877 \cdot 37,3 \cdot 10^{-4} \cdot 240 \cdot 10^3 \cdot 0,95} = 0,899$$

$$\alpha_y = \frac{705,674 \cdot 0,95}{0,692 \cdot 37,3 \cdot 10^{-4} \cdot 240 \cdot 10^3 \cdot 0,95} = 1,139$$

Определяем предельную гибкость по формуле:

$$[\lambda] = 180 - 60 \cdot \alpha$$

$$[\lambda_x] = 180 - 60 \cdot 0,899 = 126,06$$

$$[\lambda_y] = 180 - 60 \cdot 1,139 = 111,66$$

$$\lambda_x = 44,118 < [\lambda_x];$$

$$\lambda_y = 79,156 < [\lambda_y];$$

$$\max \lambda = \lambda_y = 79,156 \Rightarrow \varphi_{\min} = \varphi_y = 0,692$$

Проверяем стержень на устойчивость:

$$\sigma = \frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot A} \leq R_y \gamma_c = 240 \cdot 0,95 = 228 \text{ МПа}$$

$$\sigma = \frac{0,95 \cdot 705,674 \cdot 10^{-3}}{0,692 \cdot 37,3 \cdot 10^{-4}} = 259,724 \text{ МПа} > R_y \gamma_c$$

Так как устойчивость этого стержня не обеспечена, принимаем и проверяем большее сечение 25 БТ1 с характеристиками

$$A = 45,75 \text{ см}^2, i_x = 1,57 \text{ см}, i_y = 4,22$$

$$\lambda_x = \frac{300}{7,57} = 39,63 \Rightarrow \varphi = 0,895$$

$$\lambda_y = 71,09 \Rightarrow \varphi = 0,747$$

$$\alpha_x = \frac{105,674 \cdot \gamma_n}{0,895 \cdot 45,75 \cdot 10^{-4} \cdot 240 \cdot 10^3 \cdot 0,95} = 0,722$$

$$[\lambda_x] = 180 - 60 \cdot 0,722 = 134,4$$

$$\alpha_y = \frac{105,674 \cdot 0,95}{0,747 \cdot 45,75 \cdot 10^{-4} \cdot 240 \cdot 10^3 \cdot 0,95} = 0,965$$

$$[\lambda_y] = 180 - 60 \cdot 0,965 = 125,4$$

$$\lambda_x = 39,63 < [\lambda_x], \lambda_y = 11,09 < [\lambda_y]$$

$$\max \lambda = \lambda_y = 71,09 \Rightarrow \varphi_{\min} = 0,747$$

$$\sigma = \frac{705,674 \cdot 10^{-3} \cdot \gamma_n}{0,747 \cdot 45,75 \cdot 10^{-4}} = 196,175 \text{ МПа} < R_y \gamma_c$$

недонапряжение стержня составляет:

$$\Delta\% = \frac{228 - 196,175}{228} \cdot 13,9\% < 14\%$$

Окончательно принимаем сечение 25 БТ1

Для подбора сечения растянутого нижнего пояса рассчитаем стержень 7-8.

$$A_{call} = \frac{660,263 \cdot 0,95}{240 \cdot 10^3 \cdot 0,95} = 27,5 \text{ см}^2$$

Подбираем сечение с $A > A_{call}$, т.е. сечение 20БТ1 с характеристиками

$$A = 30,05 \text{ см}^2, i_x = 6,8 \text{ см}, i_y = 3,5 \text{ см}$$

Проверим сечение: $[\lambda] = 400$

$$\lambda_x = \frac{600}{6,8} = 88,24 < [\lambda]$$

$$\lambda_y = \frac{1200}{3,5} = 342,86 < [\lambda]$$

Проверим сечение на прочность:

$$\sigma = \frac{N \cdot \gamma}{A} = \frac{0,95 \cdot 660,263}{30,05 \cdot 10^{-4}} = 208,734 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 228,000 \text{ МПа}$$

Недонапряжение стержня:

$$\Delta = \frac{228 - 208,734}{228} \cdot 100\% = 8,5\% < 10\%$$

Расчет опорного раскоса: стержень 2-6:

Задаемся гибкостью $\lambda = 110$, $\varphi = 0,478$

$$A_{call} = \frac{446,758 \cdot 0,95}{0,478 \cdot 240 \cdot 10^3 \cdot 0,95} = 38,9 \text{ см}^2$$

$$i_{xcall} = \frac{421,5}{110} = 3,83 \text{ см}$$

$$i_{ycall} = \frac{421,5}{110} = 3,83 \text{ см}$$

Подбираем сечение из парных уголков 125×9 с характеристиками:

$$A = 22 \cdot 2 = 44 \text{ см}^2; \quad i_x = 3,86 \text{ см}; \quad i_y = 5,56 \text{ см};$$

Проверка сечения:

$$\lambda_x = \frac{421,5}{3,86} = 109,197 \Rightarrow \varphi_x = 0,483$$

$$\lambda_y = 75,81 \Rightarrow \varphi_y = 0,714$$

$$\alpha_x = \frac{446,758 \cdot 0,95}{0,483 \cdot 44 \cdot 10^{-4} \cdot 240 \cdot 10^3 \cdot 0,95} = 0,876$$

$$\alpha_y = \frac{446,758 \cdot 0,95}{0,714 \cdot 44 \cdot 10^{-4} \cdot 240 \cdot 10^3 \cdot 0,95} = 0,593$$

$$[\lambda_x] = 180 - 60 \cdot 0,876 = 127,44$$

$$[\lambda_y] = 180 - 60 \cdot 0,593 = 144,42$$

$$\lambda_x = 109,197 < [\lambda_x];$$

$$\lambda_y = 75,81 < [\lambda_y];$$

$$\max \lambda = \lambda_x = 109,197 \Rightarrow \varphi_{\min} = \varphi_y = 0,483$$

Проверяем стержень на устойчивость:

$$\sigma = \frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot A} = \frac{0,95 \cdot 446,758}{0,483 \cdot 44 \cdot 10^{-4}} = 199,71 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 228 \text{ МПа}$$

Недонапряжение стержня:

$$\Delta = \frac{228 - 199,71}{228} \cdot 100\% = 12\%$$

Расчет сжатого раскоса 4-7:

$$N = -197,573 \text{ кН}$$

Задаемся гибкостью $\lambda = 130$, $\varphi = 0,364$

$$A_{call} = \frac{197,573 \cdot 0,95}{0,364 \cdot 240 \cdot 10^3 \cdot 0,8} = 26,6 \text{ см}^2$$

$$i_{xcall} = \frac{348}{130} = 2,68 \text{ см}$$

$$i_{ycall} = \frac{435}{130} = 3,35 \text{ см}$$

Подбираем сечение из парных уголков 90×7 с характеристиками:

$$A = 12,3 \cdot 2 = 24,6 \text{ см}^2; i_x = 2,77 \text{ см}; i_y = 7,06 \text{ см};$$

Проверка сечения:

$$\lambda_x = \frac{348}{2,77} = 125,63 \Rightarrow \varphi = 0,388$$

$$\lambda_y = \frac{435}{7,06} = 61,63 \Rightarrow \varphi = 0,510$$

$$\alpha_x = \frac{197,573}{0,388 \cdot 24,6 \cdot 10^{-4} \cdot 240 \cdot 10^3 \cdot 0,8} = 1,078$$

$$\alpha_y = \frac{197,573}{0,510 \cdot 24,6 \cdot 10^{-4} \cdot 240 \cdot 10^3 \cdot 0,8} = 0,820$$

$$[\lambda_x] = 210 - 60 \cdot 1,078 = 145,32$$

$$[\lambda_y] = 210 - 60 \cdot 0,820 = 160,8$$

$$\lambda_x \leq [\lambda_x];$$

$$\lambda_y \leq [\lambda_y];$$

$$\max \lambda = \lambda_x = 125,63 \Rightarrow \varphi_{\min} = 0,388$$

$$\sigma = \frac{197,573 \cdot 0,95}{0,388 \cdot 24,6 \cdot 10^{-4}} = 196,646 \text{ МПа} > R_y \gamma_c = 240 \cdot 0,8 = 192 \text{ МПа}$$

Принимаем большее сечение из парных уголков 100×7 с характеристиками:

$$A = 13,8 \cdot 2 = 27,6 \text{ см}^2; i_x = 3,08 \text{ см}; i_y = 4,45 \text{ см};$$

Проверка сечения:

$$\lambda_x = \frac{348}{3,08} = 112,99 \Rightarrow \varphi = 0,460$$

$$\lambda_y = \frac{435}{4,45} = 96,24 \Rightarrow \varphi = 0,568$$

$$\alpha_x = \frac{197,573}{0,46 \cdot 27,6 \cdot 10^{-4} \cdot 240 \cdot 10^3 \cdot 0,8} = 0,81$$

$$\alpha_y = \frac{197,573}{0,568 \cdot 27,6 \cdot 10^{-4} \cdot 240 \cdot 10^3 \cdot 0,8} = 0,65$$

$$[\lambda_x] = 210 - 60 \cdot 0,81 = 161,4$$

$$[\lambda_y] = 210 - 60 \cdot 0,65 = 171$$

$$\lambda_x < [\lambda_x];$$

$$\lambda_y < [\lambda_y];$$

$$\max \lambda = \lambda_x = 112,99 \Rightarrow \varphi_{\min} = 0,460$$

$$\sigma = \frac{0,95 \cdot 197,573}{0,46 \cdot 27,6 \cdot 10^{-4}} = 148 \text{ МПа} < R_y \gamma_c$$

$$\Delta = \frac{192 - 148}{192} \cdot 100\% = 23\%$$

Расчет растянутого раскоса 4-8:

$$N = 65,826 \text{ кН}$$

$$A_{call} = \frac{65,826 \cdot 0,95}{240 \cdot 10^3 \cdot 0,95} = 2,9 \text{ см}^2$$

Принимаем минимальное сечение из парных уголков 50×5 с характеристиками:

$$A = 9,6 \text{ см}^2; i_x = 1,53 \text{ см}; i_y = 2,53 \text{ см};$$

Проверка сечения:

$$\lambda_x = \frac{348}{1,53} = 227,45 < 400 = [\lambda_x]$$

$$\lambda_y = \frac{435}{2,53} = 171,94 < [\lambda_y] = 400$$

$$\sigma = \frac{0,95 \cdot 65,826}{9,6 \cdot 10^{-4}} = 68,568 \text{ МПа} < 228 \text{ МПа}$$

$$\Delta = 69,6\%$$

Расчет стойки 3-7:

$$N = -197,573 \text{ кН}$$

Задаемся гибкостью $\lambda = 130$, $\varphi = 0,364$

$$A_{call} = \frac{95,4 \cdot 0,95}{0,364 \cdot 240 \cdot 10^3 \cdot 0,8} = 13,6 \text{ см}^2$$

$$i_{xcall} = \frac{252}{130} = 1,94 \text{ см}$$

$$i_{ycall} = \frac{315}{130} = 2,42 \text{ см}$$

Подбираем сечение из парных уголков $\angle 63 \times 6$ с характеристиками:

$$A = 14,56 \text{ см}^2; i_x = 1,93 \text{ см}; i_y = 3,06 \text{ см};$$

Проверка сечения:

$$\lambda_x = \frac{252}{1,93} = 130,57 \Rightarrow \varphi = 0,361$$

$$\lambda_y = \frac{315}{3,06} = 102,94 \Rightarrow \varphi = 0,523$$

$$\alpha_x = \frac{95,4}{0,361 \cdot 14,56 \cdot 10^{-4} \cdot 240 \cdot 10^3 \cdot 0,8} = 0,95$$

$$\alpha_y = \frac{95,4}{0,523 \cdot 14,56 \cdot 10^{-4} \cdot 240 \cdot 10^3 \cdot 0,8} = 0,65$$

$$[\lambda_x] = 210 - 60 \cdot 0,95 = 153$$

$$[\lambda_y] = 210 - 60 \cdot 0,65 = 171$$

$$\lambda_x < [\lambda_x];$$

$$\lambda_y < [\lambda_y];$$

$$\max \lambda = \lambda_x = 130,57,$$

$$\varphi_{\min} = 0,361$$

$$\delta = \frac{95,4 \cdot 0,95}{0,361 \cdot 14,56 \cdot 10^{-4}} = 172,400 \text{ МПа} < 192 \text{ МПа} = R_y \gamma_c$$

$$\Delta = \frac{19,2 \cdot 17,24}{19,2} \cdot 100\%$$

Все результаты вычислений занесены в таблицу 17.

3.4. Конструирование и расчет узлов фермы.

Таблица 18.

Расчет сварных швов.

Стержень	Сечение	М кН	Шов по обушке			Шов по перу		
			αN	$k_{\text{флис}}$	$l_{\text{мм}}$	$(1 - \alpha)N$	$k_{\text{флис}}$	$l_{\text{мм}}$
2-6	⌌125×9	- 446,758	- 312,73	8	119 120	-134,03	7	63 65
2-7	⌌63×6	329,321	230,52	6	117 120	98,80	4	79 30
3-7	⌌63×6	-95,400	--66,78	6	41 45	-28,62	4	30 45
4-7	⌌100×7	- 197,573	- 138,30	8	58 60	-59,27	5	43 45
4-8	⌌50×5	65,826	46,08	6	31 40	19,75	4	24 40
5-8	⌌63×6	-95,400	-66,78	6	41 45	28,62	4	30 45

$$\alpha = 0,7 \quad , \quad 1 - \alpha = 0,3$$

Для сварки узлов фермы применяем полуавтоматическую сварку проволокой Св-08 Г2С d=1,4...2 мм,

$$\beta_f = 0,9 \quad ; \quad \beta_z = 1,05 \quad ; \quad \gamma_{wf} = \gamma_{wz} = 1 \quad ; \quad R_{wf} = 215 \text{ МПа} \quad ;$$

$$R_{wz} = 0,45 \cdot 380 = 171 \text{ МПа}$$

Определим расчетное сечение:

$$\beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} = 0,9 \cdot 215 \cdot 1 = 193,5 \text{ МПа}$$

$$\beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} = 1,05 \cdot 171 \cdot 1 = 179,55 \text{ МПа}$$

Расчет ведем по металлу границы сплавления.

