

Федеральное агентство по образованию
Государственное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
Владимирский государственный университет

М.В. ПОПОВА, Н.Г. ГОНЬШАКОВ

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ
КОНСТРУКЦИЙ ОДНОЭТАЖНОГО
ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ
С ПОЛНЫМ КАРКАСОМ**

Учебное пособие

Владимир 2005

УДК 624.014

ББК 38.54

П58

Рецензенты

Директор проектного института «Владпромстройпроект»

Ю.Я. Кирпичев

Кандидат технических наук, доцент

Владимирского государственного университета

В.А. Репин

Печатается по решению редакционно-издательского совета
Владимирского государственного университета

Проектирование и расчет конструкций одноэтажного промышленного здания с полным каркасом: учеб. пособие / М.В. Попова, Н.Г. Гоньшаков. – Владим. гос. ун-т. – Владимир: Ред.-издат. комплекс ВлГУ, 2005. – 82 с. – ISBN 5-89368-574-1.

Сформулированы цели и задачи, а также тематика курсового проекта № 1 по дисциплине «Металлические конструкции». Приводятся примеры расчета несущих конструкций.

Составлены в помощь студентам дневной формы обучения специальности 290300 – промышленное и гражданское строительство.

Табл. 8. Ил. 25. Библиогр.: 6 назв.

УДК 624.014

ББК 38.54

ISBN 5-89368-574-1

© Владимирский государственный университет, 2005

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие.....	5
Общая часть	6
1. КОМПОНОВКА КАРКАСА ЗДАНИЯ.....	8
1.1. Расстановка колонн в плане.....	8
1.2. Назначение генеральных размеров элементов каркаса.....	8
1.2.1. Определение генеральных размеров рамы по вертикали	8
1.2.2. Определение генеральных размеров рамы по горизонтали	11
1.3. Геометрическая схема фермы.....	12
1.4. Связи.....	13
1.5. Схема фахверка	17
2. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ.....	18
2.1. Расчетная схема рамы.....	18
2.2. Определение нагрузок на поперечную раму.....	19
2.2.1. Определение постоянной нагрузки.....	19
2.2.2. Снеговая нагрузка.....	22
2.2.3. Определение крановых нагрузок (вертикальных).....	23
2.2.4. Поперечная тормозная нагрузка от мостовых кранов	24
2.2.5. Определение ветровой нагрузки	26
2.3. Определение расчетных усилий в колонне	27
3. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ СТРОПИЛЬНОЙ ФЕРМЫ	32
3.1. Сбор нагрузок на ферму	32
3.2. Определение усилий в стержнях фермы и расчетных длин стержней	33
3.3. Подбор сечения стержней фермы	34
3.4. Конструирование и расчет узлов фермы	42

4. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ КОЛОННЫ.....	48
4.1. Определение расчетных длин	48
4.2. Подбор и проверка сечения верхней части колонны	49
4.2.1. Определение требуемой площади сечения	49
4.2.2. Проверка сечения.....	51
4.3. Подбор и проверка сечения нижней части колонны	54
4.3.1. Определение усилий в ветвях колонны.....	54
4.3.2. Определение требуемой площади сечения ветвей.....	55
4.3.3. Подбор сечения ветвей.....	55
4.3.4. Проверка принятого сечения.....	57
4.3.5. Расчет элементов решетки	59
4.3.6. Проверка устойчивости колонны как единого стержня в плоскости колонны	60
4.3.7. Конструктивное оформление стержня сквозной колонны	61
4.4. Конструирование и расчет узлов колонны.....	62
4.4.1. Конструкция и расчет сопряжения верхней и нижней частей колонны	62
4.4.2. Расчет и конструирование базы колонны	66
5. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ПОДКРАНОВОЙ БАЛКИ.....	72
5.1. Определение нагрузок и усилий.....	72
5.2. Подбор сечения подкрановой балки	74
5.2.1. Определение высоты балки	74
5.2.2. Определение толщины стойки	74
5.2.3. Ширина поясных листов.....	75
5.3. Проверка прочности сечения подкрановой балки.....	75
5.3.1. Проверка нормальных напряжений	76
5.3.2. Проверка касательных напряжений.....	78
5.3.3. Проверка местной прочности стенки подкрановой балки.....	78
Приложение	80
Библиографический список.....	81

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 290300 – промышленное и гражданское строительство.

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, сопротивления 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. Шестой раздел посвящен графическому оформлению конструкций и их элементов.

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. Компоновка 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.

Процентка выполнения проекта

Примерная процентка выполнения курсового проекта приведена в табл. 1.

Таблица 1

Этап проектирования	Разделы проекта	Объем работ, %
Расчетно- пояснительная записка	1. Компоновка 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	30
	2. Стропильная ферма. Виды. Сечения	
	3. Металлическая колонна. Узлы. Сечения	
Итого		30
<i>Всего</i>		100

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

1. КОМПОНОВКА 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 ограждения 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 стеновых ограждений меньше шага основных колонн.

Схема расстановки колонн и привязки их к разбивочным осям представлена на 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).

$$l_B = a_1 + h_{кр} + h_p + h_{пб}, \quad (1)$$

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

Мы приняли $a_1 = 520$ мм.

$h_{кр}$ – габаритный размер крана по высоте. Принимаем по прил. 2. [1, с. 43] в зависимости от заданной грузоподъемности.

В нашем случае $h_{кр} = 3150$ мм.

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

$h_{пб}$ – высота сечения подкрановой балки, принимаем ее равной высоте сечения типовых балок [1, прил. 1, табл. 1.1, с. 30], $h_{пб} = 1600$ мм.

$$l_B = 520 + 3150 + 130 + 1600 = 5400 \text{ мм.}$$

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

$$l_H = H_{гр} + H_{б} - h_p - h_{пб}, \quad (2)$$

где $H_{гр}$ – расстояние от уровня чистого пола до верха рельса (отметка головки рельса), указанное в задании. $H_{гр} = 16130$ мм;

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

Принимаем $H_{б} = 800$ мм, $l_H = 16130 + 800 - 130 - 1600 = 15200$ мм.

Похожим образом длина колонны $l_K = l_H + l_B = 15200 + 5400 = 20600$ мм. А отметка низа ригеля (расстояние от чистого пола до низа несущей конструкции покрытия) $H_{нр} = l_K - H_{б} = 20600 - 800 = 19800$ мм.

Так как высота больше 10,8 м, то размер $H_{нр}$ 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.

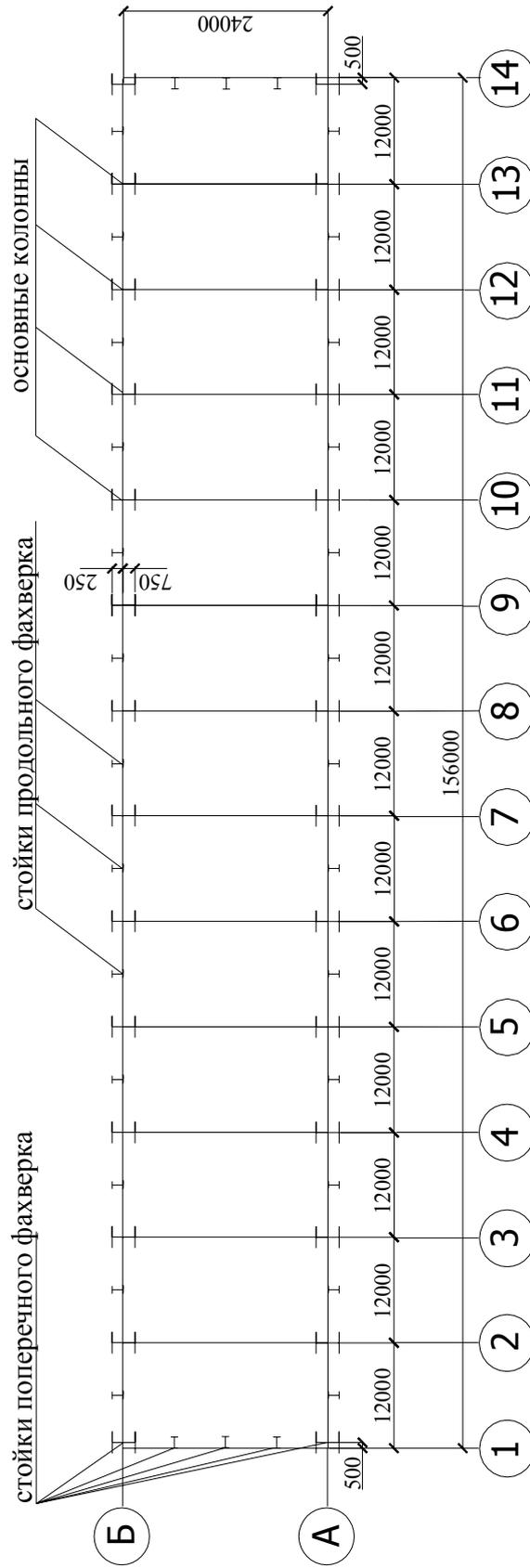


Рис. 1. Расстановка колонн в плане

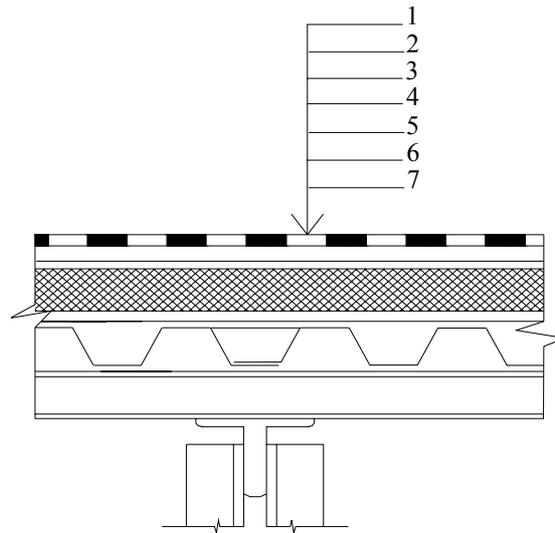


Рис. 2. Конструкция покрытия:

- 1 – гидроизоляционный четырехслойный ковер;
- 2 – цементно-песчаная стяжка $t = 20$;
- 3 – утеплитель плиты минераловатный $\delta = 65$ мм, $\rho = 2$ кН/м²;
- 4 – рулонная пароизоляция;
- 5 – стальной профильный настил;
- 6 – прогоны;
- 7 – стропильная ферма