Расчетная длина швов определяется по формулам длины шва по обушке:

$$l_a^{об} = \frac{\gamma_n \alpha N}{n_w h_{w2} \gamma_{wz} \beta_z k_f \gamma_c} + 10 \text{ мм} \quad (15)$$

длина шва по перу:

$$l_a^n = \frac{\gamma_n (1 - \alpha) N}{n_w h_{w2} \gamma_{wz} \beta_z k_f \gamma_c} + 10 \text{ мм} \quad (16)$$

Расчет опорного узла 1.

Изображение узла см. на рис. 16 (а).

Размеры фланца принимаются расчетом на смятие:

$$A_p = \frac{1,3 R_a}{R_p \gamma_c} R_p = \frac{R}{1,026} = \frac{380}{1,026} = 370,73 \text{ МПа} = 370,73 \cdot 10^3 \text{ Па}$$

$$A_p = \frac{1,3 \cdot 225}{370,73 \cdot 10^3} = 0,00079 \text{ м}^2 = 7,9 \text{ см}^2$$

Принимаем $t_{\phi л} = 8 \text{ мм}$ $b_{\phi л} = 230 \text{ мм}$

$$A_p = 18,4 \text{ см}^2$$

$$l_{\phi л} \geq \frac{1,3 R?}{n_w h_{w2} \gamma_{wz} \beta_z k_f \gamma_c} + 10 \text{ мм}$$

$$l_{\phi л} \geq \frac{1,3 \cdot 225}{2 \cdot 17,1 \cdot 1 \cdot 1,08 \cdot 0,95} + 1 = 18,1 \text{ см}$$

Принимаем из конструктивных соображений $l_{\phi л} = 580 \text{ мм}$.

Болты проставлены конструктивно - 4Ø20 $d_{отв} = 23 \text{ мм}$.

$$M_{ер} = 515 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 20 \cdot 10^{-3} \cdot 8,44 \cdot 10^{-3} = 78,24 \text{ кН}$$

Количество болтов в соединении по одну сторону стыка:

$$n \geq \frac{0,95 \cdot 0,6 \cdot 705,674}{1 \cdot 78,24} = 5,14$$

Принимаем $n = 6$

l_k - длина накладки будет равна ($d_{отв} = 23 \text{ мм}$)

$$l_n \geq (1,5 \cdot 23 + 2,5 \cdot 23 + 1,5 \cdot 23) \cdot 2 + 10 = 263 \text{ мм}$$

Принимаем $l_n = 270 \text{ мм}$

$$2 \cdot (e_n \cdot t_n) = 2 \cdot 19 \cdot 1 = 38 \text{ см}^2 > t_w h_w = 8,44 \cdot 23,78 \cdot 10^{-1} = 20,07 \text{ см}^2$$

$$17 \cdot 1,6 = 27,2 \text{ см}^2 > t_b = 12,2 \cdot 20 \cdot 10^{-1} = 24,4 \text{ см}^2$$

Расчет укрупнительного узла 3.

Узел показан на рис. 16 (в)

Для стержней 4-8, 4'-8:

$$l_u^{об} = \frac{5,95 \cdot 46,08}{2 \cdot 17,1 \cdot 1,05 \cdot 0,6 \cdot 0,95} + 1 = 3,1 \text{ см}$$

принимаем $l_u^{об} = 40 \text{ мм}$

$$l_u^n = \frac{0,95 \cdot 19,75}{2 \cdot 17,1 \cdot 1,05 \cdot 0,4 \cdot 0,95} + 1 = 2,4 \text{ см}$$

принимаем $l_u^n = 40 \text{ мм}$

Расчет швов прикрепляемых накладок к стенке тавра.

$$l_w = \frac{0,95 \cdot 0,3 \cdot 660,263}{2 \cdot 18 \cdot 0,7 \cdot 0,6 \cdot 0,95} + 1 = 14,1 \text{ см} \Rightarrow \text{накладка прямоугольная.}$$

Толщина накладки 10 мм.

Расчет болтов. Диаметр болтов 20 мм.

$$N_{bs} = 107,4 \text{ кН} ; M_{вр} = 515 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 20 \cdot 10^3 \cdot 6,8 \cdot 10^{-3} = 63,036 \text{ Н}$$

Количество болтов по одну сторону стыка:

$$n \geq \frac{0,95 \cdot 0}{2} - \frac{660,263}{0 \cdot 3,036} = 5,8$$

Принимаем $n = 6$ болтов.

Раскос до нижнего пояса не доводим на расстояние $a = 6t - 20 = 6 \cdot 12 - 20 = 50 \text{ мм}$, здесь t – толщина фасонки, $t = 12 \text{ мм}$ – по всей ферме.

Для раскоса 2-6:

$$l_w^{об} = \frac{0,95 \cdot 312,73}{2 \cdot 17,1 \cdot 1,05 \cdot 0,8 \cdot 0,95} + 1 = 11,9 \text{ см}$$

принимаем $l_w^{об} = 120 \text{ мм}$.

$$l_w^n = \frac{0,95 \cdot 134,03}{2 \cdot 17,1 \cdot 1,05 \cdot 0,7 \cdot 0,95} + 1 = 6,3 \text{ см} - \text{длина шва по перу},$$

принимаем $l_w^n = 65 \text{ мм}$.

$$l_w^{об} > \begin{cases} 40 \text{ мм} \\ 4k_f = 32 \text{ мм} \end{cases} \quad l_w^{об} < 85\beta_f k_g = 612 \text{ мм}$$

$$l_w^n > \begin{cases} 40 \text{ мм} \\ 4k_f = 28 \text{ мм} \end{cases} \quad l_w^n < 85\beta_f k_g = 536 \text{ мм}$$

Проверяем длину стыкового шва:

$$\sigma = \frac{\gamma_n N}{A_w} + \frac{\gamma_n M}{W_w} \leq R_{wy} \cdot \gamma_c$$

$$N = 296,789 \text{ кН}$$

$$M = N \cdot e = 296,789 \cdot 0,150 = 44,5 \text{ кНм}$$

$$l_w = l - 2 \cdot t = 370 - 2 \cdot 6,8 = 356,4 \text{ мм},$$

здесь $t=6,8 \text{ мм}$ – минимальная толщина из $t_{тавра}=6,8 \text{ мм}$ и $t_{\phi}=12 \text{ мм}$.

$$W_w = \frac{0,68 \cdot 35,64^2}{6} = 143,96 \text{ см}^3, \quad A_w = 35,64 \cdot 0,68 = 24,24 \text{ см}^2$$

$$\sigma = \frac{0,95 \cdot 296,789}{24,24 \cdot 10^{-4}} + \frac{0,95 \cdot 44,5}{143,96 \cdot 10^{-6}} = 409,97 \text{ МПа} > R_{wy} \gamma_c$$

Условие не выполняется, увеличиваем длину шва до $l = 560 \text{ мм}$,
 $l_w = 560 - 2 \cdot 6,8 = 546,4 \text{ мм}$.

$$W_w = \frac{0,68 \cdot 54,64^2}{6} = 338,36 \text{ см}^3, \quad A_w = 54,64 \cdot 0,68 = 37,15 \text{ см}^2$$

$$\sigma = \frac{0,95 \cdot 296,789}{37,15 \cdot 10^{-4}} + \frac{0,95 \cdot 44,5}{338,36 \cdot 10^{-6}} = 200,84 \text{ МПа} < 204 \text{ МПа}$$

Окончательно принимаем $l=560 \text{ мм}$

Расчет укрупнительного узла 2.

Узел 2 показан на рис. 16 (б)

Для стойки 5-8:

$$l_w^{об} = \frac{0,95 \cdot 66,78}{2 \cdot 17,1 \cdot 1,05 \cdot 0,6 \cdot 0,95} + 1 = 4,1 \text{ см}$$

принимаем $l_w^{об} = 45 \text{ мм}$

$$l_w^n = \frac{0,95 \cdot 28,62}{2 \cdot 17,1 \cdot 1,05 \cdot 0,4 \cdot 0,95} + 1 = 3,0 \text{ см}$$

принимаем $l_w^n = 45 \text{ мм}$

Требуемая длина швов (прикрепление накладки к стенке тавра верхнего пояса).

Расчет швов прикрепляемых накладок к стенке тавра.

$$l_w = \frac{0,95 \cdot 0,3 \cdot 660,263}{2 \cdot 18 \cdot 0,7 \cdot 0,6 \cdot 0,95} + 1 = 14,1 \text{ см} \Rightarrow \text{накладка прямоугольная.}$$

Толщина накладки 10 мм.

Расчет болтов. Диаметр болтов 20 мм.

$$N_{gs} = 107,4 \text{ кН} ; M_{gp} = 515 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 20 \cdot 10^3 \cdot 6,8 \cdot 10^{-3} = 63,036 \text{ Н}$$

$$\text{Количество болтов по одну сторону стыка: } n \geq \frac{0,95 \cdot 0}{2} - \frac{660,263}{0 \cdot 3,036} = 5,8$$

Принимаем $n = 6$ болтов.

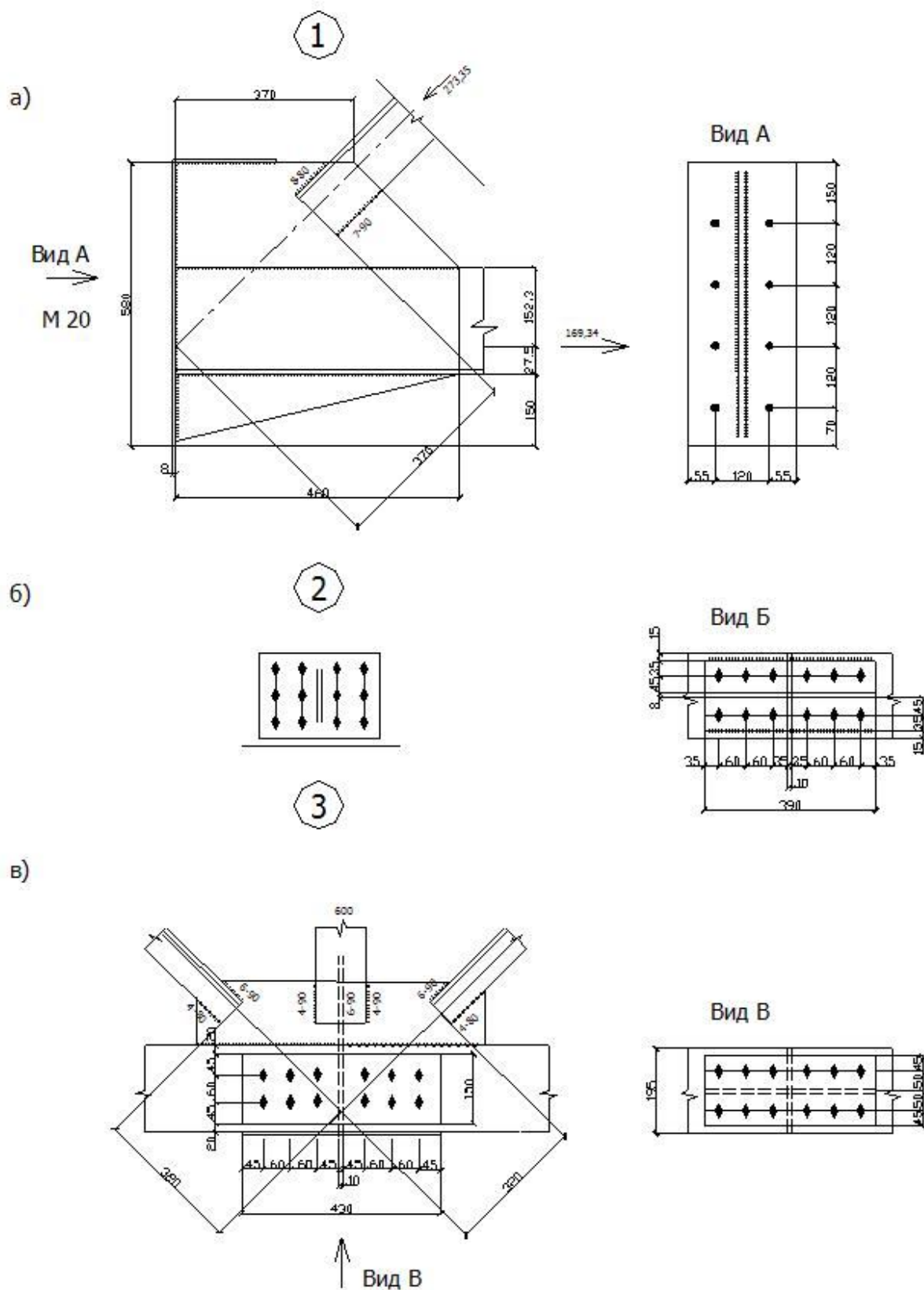


Рис. 16 Расчет узлов фермы

Расчет узла 4

(примыкание к верхнему поясу раскосов 2-6 и 2-6)

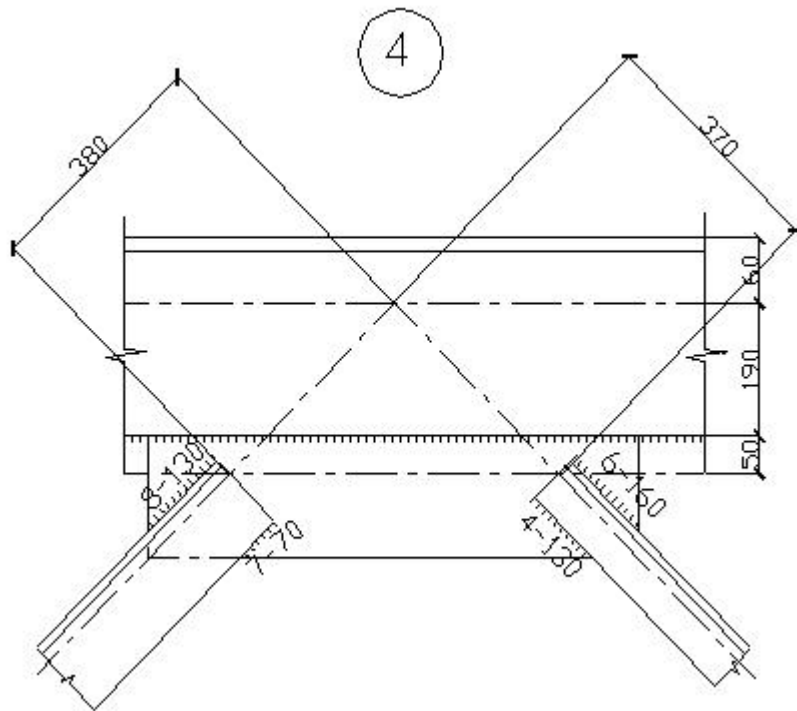


Рис.17

Для стержня 2-7

$$l_w^{об} = \frac{0,95 \cdot 230,52}{2 \cdot 17,1 \cdot 1,05 \cdot 0,6 \cdot 0,95} + 1 = 11,7 \text{ см}$$

принимаем $l_w^{об} = 120 \text{ мм}$.

$$l_w^n = \frac{0,95 \cdot 98,8}{2 \cdot 17,1 \cdot 1,05 \cdot 0,4 \cdot 0,95} + 1 = 7,9 \text{ см}$$

принимаем $l_w^n = 80 \text{ мм}$.