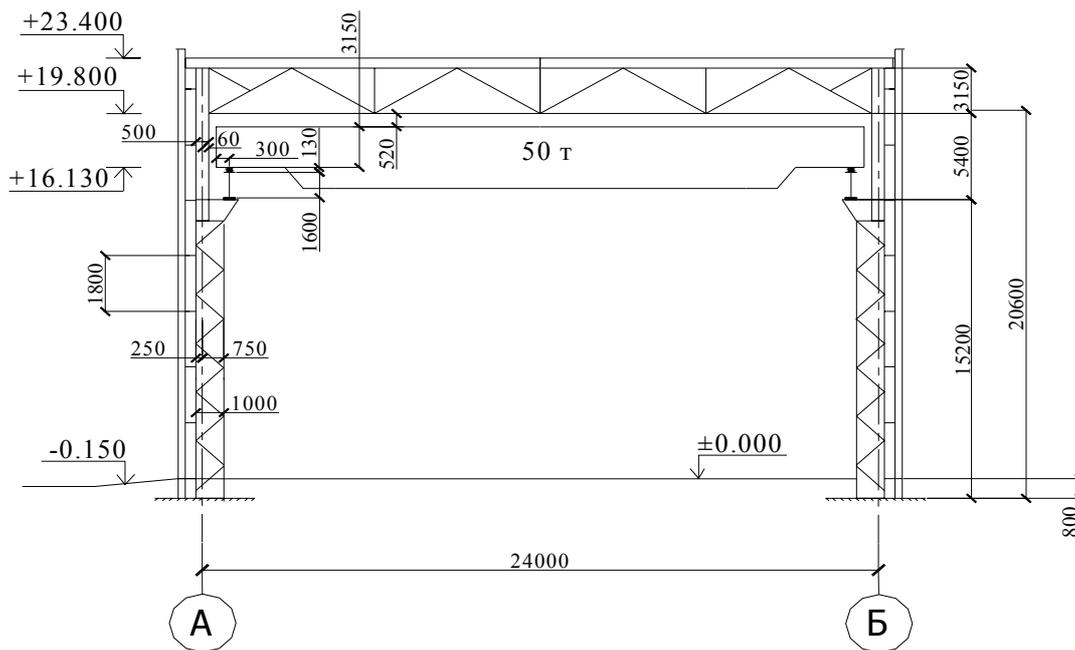


Рис. 3. Схема поперечной рамы здания

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. Так как шаг основных рам 12 м и $Q < 100$, то $h_B = 500$ мм.

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

Высота сечения нижней части колонны

$$h_{\text{н}} = a + \lambda, \quad (3)$$

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, $h_{\text{н}} = 250 + 750 = 1000$ мм.

Кроме того, по соображениям жесткости должны выполняться условия

$$\begin{cases} h_{\text{в}}/l_{\text{в}} \geq \frac{1}{12} = 0,083; \\ h_{\text{н}}/l_{\text{н}} \geq \frac{1}{22} = 0,045. \end{cases} \quad (4)$$

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

$$h_{\text{н}} - h_{\text{в}} \geq B_1 + C_1, \quad (5)$$

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

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

$h_{\text{н}} - h_{\text{в}} = 1000 - 500 = 500$ мм, $B_1 + C_1 = 300 + 60 = 360$ 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

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

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

h_B – высота сечений верхней части колонны, $h_B = 0,5$ м;

a – расстояние от разбивочной оси колонны до ее наружной грани
 $a = 250$ мм = 0,25 м; $L_{\text{ф}} = 24 - 2(0,5 - 0,25) = 23,5$ 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 поясов 1,5 %, что обеспечивает нормальный водоотвод с покрытия и устройство строительного подъема.

Решетка фермы запроектирована с панелью верхнего пояса, равной 3 м, что позволяет использовать 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.

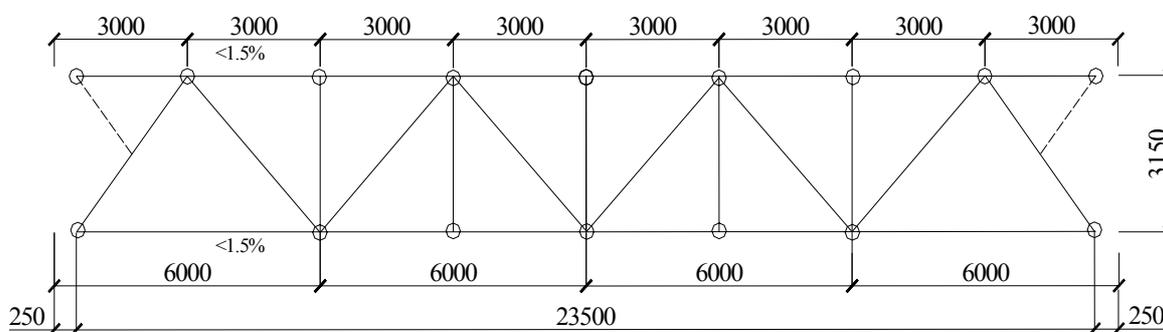


Рис. 4. Геометрическая схема фермы

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;
- обеспечения пространственной работы каркаса;
- обеспечения проектного положения элементов каркаса в процессе монтажа и эксплуатации.

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

План связей по верхним поясам стропильных ферм представлен на рис. 5, расстановка связей по нижним поясам ферм – на рис. 6, вертикальные связи по колоннам – на рис. 7.

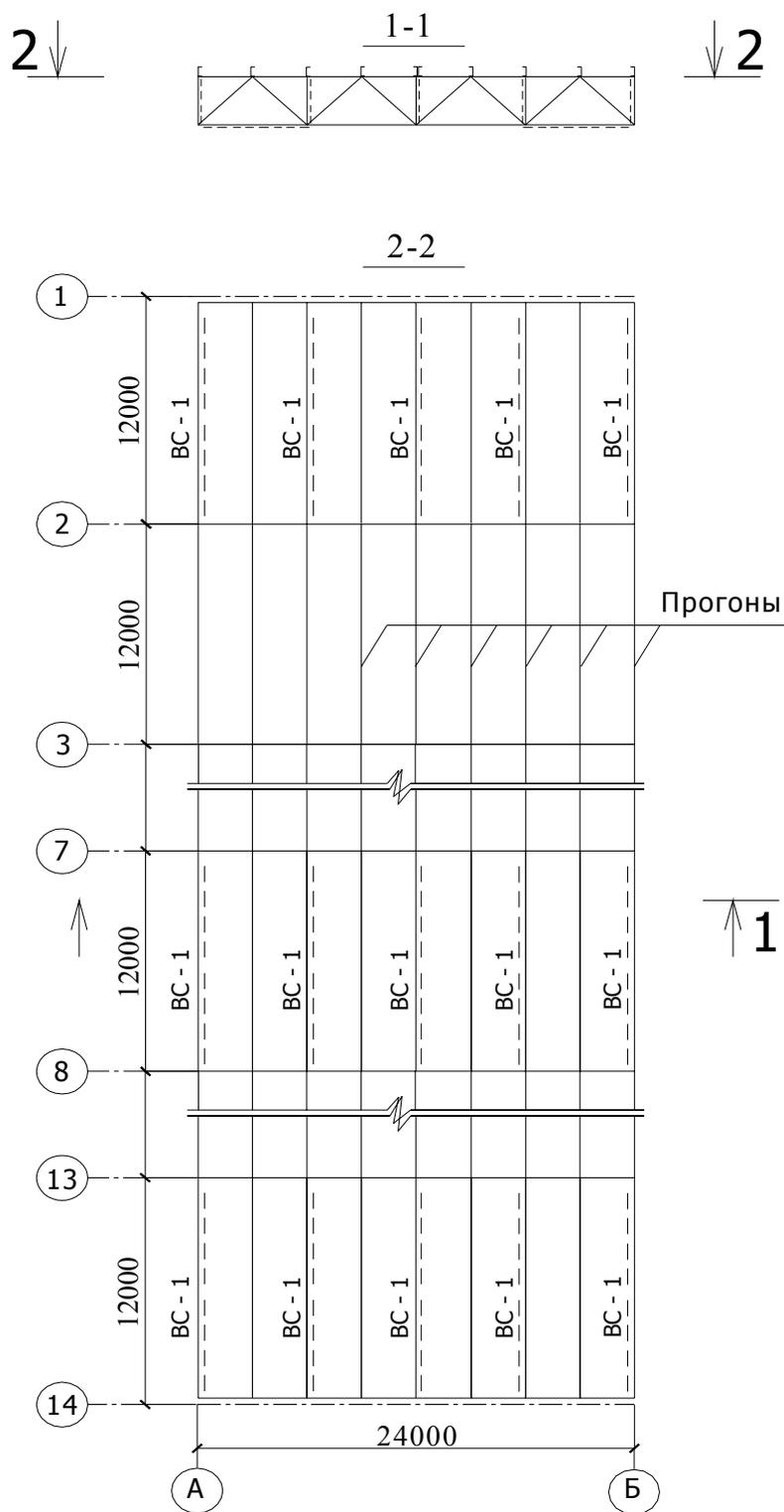


Рис. 5. План связей по верхним поясам

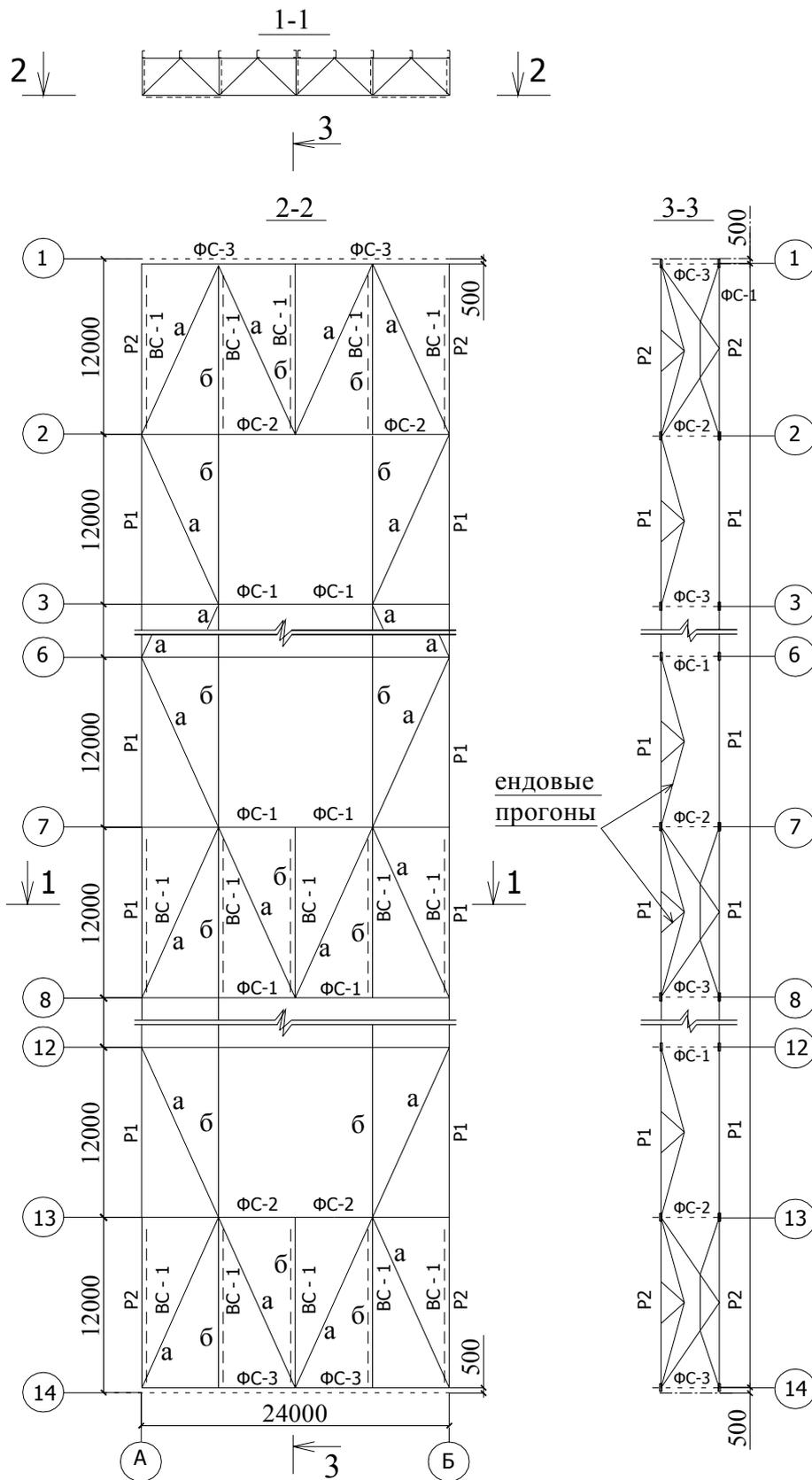


Рис. 6. План связей по нижним поясам и вертикальные связи между фермами