Расчет стыкового шва:

$$N = 523,937 \text{ кН}$$

$$M = 523,937 \cdot 0,19 = 99,55 \text{ кНм}$$

$$l_w = 790 - 2 \cdot 8,44 = 773,12 \text{ мм},$$

$$A_w = 773,12 \cdot 10^{-1} \cdot 8,44 \cdot 10^{-1} = 65,25 \text{ см}^2$$

$$W_w = \frac{0,844 \cdot 77,312^2}{6} = 840,79 \text{ см}^3$$

$$\sigma = \frac{0,95 \cdot 523,937}{65,25 \cdot 10^{-4}} + \frac{0,95 \cdot 99,55}{840,79 \cdot 10^{-6}} = 188,8 \text{ МПа} < 204 \text{ МПа}$$

Длины 790 мм для стыкового шва достаточно.

4. Расчет и конструирование колонны.

4.1. Определение расчетных длин.

Расчетные длины колонны постоянного сечения или отдельных участков ступенчатой колонны определяются по формуле в плоскости рамы:

- для нижней части

$$l_{\text{efx}} = \mu_1 l_1 \quad (17)$$

- для верхней части

$$l_{\text{efx}} = \mu_2 l_2 \quad (18)$$

где $\mu_{1(2)}$ коэффициент, зависящий от способов закрепления концов колонны, ее типа и соотношение моментов инерции и нагрузки.

Коэффициент расчетной длины μ_1 для нижнего участка одноступенчатой колонны одноэтажного промышленного здания принимается в зависимости от соотношения $n = I_2 l_1 / I_1 l_2$ и величины

$$\alpha = \frac{l_2}{l_1} \sqrt{\frac{I_1}{I_2 \beta}} \quad (\text{где } I_1 = 0,0099 \text{ м}^4, l_1 = 15,2 \text{ м}, I_2 = 0,0015 \text{ м}^4, l_2 = 5,4 \text{ м} - \text{моменты}$$

инерции и длины соответственно верхнего и нижнего участков колонны

(см. рис. 17) и $\beta = \frac{F_1 + F_2}{F_2} = \frac{N_1}{N_2}$ (здесь $N_1 = 1835,67$ – $N_{\text{гр}}$ для 1 сечения и

$N_2 = 722,572$ кН – расчетное значение продольных сил соответственно в верхней и нижней частях колонны, полученные при статическом расчете рамы (см. табл.15)).

Для нашего случая :

$$N = \frac{0,0015 \cdot 15,2}{0,0099 \cdot 5,4} = 0,43$$

$$\alpha_1 = \frac{5,4}{15,2} \sqrt{\frac{0,0099}{0,0015 \cdot 2,54}} = 0,57$$

$$\beta = \frac{1835,67}{722,572} = 2,54$$

Т.к. $l_2 / l_1 = 5,4 / 15,2 = 0,36 < 0,6$
и $\beta < 3$, то коэффициенты
 μ_1 и μ_2 определим по таблицам 67 [2]
для одноступенчатой колонны с
верхним свободным кольцом $\mu_1 = 2,348$,
 $\mu_2 = \mu_1 / \alpha_1 = 2,348 / 0,57 = 4,12 > 3$.
Принимаем $\mu_2 = 3$.

Тогда, расчетные длины верхних и нижних частей
колонны будут равны :

Т.к. $l_2 / l_1 = 5,4 / 15,2 = 0,36 < 0,6$
и $\beta < 3$, то коэффициенты
 μ_1 и μ_2 определим по таблицам 67 [2]
для одноступенчатой колонны с
верхним свободным кольцом $\mu_1 = 2,348$,
 $\mu_2 = \mu_1 / \alpha_1 = 2,348 / 0,57 = 4,12 > 3$.
Принимаем $\mu_2 = 3$.

Тогда, расчетные длины верхних и нижних частей
колонны будут равны :

- для нижней части

$$l_{\text{efx}} = 2,548 \cdot 15,2 = 36,24 \text{ м}$$

- для верхней части

$$l_{\text{2efx}} = 3 \cdot 5,4 = 16,2 \text{ м}$$

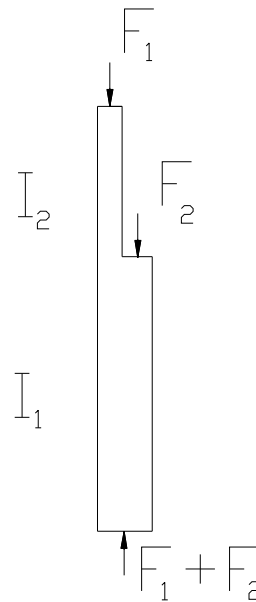


Рис.17

Расчетная длина верхнего и нижнего участка колонны из плоскости рамы равна наибольшему расстоянию между точками закрепления колонны вдоль здания .

Такие точки для нижнего участка колонны – низ башмака и нижний пояс подкрановой балки , т.е.

$$l_{1efy} = l_1 = 15,2 \text{ м}$$

для верхнего участка колонны такими точками будут тормозная балка и распорки по колоннам в уровне нижних поясов стропильных ферм:

$$l_{2efy} = l_2 - l_{п.б.} = 5,4 - 1,6 = 3,8 \text{ м}$$

4.2. Подбор и проверка сечения верхней части колонны.

4.2.1. Определение требуемой площади сечения.

$$A_{call} = \frac{\gamma_n \cdot N}{\varphi_l \cdot R_y \cdot \gamma_c} \quad (19)$$

где R_y – расчетное сопротивление стены по пределу текучести. Для стали С255 $R_y = 240 \text{ МПа}$.

$\gamma_c = 1$ – коэффициент условий работы [2, табл. 6.]

$\gamma_c = 0,95$ – коэффициент надежности по назначению здания

φ_l – коэффициент, который определяется по прил. 6 [4] в зависимости от условной гибкости λ_{ef} и приведенного относительного эксцентриситета m_{ef}

$$m_{ef} = \eta \cdot m_x$$

где η – коэффициент влияния формы сечения, определяемый по табл. 73 [2]

$$m_x = \frac{e}{\rho_x}; \quad e = \frac{M}{N} = \frac{300,16}{244,304} = 1,23 \text{ м}$$

Принимаем $\rho_x = 0,35 \cdot 0,5 = 0,175 \text{ м}$

$$i_x = 0,42 \cdot h_g = 0,42 \cdot 0,5 = 0,21 \text{ м}$$

$$m_x = \frac{1,23}{0,175} = 7,03$$

$$\bar{\lambda}_{ef} = \frac{l_{efx}}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{16,2}{0,21} \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^3}} = 2,63$$

$$\eta = 1,25 \text{ [2, табл.73] при } \frac{A_f}{A_\omega} = 0,5$$

$$m_{ef} = 1,25 \cdot 7,03 = 8,79$$

$$\varphi_e = f(m_{ef}, \bar{\lambda}_{ef}) = 0,131$$

$$A_{call} = \frac{0,95 \cdot 244,504}{0,131 \cdot 240 \cdot 10^3 \cdot 1} = 0,007388 \text{ м}^2 = 73,88 \text{ см}^2$$

По $A_{call} = 73,88 \text{ см}^2$ и $h_b = 0,5$ устанавливаем двутавр N45 с характеристиками:

$$A = 84,7 \text{ см}^2$$

$$h = 450 \text{ мм}$$

$$b = 160 \text{ мм}$$

$$d = 9 \text{ мм}$$

$$t = 14,2 \text{ мм}$$

$$\rho = 66,5 \text{ кг/м}$$

$$i_x = 18,1 \text{ см}$$

$$I_x = 27696 \text{ см}^4$$

$$W_x = 1231 \text{ см}^3$$

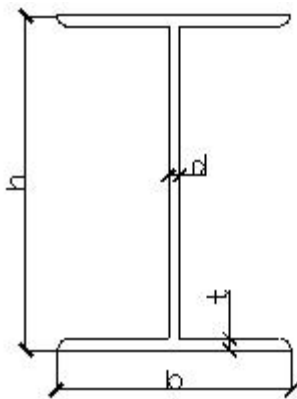


Рис. 18

Для подобранного сечения уточняем:

$$\bar{\lambda}_{ef} = \frac{l_{efx}}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{16,2}{0,181} \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^3}} = 3,05$$

$$\rho_x = \frac{W_x}{A} = \frac{1231}{84,7} = 14,53 \text{ см}$$

$$m_x = \frac{e}{\rho_x} = \frac{1,23}{0,1453} = 8,47$$

$$\frac{A_f}{A_\omega} = \frac{2272}{3794,4} = 0,6$$

$$\eta = 1,27 \text{ (табл. 73, 2)}$$

$$m_{ef} = 1,27 \cdot 8,47 = 10,74$$

$$\varphi_e = 0,109$$

4.2.2 Проверка сечения

Так как в нашем случае приведенный относительный эксцентриситет $m_{ef} = 10,74 < 20$, то проверку прочности не производим, а проверяем устойчивость в плоскости действия момента.

$$\frac{\gamma_n \cdot N}{\varphi_e \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c \quad (20)$$

$$\frac{0,95 \cdot 244,504}{0,109 \cdot 84,7 \cdot 10^{-4}} = 251,59 \text{ МПа} > 240 \cdot 1 = 240 \text{ МПа}$$

Устойчивость колонны не обеспечена, следовательно принимаем балочный двутавр N50 Б1 с характеристиками:

$$A = 91,8 \text{ см}^2$$

$$h = 495,1 \text{ мм}$$

$$b = 200 \text{ мм}$$

$$d = 8,44 \text{ мм}$$

$$t = 12,2 \text{ мм}$$

$$q = 72,1 \text{ кг/м}$$

$$i_x = 20,3 \text{ см}$$

$$I_x = 37640 \text{ см}^4$$

$$W_x = 1520 \text{ см}^3$$

$$i_y = 4,22 \text{ см}$$

Для принятого сечения уточняем:

$$\bar{\lambda}_{ef} = \frac{l_{efx}}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{16,2}{0,203} \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^3}} = 2,72$$

$$\rho_x = \frac{W_x}{A} = \frac{1520}{91,8} = 16,56 \text{ см} = 0,1656 \text{ м}$$

$$m_x = \frac{e}{\rho_x} = \frac{1,23}{0,1656} = 7,43$$

$$\frac{A_f}{A_o} = \frac{200 \cdot 12,2}{8,44 \cdot 470,7} = 0,6$$

$$\eta = 1,27 \text{ (табл. 73, 2)}$$

$$m_{ef} = 1,27 \cdot 7,43 = 9,44$$

$$\varphi_e = 0,122$$

Приведенный эксцентриситет $m_{ef} = 9,44 < 20$, следовательно производим проверку устойчивости:

- в плоскости действия момента (по формуле 20)

$$\frac{0,95 \cdot 244,504}{0,122 \cdot 91,8 \cdot 10^{-4}} = 207399 \text{ кПа} < 240000 \text{ кПа}$$

Устойчивость в плоскости действия обеспечена.

$$\Delta = \frac{240 - 207,399}{240} \cdot 100\% = 13,5\%, \text{ что допустимо.}$$

- из плоскости действия момента:

$$\frac{N \cdot \gamma_n}{c \cdot \varphi_y \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c \quad (21)$$

где φ_y – коэффициент продольного изгиба, который принимается по табл. 72 [2] как для центрально сжатых колонн в зависимости от гибкости стержня

$$\lambda_y = \frac{l_{efy}}{i_y} = \frac{3,8}{4,22 \cdot 10^{-2}} = 90; \varphi_y = 0,612$$

c - коэффициент, принимаемый при $5 < m_x = 7,43 < 10$ по формуле:

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

здесь c_5 определяется по формуле:

$$c_5 = \frac{\beta}{1 + \alpha \cdot m_x},$$

при $m_x = 5$, α, β – коэффициенты, принимаемые по таблице 10 [2]

$$\alpha = 0,65 + 0,05 \cdot m_x = 0,65 + 0,05 \cdot 5 = 0,9$$

Для определения β необходимо сравнить λ_y и λ_c

$$\text{Где } \lambda_c = 3,14 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 3,14 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{240}} = 91,99$$

В нашем случае $\lambda_y < \lambda_c$, тогда $\beta=1$

$$c_5 = \frac{1}{1 + 0,9 \cdot 5} = 0,18$$

c_{10} определяется по формуле, при $m_x=10$:

$$c_{10} = \frac{1}{1 + m_x \cdot \frac{\varphi_y}{\varphi_b}}$$

где $\varphi_b=1$

$$c_{10} = \frac{1}{1 + 10 \cdot \frac{0,612}{1}} = 0,14$$

$$c = 0,18(2 - 0,2 \cdot 7,43) + 0,14(0,2 \cdot 7,43 - 1) = 0,168$$

Проверяем сечение на устойчивость из плоскости действия момента по формуле (21):

$$\frac{244,304 \cdot 0,95}{0,161 \cdot 0,612 \cdot 91,8 \cdot 10^{-4}} = 256797 \text{ кПа} > 240000 \text{ кПа}$$

Устойчивость сечения из плоскости действия момента не обеспечена.