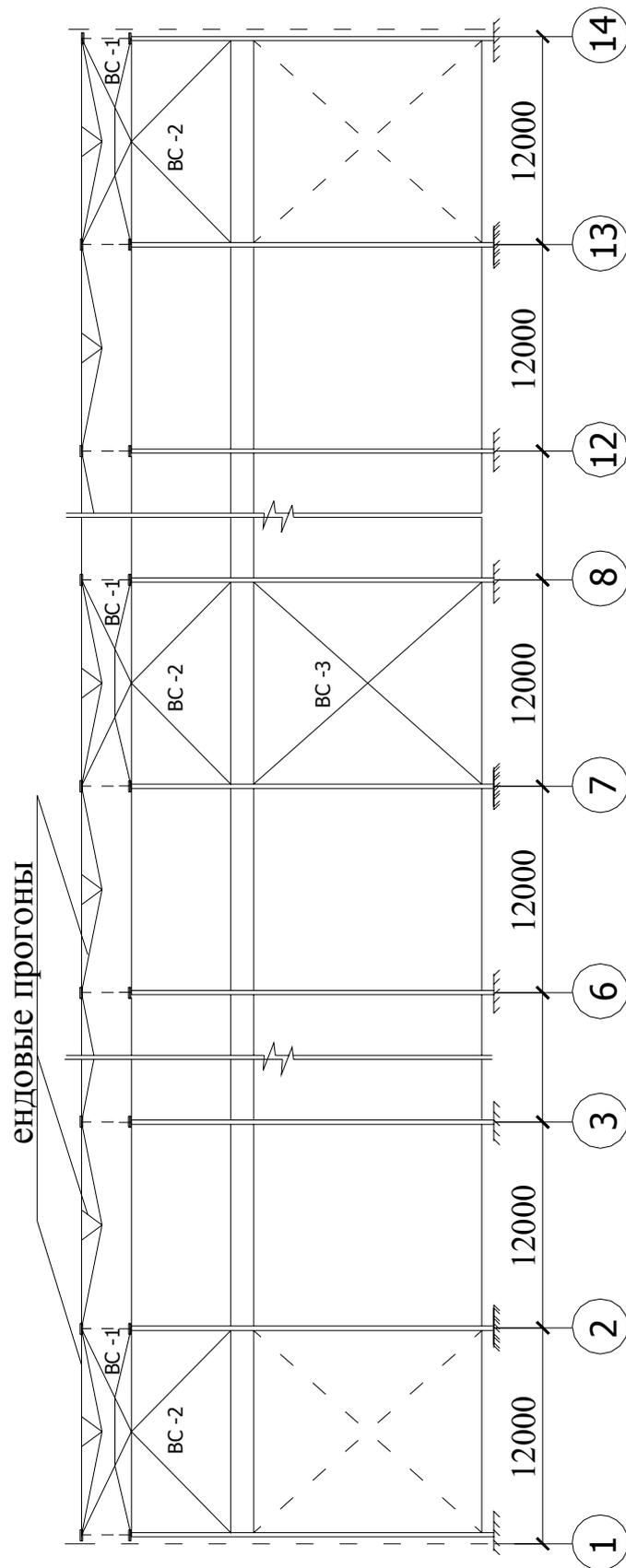


Рис. 7. Расположение вертикальных связей между колоннами

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 для торцевых стен.