Принимаем двутавр 50 III с характеристиками:

$$A=143 \text{ см}^2$$

$$h=484,2 \text{ мм}$$

$$b=300 \text{ мм}$$

$$d=10,4 \text{ мм}$$

$$t=15 \text{ мм}$$

$$q=112 \text{ кг/м}$$

$$i_x=20,6 \text{ см}$$

$$I_x=60510 \text{ см}^4$$

$$W_x = 2500 \text{ см}^3$$

$$i_y = 6,88 \text{ см}$$

Для принятого сечения уточняем:

$$\bar{\lambda}_{ef} = \frac{l_{efx}}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{16,2}{0,206} \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,68$$

$$\rho_x = \frac{W_x}{A} = \frac{2500}{143} = 17,48 \text{ см} = 0,1748 \text{ м}$$

$$m_x = \frac{e}{\rho_x} = \frac{1,23}{0,1748} = 7,04$$

$$\frac{A_f}{A_\omega} = \frac{300 \cdot 15}{454,2 \cdot 10,4} = 0,95$$

$$\eta = 1,337 \text{ (табл. 73, 2)}$$

$$m_{ef} = 1,337 \cdot 7,04 = 9,412$$

$$\varphi_e = 0,123$$

Проверим устойчивость сечения в плоскости действия момента по формуле (20):

$$\frac{0,95 \cdot 244,504}{0,123 \cdot 143 \cdot 10^{-4}} = 132059 \text{ кПа} < 240000 \text{ кПа}$$

Устойчивость в плоскости действия момента обеспечена.

$$\Delta = \frac{240 - 132,059}{240} \cdot 100\% = 45\%$$

Проверим устойчивость из плоскости действия момента:

$$\lambda_y = \frac{l_{efy}}{i_y} = \frac{3,8}{6,88 \cdot 10^{-2}} = 55,23, \varphi_y = 0,827$$

$$\alpha = 0,9, \beta = 1, \text{ т.к. } \lambda_y < \lambda_c = 91,99; c_5 = 0,18$$

$$c_{10} = \frac{1}{1 + 10 \cdot 0,827} = 0,11$$

$$c = 0,18(2 - 0,2 \cdot 7,04) + 0,11(0,2 \cdot 7,04 - 1) = 0,151$$

По формуле (21) проверяем:

$$\frac{244,304 \cdot 0,95}{0,151 \cdot 0,827 \cdot 143 \cdot 10^{-4}} = 129731 \text{ кПа} < 240000 \text{ кПа}$$

$$\Delta = \frac{240 - 129,731}{240} \cdot 100\% = 45\%$$

Устойчивость сечения из плоскости действия момента обеспечена.

Окончательно принимаем для верхней части колонны двутавр N50 Ш1 с описанными выше характеристиками.

4.3 Подбор и проверка сечения нижней части колонны.

Внецентренно сжатую сквозную колонну можно рассматривать как систему двух параллельных ферм с параллельными поясами. От действующих в колонне расчетных усилий N и M в ее ветвях возникают только продольные усилия, поэтому каждая ветвь работает на центральное сжатие. Поперечную силу $Q = 105,921$ кН воспринимает решетка. Несущая способность колонны может быть исчерпана в результате потери устойчивости колонны в целом.

4.3.1 Определение усилий в ветвях колонны.

- во внутренней ветви

$$N_{b1} = N_1 \cdot \frac{y_2}{h_0} + \frac{M_1}{h_0} \quad (22)$$

- в наружной ветви

$$N_{b2} = N_2 \cdot \frac{y_1}{h_0} + \frac{M_2}{h_0} \quad (23)$$

Значение M_1 , M_2 , N_1 , N_2 принимаем по табл. 15.

В нашем случае:

$$N_1 = 1551,58 \text{ кН};$$

$$M_1 = 868,29 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$N_2 = 1610,06 \text{ кН};$$

$$M_2 = 1000,64 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

$$y = \frac{|N_{np2}| \cdot h_0}{(N_{np2} + N_{np1})}; \quad (24)$$

где N_{np1} , N_{np2} - приведенные значения продольной силы для первой и второй комбинации усилий (принимаются по табл. 13).

$$N_{np1} = 1644,08 \text{ кН};$$

$$N_{np2} = 1835,67 \text{ кН};$$

h_0 – расстояние между силами, проходящими через центры тяжести ветвей, принимаем на 4см меньше $h_n = 1\text{м}$ (см рис. 19); $h_0 = 1 - 0,04 = 0,96\text{м}$.

$$y_1 = \frac{1835,67 \cdot 0,96}{(1835,67 + 1644,08)} = 0,506\text{м}$$

$$y_2 = h_0 - y_1 = 0,96 - 0,506 = 0,454\text{м}$$

$$N_{b1} = 1551,58 \cdot \frac{0,454}{0,96} + \frac{868,29}{0,96} = 1638,24\text{кН}$$

$$N_{b2} = 1670,06 \cdot \frac{0,506}{0,96} + \frac{1000,64}{0,96} = 1922,59\text{кН}$$

4.3.2 Определение требуемой площади сечения ветвей.

$$A_{b1} = \frac{N_{b1} \cdot \gamma_n}{(0,7 \dots 0,9) \cdot R_y \cdot \gamma_c}$$

$$A_{b2} = \frac{N_{b2} \cdot \gamma_n}{(0,7 \dots 0,9) \cdot R_y \cdot \gamma_c}$$

Принимаем $\varphi = 0,9$, $\gamma_c = 1$, $R_y = 240\text{Мпа}$.

$$A_{b1} = \frac{1638,24 \cdot 0,95}{0,9 \cdot 240 \cdot 10^3 \cdot 1} = 0,007205\text{м}^2 = 72,05\text{см}^2$$

$$A_{b2} = \frac{1922,59 \cdot 0,95}{0,9 \cdot 240 \cdot 10^3 \cdot 1} = 0,008456\text{м}^2 = 84,54\text{см}^2$$

4.3.3 Подбор сечения ветвей.

$$i_{x.call} = \frac{l_{efx}}{\lambda}$$

Т.к мы приняли $\varphi = 0,9$, то $\lambda = 38,778$, а принимаем 45° (см рис. 20), тогда

$$l_{efx} = 19200 \text{ мм}$$

$$\text{Примем } l_{efx1} = 1,9 \text{ м}$$

$$i_{x.call} = \frac{1,9}{38,378} = 0,0495 \text{ м} = 4,95 \text{ см}$$

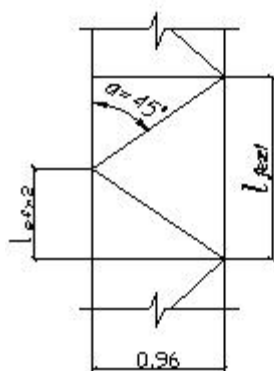


Рис. 20

Для внутренней ветви принимаем по сортаменту двутавр N45 с характеристиками:

$$A = 84,7 \text{ см}^2$$

$$h = 450 \text{ мм}$$

$$b = 160 \text{ мм}$$

$$d = 9 \text{ мм}$$

$$t = 14,2 \text{ мм}$$

$$q = 66,5 \text{ кг/м}$$

$$i_x = 3,09 \text{ см}$$

$$I_y = 27696 \text{ см}^4$$

$$W_x = 1231 \text{ см}^3$$

$$i_y = 18,1 \text{ см}$$

$$I_x = 808 \text{ см}^4$$

Наружную ветвь колонны принимаем составного сварного сечения из трех листов (см рис. 20).

Для удобства прикрепления элементов решетки h_{ef} для наружной ветви принимаем так же, как в подкрановой ветви ($h_{ef} = 450 - 2 \cdot 14,2 = 422 \text{ мм}$).

С учетом обеспечения местной устойчивости:

$$\frac{h_{ef}}{t_{\omega}} \leq (0,85 + 0,19 \cdot \bar{\lambda}_x) \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}$$

$$\frac{h_{ef}}{t_{\omega}} \leq 1,6 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$$

где $\bar{\lambda}_x = \lambda_x \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 38,378 \cdot \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 1,31 > 0,8$

$$\frac{h_{ef}}{t_{\omega}} \leq 32,19$$

$$\frac{h_{ef}}{t_{\omega}} \leq 46,88$$

Принимаем $t_{\omega} = 14 \text{ мм}$, тогда $\frac{h_{ef}}{t_{\omega}} = \frac{422}{14} = 30,14 < 32,19$

Требуемая площадь полок (при $h_{\omega} = 46 \text{ см}$):

$$A_f = \frac{A_{b2} - t_{\omega} \cdot h_{\omega}}{2} = \frac{84,56 - 1,4 \cdot 46}{2} = 10,08 \text{ см}$$

Из условия местной устойчивости полки швеллера:

$$\frac{b_f}{t_f} \leq (0,36 + 0,10 \cdot \bar{\lambda}_x) \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = (0,36 + 0,1 \cdot 1,31) \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{240}} = 14,4$$

Принимаем $t_f = 1,4 \text{ см}$, тогда $b_f = \frac{A_f}{1,4} = \frac{10,08}{1,4} = 7,9 \text{ см}$

Принимаем $b_f = 8 \text{ см}$, $A_f = 112 \text{ см}^2$, $\frac{b_f}{t_f} = \frac{8}{1,4} = 5,7 < 14,4$

Геометрические характеристики ветви:

$$A_{b2} = (1,4 \cdot 46 + 2 \cdot 11,2) = 86,8 \text{ см}^2$$

$$z_c = \frac{\sum (A_i \cdot y_i)}{A_{b2}}$$

где A_i , y_i – площадь и координаты центра тяжести i -го элемента сечения ветви 2 относительно наружной грани:

$$y_1^* = 1,4 + \frac{8}{2} = 5,4 \text{ см}$$

$$y_2^* = \frac{1,4}{2} = 0,7 \text{ см (см. рис.20)}$$

$$z_0 = \frac{2 \cdot 11,2 \cdot 5,4 + 1,4 \cdot 46 \cdot 0,7}{86,8} = 1,9 \text{ см}$$

$$h_0 = h_n - z_0 = 100 - 1,9 = 98,1 \text{ см}$$

$$y_1 = \frac{A_{b2} \cdot h_0}{A_{b1} + A_{b2}} = \frac{86,8 \cdot 98,1}{84,7 + 86,8} = 49,7 \text{ см}$$

$$y_2 = h_0 - y_1 = 98,1 - 49,7 = 48,4 \text{ см}$$

$$I_x = 1,4 \cdot 46 \cdot \left(1,9 - \frac{1,4}{2}\right)^2 + \frac{2 \cdot 1,4 \cdot 8^3}{12} + 2 \cdot 11,2 \cdot \left(\frac{8}{2} + 1,4 - 1,9\right)^2 + \frac{46 \cdot 1,4^3}{12} = 497 \text{ см}^4$$

$$I_y = \frac{1,4 \cdot 46^3}{12} + \frac{2 \cdot 8 \cdot 1,4^3}{12} + 2 \cdot 11,2 \cdot \left(\frac{46}{2} - 0,5 - \frac{1,4}{2}\right)^2 = 22005 \text{ см}^4$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{497}{86,8}} = 2,39 \text{ см}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{22005}{86,8}} = 15,92 \text{ см}$$

усилия в ветвях:

$$N_{b1} = 1551,58 \cdot \frac{0,484}{0,981} + \frac{868,29}{0,981} = 1650,62 \text{ кН}$$

$$N_{b2} = 1670,06 \cdot \frac{0,497}{0,981} + \frac{1000,64}{0,981} = 1866,12 \text{ кН}$$

4.3.4 Проверка принятого сечения.

Проверка устойчивости ветвей

- в плоскости колонны:

$$\frac{N_b \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot A_b} \leq R_y \cdot \gamma_c$$

где φ – коэффициент продольного изгиба, определяемый по гибкости ветви 1

$$\lambda_{e1} = \frac{1,9}{0,309} = 61,5 \Rightarrow \varphi_1 = 0,7974$$

$$\frac{1650,62 \cdot 0,95}{0,7974 \cdot 84,7 \cdot 10^{-4}} = 232173 \text{ кПа} < 240000 \text{ кПа}$$

$$\Delta = \frac{240 - 232,173}{240} \cdot 100\% = 3\% < 10\%$$

Устойчивость подкрановой ветви в плоскости действия момента обеспечена.

Для наружной ветви :

$$\lambda_{e2} = \frac{1,9}{2 \cdot 0,239} = 40 \Rightarrow \varphi_2 = 0,894 \text{ (табл.72 , 2)}$$

$$\frac{1866,12 \cdot 0,95}{0,894 \cdot 86,8 \cdot 10^{-4}} = 228458 \text{ кПа} < 240000 \text{ кПа}$$

$$\Delta = \frac{240 - 228,458}{240} \cdot 100\% = 4,8\% < 10\%$$

Устойчивость наружной ветви в плоскости действия момента обеспечена.

- из плоскости колонны

$$\frac{N_b \cdot \gamma_n}{\varphi_y \cdot A_b} \leq R_y \cdot \gamma_c \quad (29)$$

где φ_y – коэффициент продольного изгиба, определяемый по гибкости:

$$\lambda_y = \frac{l_{efy}}{i_y}$$

Для ветви 1:

В нижней части колонны ставим распорку, расчетная длина уменьшается в 2 раза:

$$l_{efy} = \frac{15,2}{2} = 7,6 \text{ м}$$

$$\lambda_{y1} = \frac{7,6}{0,181} = 42 \Rightarrow \varphi_{y1} = 0,8856 \text{ (по табл. 72 , 2).}$$

$$\lambda < [\lambda] = 150$$

$$\frac{1650,62 \cdot 0,95}{0,8856 \cdot 84,7 \cdot 10^{-4}} = 209050 \text{ кПа} < 240000 \text{ кПа}$$

$$\Delta = \frac{240 - 209,05}{240} \cdot 100\% = 12,9\% < 14\%$$

Устойчивость подкрановой ветви из плоскости колонны обеспечена.