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

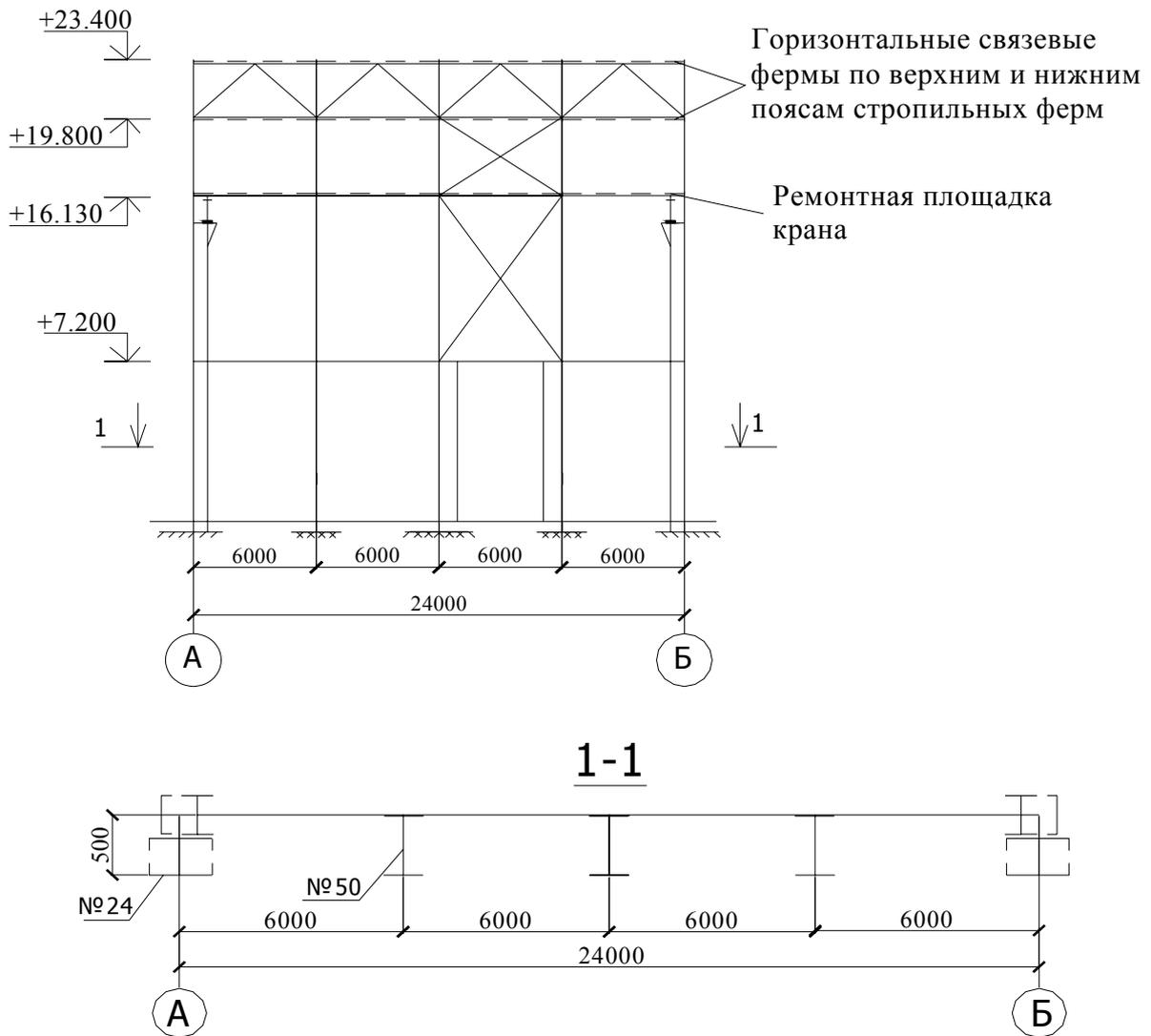


Рис. 8. Схема торцевого фахверка

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 (рис. 9).

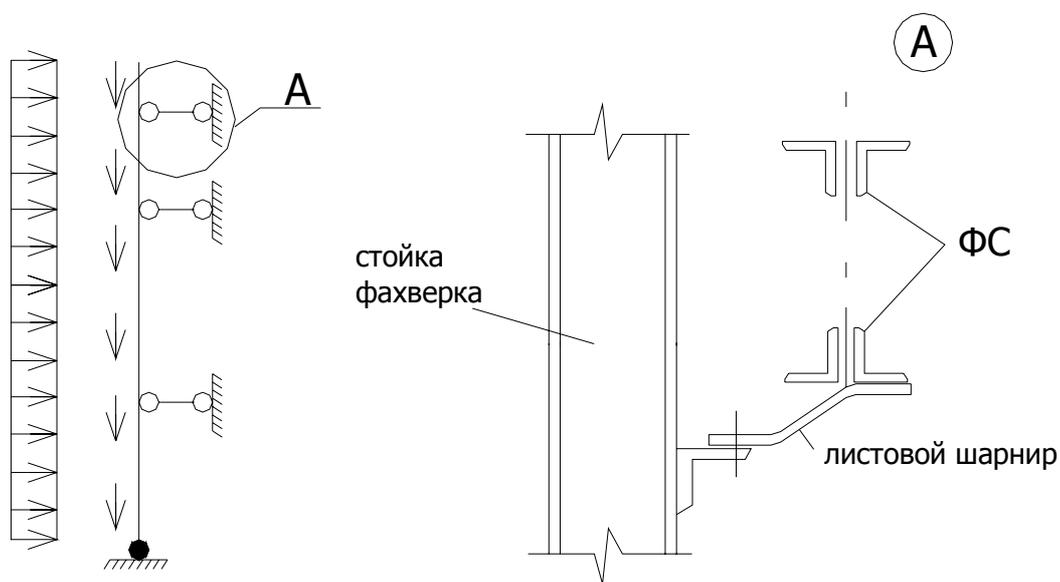


Рис. 9. Расчетная схема фахверка

Ригели фахверка работают как балки на кривой изгиб.

2. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ

2.1. 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.

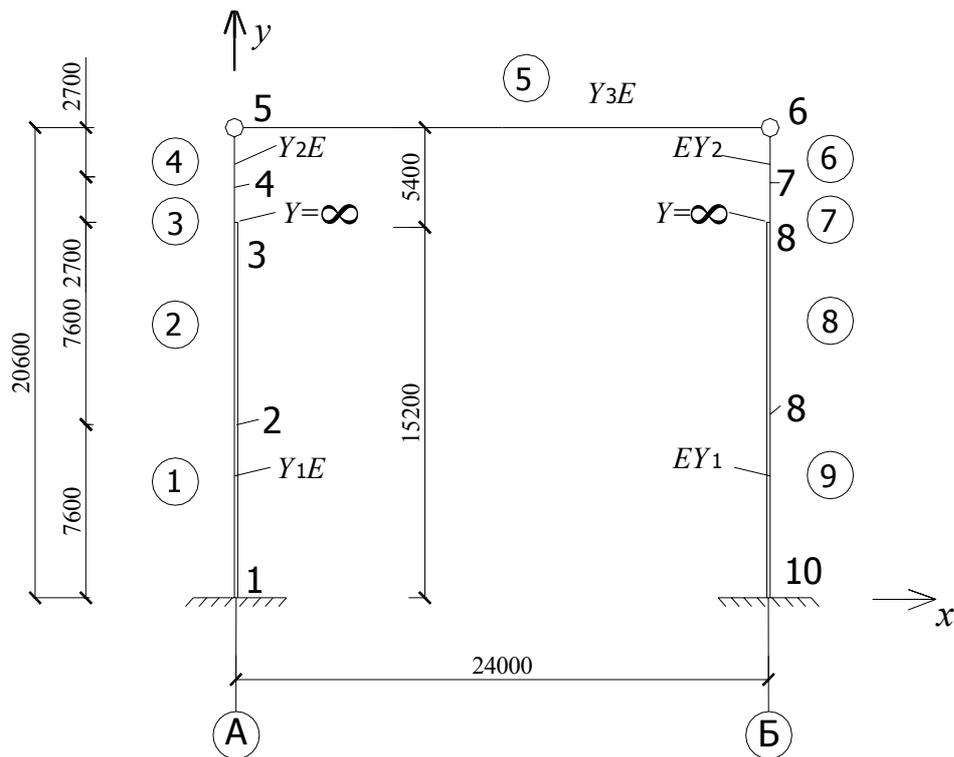


Рис. 10. Расчетная схема рамы

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.

Нагрузки на раму (как нормативные, так и расчетные) подсчитываются 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. Определяем нагрузку по табл. 2.

Постоянная погонная расчетная нагрузка по ригелю рамы:

$$q_{\Pi} = 1,25 \cdot 3 - 1,25 \cdot 12 = 15 \text{ кН/м.}$$

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

Нагрузка от собственной массы одной колонны

$$G_{\text{к}} = \gamma_f g_{\text{пк}} BL/2, \quad (7)$$

где $\gamma_f = 1,03$ – коэффициент надежности по нагрузке,

B – шаг колонн, $B = 12$ м,

$L = 24$ м – пролет здания,

$g_{\text{пк}}$ – нагрузка от собственной массы колонн на 1 м^2 площади здания (принимается по табл. 1.4 прил. 1 [1, с. 28]; $g_{\text{пк}} = 0,35 \text{ кН/м}^2$).

Таким образом, $G_{\text{к}} = 1,05 \cdot 0,35 \cdot 12 \cdot 12 = 52,92 \text{ кН}$.

Определение постоянной нагрузки на ригель рамы

Таблица 2

Состав нагрузки кровли	Нормативная g^H , кН/м ²	γ_f	γ_r	Расчетная g , кН/м ²
1. Гидроизоляционный четырехслойный ковер	0,16	1,3	0,95	0,20
2. Цементная стяжка $t = 20$ мм, $\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$	0,36	1,3	0,95	0,44
3. Утеплитель плиты минераловатный $\rho = 200 \text{ кг/м}^3$, $t = 65$ 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 $0,99 + 1,4 \cdot 1 = 2,39 \text{ кН/м}^2$	0,09	1,05	0,95	0,09
7. Стропильные фермы при расчетной нагрузке $1,08 + 1,4 \cdot 1 = 2,48 \text{ кН/м}^2$	0,13	1,05	0,95	0,13
8. Связи при расчетной нагрузке $1,21 + 1,4 \cdot 1 = 2,61 \text{ кН/м}^2$	0,04	1,05	0,95	0,04
Всего	1,1			1,25

Масса подкрановой части колонны составляет примерно 20 % от всей массы, т.е. нагрузка от собственной массы подкрановой части

$$G_B = 0,2G_K = 0,2 \cdot 52,92 = 10,584 \text{ кН.}$$

Нагрузка от собственной массы подкрановой части

$$G_H = 0,8G_K = 0,8 \cdot 52,92 = 42,336 \text{ кН.}$$

При навесных стеновых панелях нагрузка от собственного веса до 2 м от уровня пола передается на фундаментные балки, а остальная делится на две составляющие (надкрановую и подкрановую) и прикладывается в узлах 2, 4, 7, 9:

$$F_{y2} = -G_H - G_{ст.г} - G_{фн}.$$

Здесь G_H – вес нижней части колонны,

$G_{ст.г}$ – вес подкрановой части стеновых панелей,

$G_{ф}$ – вес ригеля фахверка.

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

$$G_{фн} = 8 \cdot 0,614 = 4,912 \text{ кН; } F_{y2} = -42,336 - 15,80 - 4,912 = -63,048 \text{ кН;}$$

$$M_2 = G_H e_4 - G_{ст.н} e_3 - G_{фн} e_1;$$

$$e_4 = \frac{1000}{2} - 250 = 250 \text{ мм} = 0,25 \text{ м; } e_3 = 0,25 +$$

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

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

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

Нагрузка от веса подкранового пути и подкрановой балки прикладывается в узлах 3 и 8. $F_3 = -(G_{п.б} + G_p)$;

$G_{п.б}$ – вес подкрановой балки, принимается по прил. 1, табл. 1.1 [1, с. 30];

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

G_p – нагрузка от рельса;