Для ветви 2:

$$\lambda_{y2} = \frac{7,6}{0,1592} = 47,7 \Rightarrow \varphi_{y2} = 0,8617$$

$$\lambda < [\lambda] = 150$$

$$\frac{1866,12 \cdot 0,95}{0,8617 \cdot 86,8 \cdot 10^{-4}} = 237021 \text{ кПа} < 240000 \text{ кПа}$$

$$\Delta = \frac{240 - 237,021}{240} \cdot 100\% = 1,2\% < 10\%$$

Устойчивость наружной ветви из плоскости колонны обеспечена.

4.3.5 Расчет элементов решетки.

Элементы решетки сквозной внецентренно сжатой колонны рассчитывают на поперечную силу, равную большому из значений, определяемому при статическом расчете $Q = 105,921 \text{ кН}$ и условную поперечную силу $Q_{\text{фис.}}$.

При $R_y = 240 \text{ МПа}$, $Q_{\text{фис.}} = 0,25 \cdot A = 0,25 \cdot (84,7 + 86,8) = 43 \text{ кН}$,

$Q_{\text{max}} = Q = 105,921 \text{ кН}$.

Усилие сжатия в раскосе определяется по формуле (30):

$$N_d = \frac{Q_{\text{max}}}{2 \cdot \sin \alpha} \quad (30)$$

где α – угол наклона раскоса к вертикали (см рис.20)

$$\sin \alpha = \frac{1000}{\sqrt{1000^2 + 1000^2}} = 0,7$$

$$N_d = \frac{105,921}{2 \cdot 0,70} = 75,658 \text{ кН}$$

$$A_{sp} = \frac{N_d \cdot \gamma_n}{0,7 \cdot R_y \cdot \gamma_c} \quad (31)$$

где $\gamma_c = 0,75$ – для раскосов из одиночных уголков

$$A_{sp} = \frac{75,658 \cdot 0,95}{0,7 \cdot 240 \cdot 10^3 \cdot 0,75} = 0,00051 \text{ м}^2 = 5,7 \text{ см}^2$$

Подбираем по сортаменту уголок $\angle 63 \times 5$ с характеристиками:

$$A = 6,13 \text{ см}^2$$

$$q = 4,81 \text{ кг/м}$$

$$i_x = 1,94 \text{ см}$$

$$i_y = 1,25 \text{ см}$$

$$i_{\min} = i_y = 1,25 \text{ см}$$

$$\lambda = \frac{l_p}{i_{\min}} = \frac{\sqrt{1000^2 + 1000^2}}{12,5} = \frac{1414}{12,5} = 113 \Rightarrow \varphi = 0,4603$$

Проверка устойчивости раскоса:

$$\frac{N_d \cdot \gamma_n}{\varphi_y \cdot A_d} \leq R_y \cdot \gamma_c$$

$$\frac{75,658 \cdot 0,95}{0,4603 \cdot 6,13 \cdot 10^{-4}} = 254728 \text{ кПа} > 240000 \cdot 0,75 = 180000 \text{ кПа}$$

Устойчивость раскоса не обеспечена, следовательно, принимаем $\angle 70 \times 6$ с характеристиками:

$$A = 8,15 \text{ см}^2$$

$$i_x = 2,15 \text{ см}$$

$$i_y = 1,38 \text{ см}$$

$$i_{\min} = i_y = 1,38 \text{ см}$$

$$\lambda = \frac{1414}{13,8} = 102,5 \Rightarrow \varphi = 0,526$$

$$\frac{75,658 \cdot 0,95}{0,526 \cdot 8,15 \cdot 10^{-4}} = 167662 \text{ кПа} < 180000 \text{ кПа}$$

Устойчивость раскоса обеспечена. Принимаем окончательно $\angle 70 \times 6$.

4.3.6 Проверка устойчивости колонны как единого стержня в плоскости колонны.

- в плоскости колонны

$$\frac{N}{\varphi_e \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c \quad (32)$$

В нижней части колонны 2 сочетания усилий:

$N_1 = 1551,58 \text{ кН}$ и $M_1 = 868,29 \text{ кН} \cdot \text{м}$;

$N_2 = 1670,06 \text{ кН}$ и $M_2 = 1000,64 \text{ кН} \cdot \text{м}$;

$A = 86,8 + 84,7 = 171,5 \text{ см}^2$

$A_d = 2 \cdot A_L = 2 \cdot 8,15 = 16,3 \text{ см}^2$

$I_x = A_L \cdot y_2^2 + A_1 \cdot y_1^2 + I_L + I_1$

$I_x = 86,8 \cdot 48,4^2 + 84,7 \cdot 49,7^2 + 497 + 808 = 413856 \text{ см}^4$

$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{413856}{171,5}} = 49,12 \text{ см}$

$\lambda_x = \frac{l_{efx}}{i_x} = \frac{18,12}{0,4912} = 35,89$

$l_{efx} = \frac{36,24}{2} = 18,12 \text{ м}$

$l_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha_1 \cdot \frac{A}{A_d}}$

α_1 – коэффициент, зависящий от угла наклона раскосов

$\alpha_1 = 27$

$l_{ef} = \sqrt{36,89 + 27 \cdot \frac{171,5}{16,3}} = 40,56$

$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 40,56 \cdot \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^3}} = 1,384$

Для 1 сочетания усилий: $W_{x1} = \frac{I_x}{y_1} = \frac{413856}{49,7} = 8327 \text{ см}^3$

$$\rho_{x1} = \frac{W_{x1}}{A} = \frac{8327}{171,5} = 48,55 \text{ см}$$

$$e_1 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{868,29}{1551,58} = 0,56 \text{ м} = 56 \text{ см}$$

$$m_{x1} = \frac{56}{48,55} = 1,15$$

$$\eta_1 = 1,25 \left(1 - 0,8 \cdot \frac{80}{1000} \right) = 1,17$$

$$m_{ef1} = m_{x1} \cdot \eta_1 = 1,15 \cdot 1,17 = 1,35$$

$$\varphi_{e1} = 0,549$$

$$\frac{1551,58 \cdot 0,95}{0,544 \cdot 171,5 \cdot 10^{-4}} = 157992 \text{ кПа} < 240000 \text{ кПа}$$

$$\Delta = \frac{24 - 15,7992}{24} \cdot 100\% = 34\%$$

Для второго сочетания усилий: $W_{x2} = \frac{I_x}{y_2} = \frac{413856}{48,4} = 8550,7 \text{ см}^3$

$$\rho_{x2} = \frac{W_{x2}}{A} = \frac{8550}{171,5} = 49,86 \text{ см}$$

$$e_2 = \frac{M_2}{N_2} = \frac{1000,64}{1610,06} = 0,60 \text{ м} = 60 \text{ см}$$

$$m_{x2} = \frac{60}{49,86} = 1,2$$

$$\eta_1 = 1,25 \left(1 - 0,8 \cdot \frac{80}{1000} \right) = 1,17$$

$$m_{ef2} = m_{x2} \cdot \eta_2 = 1,2 \cdot 1,17 = 1,41$$

$$A_{fH} \cdot 0,3 \cdot 0,015 = 0,0045 \text{ мм}^2$$

$$\frac{1670,06 \cdot 0,95}{0,534 \cdot 171,5 \cdot 10^{-4}} = 173241 \text{ кПа} < 240000 \text{ кПа}$$

$$\Delta = \frac{24 - 17,3241}{24} \cdot 100\% = 28\%$$

Проверка устойчивости колонны как единого стержня выполняется, следовательно, устойчивость обеспечена.

Из плоскости устойчивость колонны как единого стержня не проверяем, т.к она обеспечена проверкой устойчивости в этом направлении каждой из ветвей.

4.3.7 Конструктивное оформление стержня сквозной колонны.

Элементы решетки центрируем на оси, проходящие через центры тяжести ветвей колонны (см рис.21).

Элементы крепим изнутри стержня колонны для уменьшения повреждения их во время транспортировки и монтажа.

По концам колонны для увеличения крутильной жесткости ставим диафрагмы жесткости (2 диафрагмы).

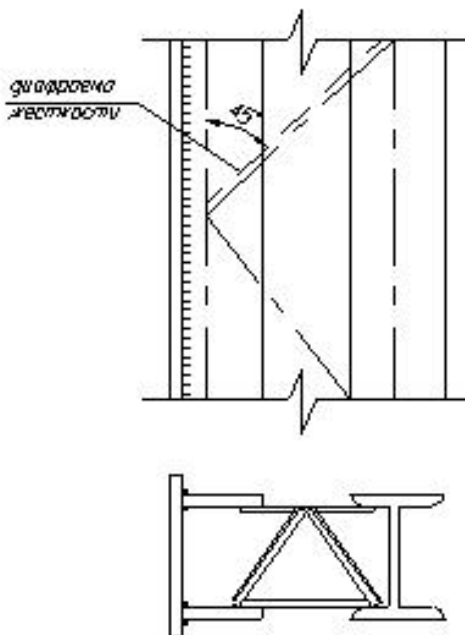


Рис. 21

4.4. Конструирование и расчет узлов колонны.

4.4.1. Конструкция и расчет сопряжения верхней и нижней частей колонны.

Расчетные комбинации усилий в сечении 3-3:

1) $M_1 = -300,16$ кНм ; $N_1 = -244,504$ кН

2) $M_2 = -9,998$ кНм ; $N_2 = -446,1$ кН

Давление кранов $D_{\max} = 1260,073$ кН

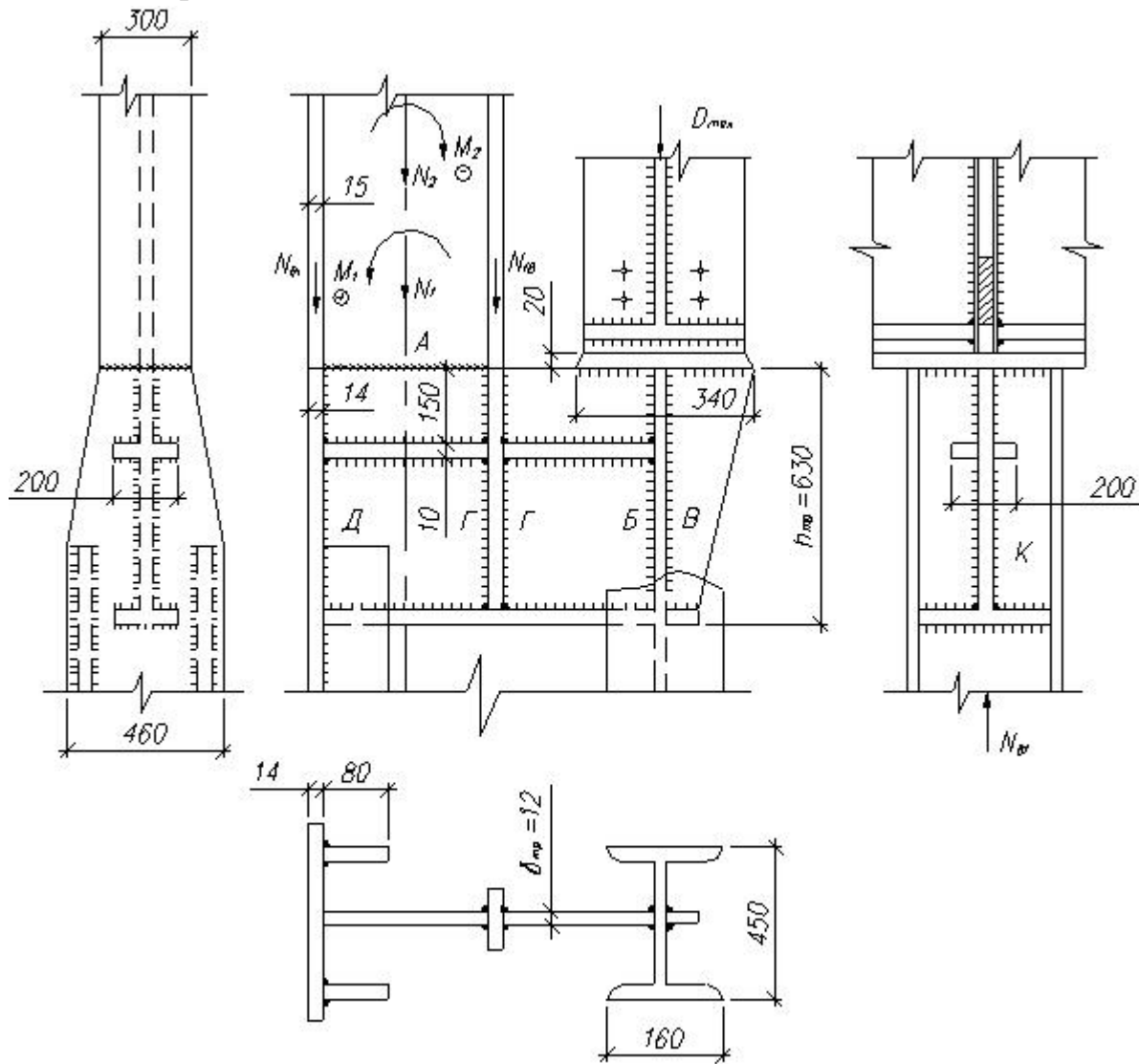


Рис.22 Сопряжение верхней и нижней частей колонны.

Прочность стыковых швов «А» (см. рис. 22) проверяется по нормативным напряжениям в крайних точках сечения надкрановой части :

1-я комбинация

наружная полка

$$\sigma_{H1-} = \frac{|N_1|}{A} + \frac{|M_1|}{W} \leq R_{ay} \gamma_c \quad (33)$$

внутренняя полка

$$\sigma_{\delta 1+} = \frac{|N_1|}{A} + \frac{|M_1|}{W} \leq R_{\omega y} \gamma_c \quad (34)$$

2-я комбинация

наружная полка

$$\sigma_{H2-} = \frac{|N_2|}{A} + \frac{|M_2|}{W} \leq R_{\omega y} \gamma_c \quad (35)$$

$$\sigma_{\delta 2+} = \frac{|N_2|}{A} + \frac{|M_2|}{W} \leq R_{\omega y} \gamma_c \quad (36)$$

где A, W – площадь и момент сопротивления надкрановой части колонны, $A=143 \text{ см}^2$; $W=2500 \text{ см}^3$

$\gamma_c=1$ – коэффициент условий работы

$R_{\omega y}$ – расчетное сопротивление стыковых сварных соединений сжатию, растяжению и изгибу по пределу текучести : $R_{\omega y} = R_y = 240 \text{ МПа}$ – при сжатии ; при растяжении - $R_{\omega y} = 0,85 R_y = 204 \text{ МПа}$.

1-я комбинация

$$\sigma_{H1-} = -\left(\frac{244,504 \cdot 10^{-3}}{143,10^{-4}} + \frac{300,16 \cdot 10^{-3}}{2500 \cdot 10^{-6}}\right) = -137,16 \text{ МПа} < 240 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{\delta 1+} = \frac{-244,504 \cdot 10^{-3}}{143,10^{-4}} + \frac{300,16 \cdot 10^{-3}}{2500 \cdot 10^{-6}} = -102,97 \text{ МПа} < 204 \text{ МПа}$$

2-я комбинация

$$\sigma_{H2-} = -\left(\frac{446,1 \cdot 10^{-3}}{143,10^{-4}} + \frac{9,998 \cdot 10^{-3}}{2500 \cdot 10^{-6}}\right) = -35,195 \text{ МПа} < 240 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{\delta 2+} = \frac{-446,1 \cdot 10^{-3}}{143,10^{-4}} + \frac{9,998 \cdot 10^{-3}}{2500 \cdot 10^{-6}} = -27,197 \text{ МПа} < 204 \text{ МПа}$$

Прочность стыковых швов «А» обеспечена.

Расчет траверсы и ребра.

Расчет траверсы и ребра на смятие выполняется по усилию по формуле:

$$A_p^{mp} = \frac{D_{\max}}{R_p}$$

где R_p – расчетное сопротивление смятию торцевой поверхности

$$R_p = \frac{R_{un}}{\gamma_m},$$

где γ_m - коэффициент надежности по материалу ,
для стали С255 по ГОСТ 27772-88 $\gamma_m=1,025$

$$R_p = \frac{370}{1,025} = 361 \text{ МПа},$$

$$A_p^{mp} = \frac{1260,073}{361 \cdot 10^3} = 34,9 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 34,9 \text{ см}^2 \quad (38)$$

$$\delta_{mp}^{mp} = \delta_p^{mp} = \frac{A_p^{mp}}{z},$$

$$z = b_{ф.б.} + 2 \delta_{пл},$$

где $b_{ф.б.}$ – ширина опорного ребра подкрановой балки , равная ширине полки . Первоначально принимается $b_{ф.б.} \geq 200 \text{ мм}$, т.е. $b_{ф.б.} \geq 300 \text{ мм}$;

$\delta_{пл}$ - толщина опорной плиты , на которую опирается подкрановая балка . Принимаем $\delta_{пл} = 20 \text{ мм}$.

$$Z = 300 + 2 \cdot 20 = 340 \text{ мм}.$$

$$\delta_{mp}^{mp} = \delta_p^{mp} = \frac{34,9}{34} = 1,03 \text{ см} = 10,3 \text{ мм}$$

С учетом толщины имеющегося проката принимаем $\delta_{mp} = \delta_p = 12 \text{ мм}$

Высота траверсы определяется из прочности фланговых швов «Б» и «В». Требуемая высота траверсы:

$$h_{mp} = l_{\omega}^{mp} + 10 \text{ мм}, \quad (39)$$

$$\text{где } l_{\omega}^{mp} = \frac{\gamma_n \cdot N}{2\beta_f k_f R_{\omega f} \gamma_{\omega f} \gamma_c} + 10 \text{ мм} \leq 85\beta_f k_f \quad (40)$$

здесь усилие N принимаем при $N_{b1} > D_{\max}$ ($1650,62 > 1260,073 \text{ кН}$) равным $\frac{N_{b1} - D_{\max}}{2}$; $N = \frac{1650,62 - 1260,073}{2} = 195,27 \text{ кН}$

Принимаем полуавтоматическую сварку проволокой марки Св-08А ,
 $d = 1,4 \dots 2 \text{ мм}$; $\beta_f = 0,9$. Назначаем катет шва $k_f = 6 \text{ мм}$, $\gamma_{\omega f} = \gamma_c = 1$, $R_{\omega f} = 180 \text{ МПа}$

$$l_{\omega}^{mp} = \frac{0,95 \cdot 195,27}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,006 \cdot 180 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 1} + 0,01 = 0,105 м = 105 мм$$

$$85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,006 = 0,459 м$$

$$l_{\omega}^{mp} \leq 85\beta_f k_f$$

$$h_{mp} = 105 + 10 = 115 мм$$

Фланговые швы «Г» передают усилие с внутренней полки колонны на траверсу:

$$N_{fb} = \sigma_{B\max} \cdot A_{fb} ,$$

где $\sigma_{B\max}$ - наибольшее усилие или сжимающее напряжение во внутренней полке, получается по 1 или 2 комбинации усилий. В нашем случае $\sigma_{B\max} = 102,97$ МПа

A_{fb} площадь сечения внутренней полки надкрановой части колонны:

$$A_{fb} = A_{fn} \cdot 0,3 \cdot 0,015 = 0,0045 м^2$$

$$A_{fb} = 102,97 \cdot 10^3 \cdot 0,0045 = 463,37 кН$$

$$l_{\omega}^{mp} = \frac{N_{fb} \cdot \gamma_n}{4\beta_f k_f R_{\omega f} \gamma_{\omega f} \gamma_c} + 0,01 \leq 85\beta_f k_f \quad (42)$$

$$l_{\omega}^{mp} = \frac{0,95 \cdot 463,37}{4 \cdot 0,9 \cdot 0,006 \cdot 180 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 1} + 0,01 = 0,123 м < 0,459 м$$

Касательные напряжения в стенке подкрановой ветви по плоскостям среза «К» определяются:

$$\tau = \frac{N\gamma_n}{A_s} \leq R_s \quad (43)$$

где N – принимается равным большему из усилий $D_{\max}$ или N_{b1} . В нашем случае это $N_{b1} = 1650,62$

$A_s = 2 \cdot h_{mp} \cdot \delta_{cm}$, здесь δ_{cm} - толщина стенки двутавра подкрановой ветви;

$$\delta_{cm} = 0,009 м$$

$$A_s = 2 \cdot 0,115 \cdot 0,009 = 0,00207 м^2$$

$$R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 240 = 139,2 МПа$$

$$\tau = \frac{1650,62 \cdot 0,95 \cdot 10^{-3}}{0,00207} = 757,5 \text{ МПа} > 139,2 \text{ МПа}$$

Т.к. условие (43) не выполняется, увеличиваем высоту траверсы и принимаем:

$$h_{mp}^{mp} = \frac{N\gamma_n}{2\delta_{cm}R_s\gamma_c} = \frac{0,95 \cdot 1650,62}{2 \cdot 0,009 \cdot 139,2 \cdot 10^3} = 0,626 \text{ мм}$$

С учетом ширины имеющегося листового проката принимаем

$$h_{mp}^{mp} = 630 \text{ мм.}$$

4.4.2 Расчет и конструирование базы колонны.

База внецентренно сжатой колонны включает в себя опорную плиту, траверсы и анкерные болты и развивается в плоскости действия изгибающего момента. Анкерные болты воспринимают растягивающие усилия от момента. Для сквозных колонн большой ширины применяют отдельные базы.

Ветви сквозных колонн работают на продольные осевые силы, поэтому базы сквозных колонн состоят по существу из двух баз центрально сжатых колонн. Поэтому расчет и конструирование базы отдельной ветви производят так же, как в центрально сжатых колоннах.

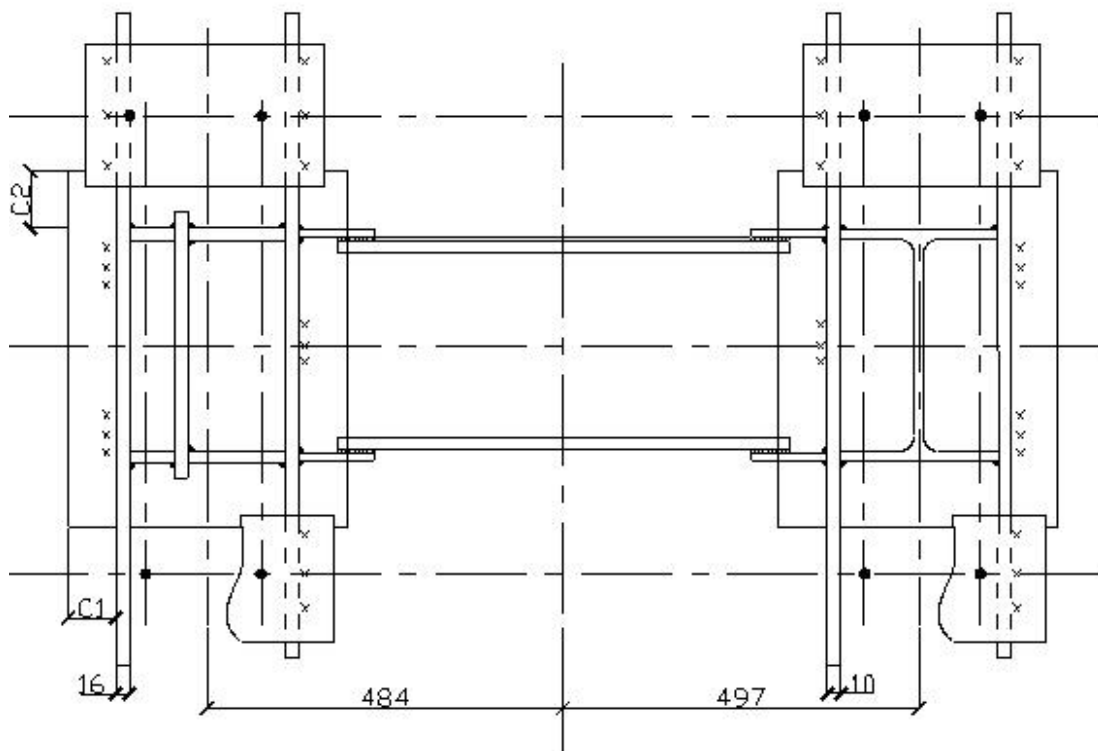


Рис. 23 База колонны

Определение расчетных усилий в ветвях.

- наружная ветвь

$$N_{b2} = |N_1| \cdot \frac{y_1}{h_0} + \frac{|M_1|}{h_0}$$

- подкрановая ветвь

$$N_{b1} = |N_2| \cdot \frac{y_2}{h_0} + \frac{|M_2|}{h_0}$$

Здесь N_1 , M_1 , N_2 , M_2 – расчетные комбинации усилий в нижнем сечении колонны.

$$M_1 = -1000,64 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$N_1 = 1610,06 \text{ кН}$$

$$M_2 = 493,24 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$N_2 = -1610,06 \text{ кН}$$

$$N_{b2} = 1610,06 \cdot \frac{49,7}{98,1} + \frac{1000,64}{98,1 \cdot 10^{-2}} = 1866,12 \text{ кН}$$

$$N_{b1} = 1670,06 \cdot \frac{48,4}{98,1} + \frac{493,24}{98,1 \cdot 10^{-2}} = 1326,76 \text{ кН}$$

База наружной ветви.

Определение размеров опорной плиты в плане:

$$A_{nl}^{mp} = \frac{N_{b2} \cdot \gamma_n}{R_{b,loc}} \quad (46)$$

где $R_{b,loc} = R_b \cdot \varphi_b$ - расчетное сопротивление бетона смятию

R_b - расчетное сопротивление бетона осевому сжатию. Для бетона класса

В-12,5 $R_b = 7,5 \text{ МПа}$.

φ_b - коэффициент, зависящий от соотношения площадей фундамента и плиты, $\varphi_b = 1,2$.

$$A_{nl}^{mp} = \frac{1866,12 \cdot 0,95}{7,5 \cdot 10^3 \cdot 1,2} = 0,197 \text{ м}^2 = 1969,8 \text{ см}^2$$

По конструктивным соображениям назначаем размеры плиты:

$$L_{pl} \geq h_\ell + 2 \cdot c_2, \quad c_2 = 50 \text{ мм}$$

$$L_{pl} = 460 + 2 \cdot 50 = 560 \text{ мм}$$

$$B_{pl} \geq \frac{A_{nl}^{mp}}{L_{nl}}$$

$$B_{pl} \geq \frac{1969,8}{56} = 35,1 \text{ см}$$

Принимаем $B_{pl} = 360 \text{ мм}$

$$A_{nl} = 36 \cdot 56 = 2016 \text{ см}^2 > A_{nl}^{mp}$$

Среднее напряжение в бетоне под плитой:

$$\sigma_{cp} = \frac{\gamma_n \cdot N_{b2}}{A_{nl}} = \frac{9,95 \cdot 1866,12 \cdot 10^{-3}}{2016 \cdot 10^{-4}} = 8,79 \text{ МПа}$$

Определение толщины опорной плиты

Опорная плита работает как пластина на упругом основании, воспринимающая давление от ветвей траверсы и ребер. Ее рассчитывают как пластину, нагруженную (снизу) равномерно распределенным

давлением фундамента и опертую на элементы сечения стержня и базы колонны.

Изгибающие моменты, действующие на полосе шириной 1 м:

- участок I (в защемлении консольного свеса плиты $c_1 = 89\text{мм}$)

$$M_I = \frac{\sigma_{cp} \cdot c_1^2}{2} = \frac{8,79 \cdot 10^3 \cdot 0,099^2}{2} = 34,81 \text{кН} \cdot \text{м}$$

- участок II (в защемлении консольного свеса плиты $c_2 = 30\text{мм}$)

$$M_{II} = \frac{\sigma_{cp} \cdot c_2^2}{2} = \frac{8,79 \cdot 10^3 \cdot 0,05^2}{2} = 10,99 \text{кН} \cdot \text{м}$$

- участки III, IV (в пластинах, опертых на 4)

для участка III:

Отношение более длинной стороны b к короткой a :

$$\frac{b}{a} = \frac{422}{80} = 5,3 > 2, \text{ следовательно, опертую плиту рассчитываем с}$$

учетом разрушающего влияния консольных свесов по формуле:

$$M_{III} = \frac{\sigma_{cp} \cdot a^2}{8} - \frac{1}{3} \cdot \frac{\sigma_{cp} \cdot c_1^2}{2}$$

Расстояние между траверсами в свету равно:

$$2(b_n + t_{cm} - z_0) = 2(80 + 14 - 19) = 150 \text{мм}$$

$$\text{При } t_{mp} = 16 \text{мм консольный свес } c_1 = \frac{360 - 150 - 2 \cdot 16}{2} = 89 \text{мм}$$

$$M_{III} = \frac{8,79 \cdot 10^3 \cdot (8 \cdot 10^{-2})^2}{8} - \frac{1}{3} \cdot \frac{8,79 \cdot 10^3 \cdot (99 \cdot 10^{-3})^2}{2} = -4,57 \text{кН} \cdot \text{м}$$

Участок IV:

$$\frac{b}{a} = \frac{422}{56} = 7,5 > 2$$

$$M_{IV} = \frac{8,79 \cdot 10^3 \cdot (5,6 \cdot 10^{-2})^2}{8} - \frac{1}{3} \cdot \frac{8,79 \cdot 10^3 \cdot 0,099^2}{2} = -8,16 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{\max} = M_I = 34,81 \text{кН} \cdot \text{м}$$

Определим требуемую толщину плиты:

$$t_{nl}^{mp} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c}} \quad (47)$$

где $R_y = 230 \text{ МПа}$ для листа $t = 20 \div 40 \text{ мм}$ С-255.

$$t_{nl}^{mp} = \sqrt{\frac{6 \cdot 34,81}{230 \cdot 10^3 \cdot 1}} = 30 \text{ мм}$$

Принимаем $t_{пл} = 32 \text{ мм}$ (2 мм – припуск на фрезеровку).

Определение высоты траверсы.

Высоту траверсы определяем из условия размещения шва крепления траверсы к ветви колонны. В запас прочности все усилия в ветви передаем на траверсу через 4 угловых шва. Сварка полуавтоматическая проволокой марки Св –08А, $d = 1,4 \div 2 \text{ мм}$, $k_f = 9 \text{ мм}$, $\beta_f = 0,8$.

Требуемая длина шва:

$$\ell_{ш}^{mp} = \frac{\gamma_n \cdot N_{b2}}{4 \cdot k_f \cdot \beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_w \cdot \gamma_c} \leq 85 \cdot \beta_f \cdot k_f$$

$$\ell_{ш}^{mp} = \frac{0,95 \cdot 1866,12}{4 \cdot 0,009 \cdot 0,9 \cdot 180 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 1} + 0,01 = 0,314 \text{ м}$$

$$85 \cdot \beta_f \cdot k_f = 85 \cdot 0,8 \cdot 0,009 = 0,612 \text{ м}$$

$$\ell_{ш}^{mp} < 85 \cdot \beta_f \cdot k_f$$

Принимаем $h_{тр} = 32 \text{ см}$.

Расчет анкерных болтов.

Усилия растяжения болтов:

$$z = \frac{|M| - |N| \cdot y_1}{h_0} \quad (48)$$

где для наружной ветви: $M = 282,412 \text{ кН} \cdot \text{м}$, $N = -354,355 \text{ кН}$

для внутренней ветви: $M = -449,539 \text{ кН} \cdot \text{м}$, $N = -354,355 \text{ кН}$

$h_0 = 98,1 \text{ см}$, $y_1 = 49,7 \text{ см}$.

- для 1^{го} сочетания усилий:

$$z_1 = \frac{282,412 - 354,555 \cdot 0,497}{0,981} = 108,255 \text{ кН}$$

- для 2^{ой} комбинации усилий:

$$z_2 = \frac{449,539 - 354,555 \cdot 0,497}{0,981} = 278,619 \text{ кН}$$

Для расчета принимаем $z_{\max} = z_2 = 278,619 \text{ кН}$, полученному из 2^x расчетных комбинаций усилий.

Требуемая площадь сечения болтов:

$$\sum A_{bn}^{mp} = \frac{z_{\max}}{R_{ba}} \quad (49)$$

где R_{ba} – расчетное сопротивление растяжению анкерных болтов,

$R_{ba} = 145 \text{ МПа}$

$$\sum A_{bn}^{mp} = \frac{278,619}{143103} = 0,0019 \text{ м}^2 = 19 \text{ см}^2$$

Принимаем $4\varnothing 30$ $\sum A_{bn} = 5,6 \cdot 4 = 22,4 \text{ см}^2 > \sum A_{bn}^{mp}$

База подкрановой ветви.

Базу подкрановой ветви рассчитываем аналогично базе наружной ветви.

Размеры опорной плиты в плане:

$$A_{nl}^{mp} = \frac{N_{b1} \cdot \gamma_n}{R_{b,loc}} = \frac{1326,79 \cdot 0,95}{1,5 \cdot 10^3 \cdot 1,2} = 0,140 \text{ м}^2 = 1400,5 \text{ см}^2$$

По конструктивным соображениям назначаем размеры плиты:

$$L_{nl} \geq h_I + 2 \cdot c_2, \quad c_2 = 50 \text{ мм}$$

$$L_{nl} \geq 450 + 2 \cdot 50 = 550 \text{ мм}$$

Назначаем $L_{пл} = 360 \text{ мм}$

$$B_{p\ell} \geq \frac{A_{nl}^{mp}}{L_{nl}} = \frac{1400,5}{56} = 25 \text{ см}$$

Принимаем $B_{p\ell} = 26 \text{ см}$, $A_{nl} = 26 \cdot 56 = 1456 \text{ см}^2$

Среднее напряжение в бетоне под плитой:

$$\sigma_{cp} = \frac{\gamma_n \cdot N_{b1}}{A_{nl}} = \frac{0,95 \cdot 1326,79 \cdot 10^{-3}}{1456 \cdot 10^{-4}} = 8,66 \text{ МПа}$$

Изгибающие моменты на отдельных участках плиты:

- участок I (в защемлении консольного свеса плиты

$$c_1 = \frac{260 - 160 - 2 \cdot 10}{2} = 40 \text{ мм})$$

$$M_1 = \frac{\sigma_{cp} \cdot c_1^2}{2} = \frac{8,66 \cdot 10^3 \cdot 0,04^2}{2} = 6,9 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

- участок II (консольный свес $c_2 = 50 \text{ мм}$)

$$M_{II} = \frac{\sigma_{cp} \cdot c_2^2}{2} = \frac{8,60 \cdot 10^3 \cdot 0,05^2}{2} = 10,8 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

- участок III (в пластинах, опертых на 4)

$$\frac{b}{a} = \frac{460 - 14,2 \cdot 2}{75,5} = 5,6 > 2$$

$$M_{III} = \frac{\sigma_{cp} \cdot a^2}{8} - \frac{1}{3} \cdot \frac{\sigma_{cp} \cdot c_1^2}{2}$$

$$M_{III} = \frac{8,66 \cdot 10^3 \cdot (0,0755)^2}{8} - \frac{1}{3} \cdot \frac{8,66 \cdot 10^3 \cdot 0,04^2}{2} = 3,86 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{\max} = M_2 = 10,8 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Определим требуемую толщину плиты:

$$t_{nl}^{mp} = \sqrt{\frac{6 \cdot 10,8}{230 \cdot 10^3 \cdot 1}} = 16,8 \text{ мм}$$

Принимаем $t_{пл} = 20 \text{ мм}$.

Определим высоту траверсы:

Требуемая длина шва:

$$\ell_{ш}^{mp} = \frac{0,95 \cdot 1326,76}{4 \cdot 0,009 \cdot 0,9 \cdot 180 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 1} + 0,01 = 0,226 \text{ м} < 85 \cdot \beta_1 k_f$$

Принимаем $h_{тр} = 24 \text{ см}$.

5. Расчет и конструирование подкрановой балки.

Конструкция подкрановой балки состоит из двутаврового сечения, воспринимающей вертикальные краевые нагрузки, и тормозной конструкции, которая воспринимает горизонтальную поперечную нагрузку от мостовых кранов.

5.1. Определение нагрузок и усилий.

Нагрузки от крана передаются на подкрановую конструкцию через колеса (катка) крана, расположенные на концевой балки кранового моста.

Расчетные значения вертикальных и горизонтальных сил от одного колеса крана определяют по формулам:

$$P_k = \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot n_c \cdot k_d \cdot P_{n,\max}$$

$$T_k = \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot n_c \cdot k_d \cdot T_{n,\text{non}}$$

где γ_f – коэффициент надежности по нагрузке, для крановой нагрузки $\gamma_f = 1.1$

$\gamma_n = 0.95$ – коэффициент надежности по назначению

n_c – коэффициент сочетаний, для среднего режима работы крана $n_c = 0.85$

k_d – коэффициент динамичности, для среднего режима работы крана

$k_d = 1.1$ – для вертикальной нагрузки, $k_d = 1$ – для горизонтальной

$P_{n,\max}$ – максимальное нормативное давление колеса крана на рельс,

принимается по ГОСТ 6711-81 и ГОСТ 25711-83.

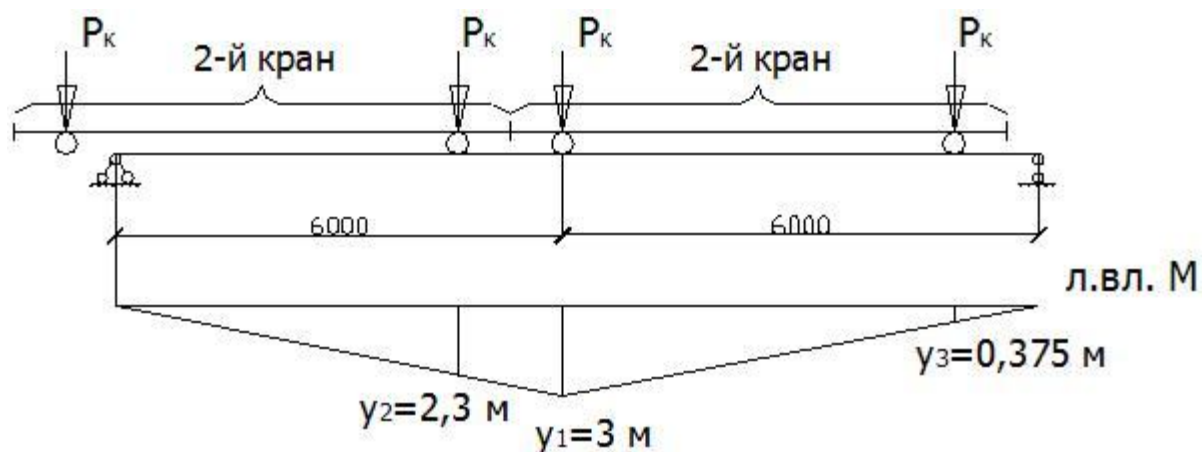
$$P_{n,\max} = 460 \text{ кН}$$

$T_{n,\text{non}}$ – нормативная горизонтальная сила торможения грузовой тележки, приходящаяся на одно колесо крана. $T_{n,\text{non}} = 16.9 \text{ кН}$.

$$P_k = 1.1 \cdot 0.95 \cdot 0.85 \cdot 1.1 \cdot 460 = 449.45 \text{ кН}$$

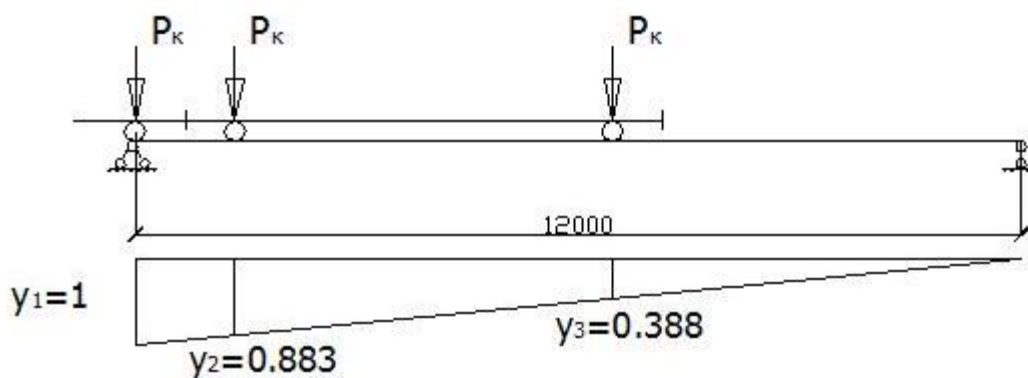
$$T_k = 1.1 \cdot 0.95 \cdot 0.85 \cdot 1.1 \cdot 16.9 = 15.01 \text{ кН}$$

Расположим сечение с наибольшим изгибающим моментом в середине пролета подкрановой балки и $M_{\max}$ определим по линии влияния. Наибольшая поперечная сила $Q_{\max}$ будет в таком положении нагрузки, когда одна из сил находится непосредственно у опоры, а остальные расположены как можно ближе к этой опоре (см. рис.).



К определению $M_{\max}$

Рис. 24



К определению $Q_{\max}$

Рис. 24

$$M_{\max} = \sum (P_k \cdot y_i) = 449,45(2,3 + 3 + 0,375) = 2550,63 \text{ кНм}$$

$$Q_{\max} = \sum (P_k \cdot y_i) = 449,45(1 + 0,883 + 0,388) = 1020,7 \text{ кН}$$

Расчетное значение изгибающего момента и поперечной силы от горизонтальной нагрузки

$$M_x = d_1 \cdot M_{\max}$$

$$Q_x = d_1 \cdot Q_{\max}$$

где α - коэффициент, учитывающий влияние собственного веса балки, при $B=12$ м $\alpha=1,05$

$$M_x = 1,05 \cdot 2550,63 = 2678,16 \text{ кНм}$$

$$Q_x = 1,05 \cdot 1020,7 = 1071,74 \text{ кН}$$

Расчетный изгибающий момент и поперечную силу от горизонтальной нагрузки находим при этом же положении кранов

$$M_y = \frac{T_k}{P_k} \cdot M_{\max} = \frac{15,01}{449,45} \cdot 2550,63 = 85,18 \text{ кНм}$$

$$Q_y = \frac{T_k}{P_k} \cdot Q_{\max} = \frac{15,01}{449,45} \cdot 1020,7 = 34,09 \text{ кН}$$

5.2. Подбор сечения подкрановой балки.

5.2.1. Определение высоты балки.

$$W_x^{call} = \frac{M_x \cdot \beta}{R_y \cdot \gamma_c}$$

где β - коэффициент, действующий влияние поперечных нагрузок, $\beta=1,05$ – при среднем режиме работы крана

$$W_x^{call} = \frac{2678,16 \cdot 1,05 \cdot \beta}{240 \cdot 10^3 \cdot 1} = 0,0117 \text{ м}^3 = 11717 \text{ см}^3$$

Оптимальная высота балки

$$h_{opt} = 1,2 \cdot \sqrt{W_x^{call}} = 1,2 \cdot \sqrt{11717} = 129,9 \text{ см}$$

Минимальная высота балки из условия жесткости

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{R_y \cdot L}{\beta \cdot E} \cdot \left[\frac{l}{f} \right] \cdot \frac{M_n}{M_x}$$

где $\left[\frac{l}{f} \right] = \frac{1}{500}$ - для кранов среднего режима работы.

M_n - нормативный максимальный момент от загрузки балки одним краном (без учета коэффициента надежности по нагрузке и коэффициента динамичности)

$$M_n = \gamma_n \sum (P_{n,\max} \cdot y_i)$$

$$M_n = 0,95 \cdot 460(2,3 + 3 + 0,375) = 2479,98 \text{ кНм}$$

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \frac{240 \cdot 10^3 \cdot 2}{1,05 \cdot 20,6 \cdot 10^8} \cdot 500 \cdot \frac{2479,98}{2678,16} = 1,28 \text{ м} = 128 \text{ см}$$

Принимаем $h=130$ см (кратно 10см)

5.2.2. Определим толщину стойки.

- из определения прочности на средней стойки

$$t_{\omega} \geq \frac{1,5 \cdot Q_x \cdot \gamma_n}{h \cdot R_s \cdot \gamma_c}$$

$R_s = 0,58 \cdot R_y = 139,2 \text{ МПа}$ - расчетное значение сопротивления стали срезу.

$$t_{\omega} \geq \frac{1,5 \cdot 1071,74 \cdot 0,95}{130 \cdot 10^{-2} \cdot 139,2 \cdot 10^3 \cdot 1} = 0,0084 \text{ м} = 8,4 \text{ мм}$$

Толщина стойки из условия обеспечения местной устойчивости (без укрепления стойки продольным ребром жесткости):

$$t_{\omega} \geq \frac{h_{\omega}}{6} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}$$

$$h_{\omega} = h - 40 \text{ мм} = 1300 - 40 = 126 \text{ см}$$

$$t_{\omega} \geq \frac{126}{6} \cdot \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 0,72 \text{ см} = 7,2 \text{ мм}$$

Принимаем $t_{\omega}=10$ мм, $t_f=20$ мм, $\frac{t_f}{t_{\omega}} < 3$

5.2.3. Ширина поясных листов.

Требуемая ширина поясных листов $h_f = h - t_f = 130 - 2 = 128$ см

$$b_{f,call} \geq \frac{2 \left(\frac{W_{x,call} \cdot h}{2} - \frac{l_{\omega} \cdot h_{\omega}^3}{12} \right)}{h_f^2 \cdot t_f} = \frac{2 \left(\frac{11717 \cdot 130}{2} - \frac{1 \cdot 126^3}{12} \right)}{128^2 \cdot 2} = 36,3 \text{ см}$$

Назначаем $b_f=380$ мм

$$b_{lf} = \frac{(b_f - t_w)}{2} = \frac{380 - 10}{2} = 185 \text{ мм}$$

$$\frac{b_{lf}}{t_f} = \frac{185}{250} = 9,25 < 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 14,64$$

5.3. Проверка прочности сечения подкрановой балки.

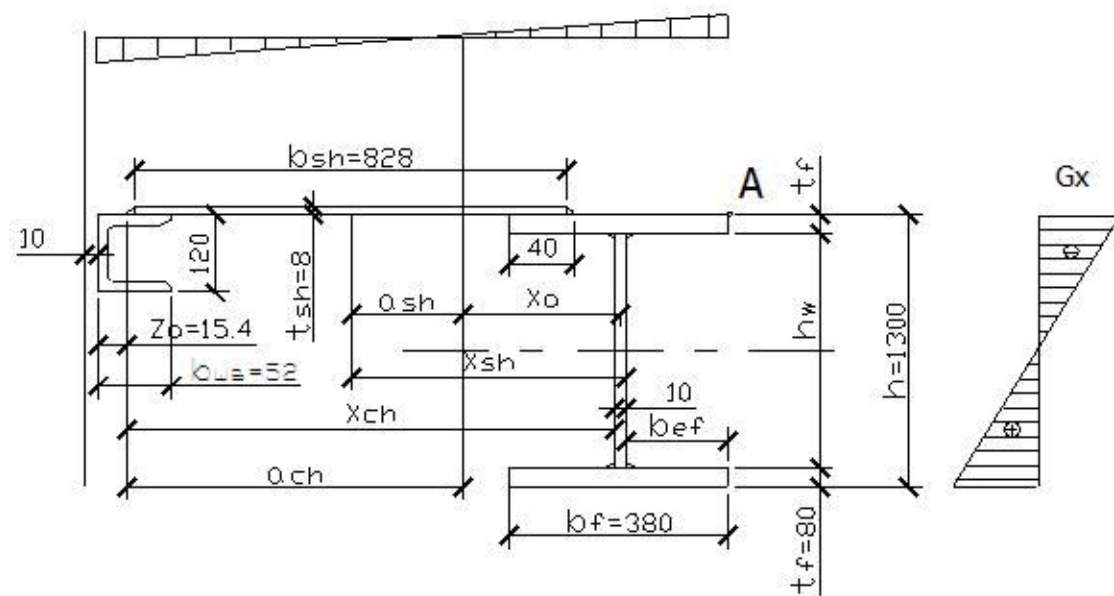


Рис. 25

5.3.1. Проверка нормальных напряжений.

Геометрические характеристики сечения относительно оси $x - x$:

$$Y_x = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h - t_f}{2} \right)^2$$

$$Y_x = \frac{1 \cdot 126^3}{12} + 2 \cdot 38 \cdot 2 \left(\frac{130 - 2}{2} \right)^2 = 789290 \text{ см}^4$$

Тормозной лист принимаем из листа рифленой стали $t=8$ мм.

$$W_x^h = \frac{Y_x}{h/2} = \frac{789290}{130/2} = 12142,9 \text{ см}^3$$

Нахлест тормозного листа на швеллер и верхний пояс подкрановой балки принимаем 40 мм.

Расстояние от оси подкрановой балки до центра тяжести сечения:

$$x_0 = \frac{\sum (A_i \cdot x_i)}{\sum A_i} = \frac{A_{ch} \cdot x_{ch} + A_{sh} \cdot x_{sh}}{A_{ch} + A_{sh} + A_f}$$

где x_{ch} - координата центра тяжести швеллера относительно оси подкрановой балки.

$$x_{ch} = 1000 - 10 - z_0$$

z_0 для швеллера Z12 – 1,54 см.

$$x_{ch} = 1000 - 10 - 15,4 = 974,6 \text{ мм.}$$

x_{sh} - то же тормозного листа.

$$x_{sh} = \frac{b_{sh}}{2} + \frac{b_f}{2} - 40$$

$$b_{sh} = 1000 - \frac{380}{2} - 10 - 52 + 2 \cdot 40 = 828 \text{ мм}$$

$$x_{sh} = \frac{828}{2} + \frac{380}{2} - 40 = 564 \text{ мм}$$

A_{ch} - площадь швеллера $A_{ch} = 13,3 \text{ см}^2$

A_{sh} - площадь тормозного листа

$$A_{sh} = b_{sh} \cdot t_{sh} = 828 \cdot 8 = 6624 \text{ мм}^2 = 66,24 \text{ см}^2$$

A_f - площадь верхнего пояса подкрановой балки.

$$A_f = t_f \cdot b_f = 38 \cdot 2 = 78 \text{ см}^2$$

$$x_0 = \frac{13,3 \cdot 974,6 + 66,24 \cdot 564}{13,3 + 66,24 + 78} = 31,94 \text{ см}$$

$$I_y = I_{ch} + A_{ch} a_{ch}^2 + I_{sh} + A_{sh} a_{sh}^2 + I_f + A_f a_f^2 \quad ()$$

где I_{ch} , I_{sh} , I_f - моменты инерции относительно собственной оси соответственно швеллера, тормозного листа и верхнего пояса подкрановой балки.

$$I_{ch} = 37,2 \text{ см}^2$$

$$I_{sh} = \frac{0,8 \cdot 82,8^3}{12} = 37844,236 \text{ см}^4$$

$$I_f = \frac{2 \cdot 38^3}{12} = 9145,3 \text{ см}^4$$

a_{sh}, a_{ch}, a_f - координаты центра тяжести рассматриваемого элемента (соответственно швеллера, тормозного листа и верхнего пояса подкрановой балки) относительно центра тяжести тормозной конструкции.

$$a_{sh} = 56,4 - 31,94 = 24,46 \text{ см}$$

$$a_{ch} = 100 - 31,94 - 1 - 1,54 = 65,52 \text{ см}$$

$$a_f = x_0 = 31,94 \text{ см}$$

$$I_y = 31,2 + 13,3 \cdot 65,52^2 + 37844,236 + 66,24 \cdot 24,46^2 + 9145,3 + 78 \cdot 31,94^2 = 223319,5 \text{ см}^4$$

$$W_y^a = \frac{I_y}{x_a}$$

где x_a - расстояние от главной оси сечения, перпендикулярной плоскости изгиба, наиболее сжатой точки А, принимается равным:

$$x_a = x_0 + \frac{b_f}{2} = 31,14 + \frac{38}{2} = 50,14 \text{ см}$$

$$W_y = \frac{223319,5}{30,94} = 4384 \text{ см}^3$$

Нормальные напряжения в верхнем поясе подкрановой балки (т.А) определяем по формуле:

$$\sigma_1 = \sigma_{ax} + \sigma_{ay} = \frac{M_x}{W_x^a} + \frac{M_y}{W_y^a}$$

$$\sigma_a = \frac{2618,16}{12142,9 \cdot 10^{-6}} + \frac{85,18}{4384 \cdot 10^{-6}} = 23981 \text{ кПа} < 240000 \text{ кПа} = R_y \gamma_c$$

Нормативное напряжение в нижнем поясе:

$$\sigma_x = \frac{M_x}{W_x} = \frac{2678,16}{12142,9 \cdot 10^{-6}} = 220554 \text{ кПа}$$

5.3.2. Проверка касательных напряжений.

$$\tau_{xy} = \frac{Q_x S}{I_x t_\omega} \leq R_s \gamma_c$$

где S – статический момент полусечения балки на опоре :

$$S = \frac{t_\omega \cdot h_\omega^2}{8} + b_f t_f \left(\frac{h_f}{2} - \frac{t_f}{2} \right)$$

$$S = \frac{1 \cdot 126^2}{8} + 38 \cdot 2 \left(\frac{128}{2} - \frac{2}{2} \right) = 6772,5 \text{ см}^3$$

$$\tau_{xy} = \frac{1071,74 \cdot 6772,5 \cdot 10^{-6}}{789290 \cdot 10^{-8} \cdot 0,01} = 91960,6 \text{ кПа} \leq 139,2 = R_s \gamma_c$$

5.3.3. Проверка местной прочности стенки подкрановой балки.

- проверка прочности стенки на действие максимальных местных напряжений

$$\sigma_{loc,y} = \frac{F \cdot \gamma_{f1}}{t_\omega l_{lf}} \leq R_s \gamma_c$$

где F – расчетная нагрузка на колесе крана без учета динамичности .

$$F = \gamma_f \gamma_n P_{n,\max} = 1,1 \cdot 0,95 \cdot 460 = 480,7 \text{ кН}$$

$\gamma_{f1} = 1,4$ - при кранах , режимов работы 1К – 8К с гибким подвесом груза.

l_{lf} - условная длина распределения местного давления, определяется:

$$l_{lf} = 3,25 \cdot \sqrt[3]{\frac{I_f + I_r}{t_\omega}} \quad ()$$

где $I_f + I_r$ - сумма моментов инерции площади сечения верхнего пояса балки и кранового рельса относительно собственных центральных осей

$$I_f = \frac{b_f t_f^3}{12} = \frac{38 \cdot 2^3}{12} = 25,3 \text{ см}^3$$

$I_r = 1547,4 \text{ см}^4$ - для рельса КР-80

$$l_{lf} = 3,25 \cdot \sqrt[3]{\frac{25,3 + 1547,4}{1}} = 33,63 \text{ см}$$

$$\sigma_{loc,y} = \frac{480,7 \cdot 1,4}{0,01 \cdot 33,63 \cdot 10^{-2}} = 200113 \text{ кПа} \leq 240000 \text{ кПа} = R_s \gamma_c$$

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

$$\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_{loc,y}^2 - \sigma_x \sigma_{loc,y} + 3\tau_{xy}^2} \leq 1,15 R_y \gamma_c$$

$$\sqrt{220,554^2 + 200,113^2 - 220,554 \cdot 200,113 + 3 \cdot 91,9606^2} = 264,43 \text{ МПа}$$

$$264,43 \text{ МПа} < 276 \text{ МПа} = 1,15 R_y \gamma_c$$

Литература.

1. Металлические и железобетонные конструкции. Каркас одноэтажного промышленного здания : Методические указания к курсовому проекту и дипломному проектированию. – Вологда: ВоПИ, 1997. - 38с.
2. СНиП II-23-81* Стальные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстрой СССР. 1988. – 96 с.
3. Металлические конструкции. Общий курс: Учебник для вузов /Е.И. Беленя и др. – 6^е изд., перераб. доп. – М.: Стройиздат, 1986-560с., ил.
4. Металлические конструкции: Метод указания по курсовому проектированию «Расчет внецентренно – сжатых колонн производственного здания. – Вологда: ВПИ, 1985 г, 45 с.
5. Металлические конструкции. Методические указания.