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

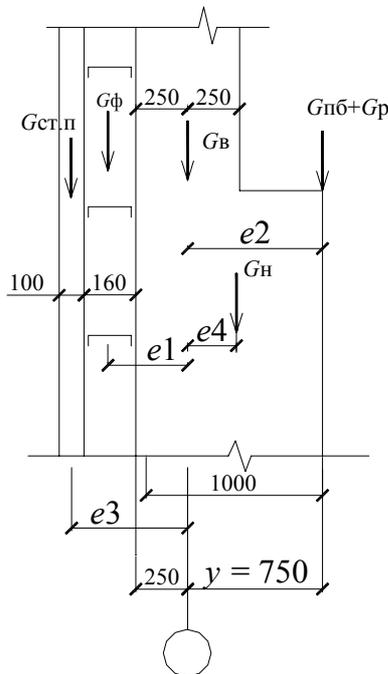


Рис. 11. Схема приложения

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

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

$$F_{y4} = -G_B - G_{\text{ст.в}} - G_{\text{фв}}; G_B = 10,584 \text{ кН};$$

$$G_{\text{ст.в}} = \frac{1,14}{6} 5,4 \frac{12}{2} 1,05 = 6,464 \text{ кН}; G_{\text{фв}} = 0,614 \cdot 4 = 2,456;$$

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

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

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

$$M_5 = 225; F_{y6} = -45 \cdot 5 = -225 \text{ кН}; M_6 = 225.$$

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 μ равно 1;

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

Так как у нас расчетная снеговая нагрузка представляет собой произведение нормативной нагрузки на коэффициент надежности по нагрузке:

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

где γ_f принимается в зависимости от q_n/S_0 . В нашем случае $1/1 \cdot 1,1 > 0,8 \Rightarrow \gamma_f = 1,4$,

$$S_f = 1 \cdot 1,4 = 1,4 \text{ кН/м}^2.$$

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:

где $N^{\otimes} = R_s$;

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

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

L – пролет здания, $L = 24 \text{ м}$.

2.2.3. Определение крановых нагрузок (вертикальных)

Вертикальное давление мостовых кранов на каркас здания состоит из наибольшего вертикального давления D_{\max} на одну стойку 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. Давление определяем с помощью линий влияния реакций балок (рис.13).

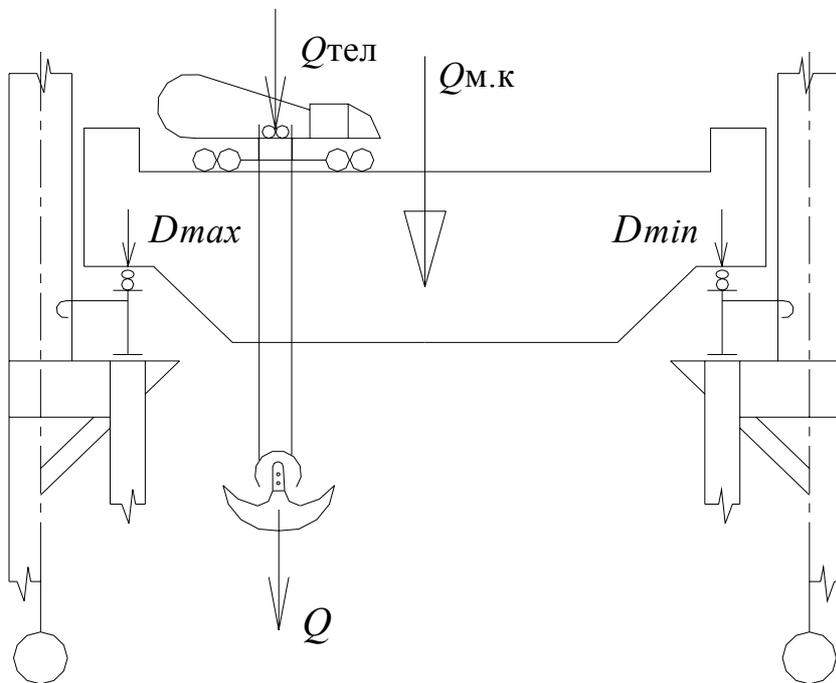


Рис. 12. Самое невыгодное положение тележки на крановом мосту

Величину максимального кранового давления можно вычислить по формуле [1, с. 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»;

$$\gamma_f = 1,1 \text{ (согласно п. 4.8 [2]);}$$

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.

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. с. 23].

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

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

$$\nu = \frac{Q + G_{\text{к}} + G_{\text{Т}}}{\sum P_{\text{п.мак}}} - 1, \quad (12)$$

где Q – грузоподъемность крана, $Q = 300$ кН;

$G_{\text{к}}$ – нагрузка от массы крана, $G_{\text{к}} = 485$ кН;

$G_{\text{Т}}$ – нагрузка от массы тележки, $G_{\text{Т}} = 180$ кН;

$\sum P_{\text{п.мак}}$ – сумма нормативных максимальных давлений на одной стороне одного крана:

$$\sum P_{\text{п.мак}} = 2P_1 = 2 \cdot 466 = 932 \text{ кН;}$$

$$\nu \frac{500 + 485 + 180}{932} - 1 = 0,25; \quad D_{\min} = 0,25 \cdot 1260,073 = 315,018 \text{ кН.}$$

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

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

$$M_{\min} = D_{\min} \lambda = 315,018 \cdot 0,75 = 236,26 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

2.2.4. Поперечная тормозная нагрузка от мостовых кранов

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

$$T = \gamma_f \varphi_c T_{\text{п.поп}} \sum y, \quad (13)$$

где $T_{\text{п.поп}}$ – нормативная поперечная тормозная нагрузка от одного колеса крана, принимается по прил. 2 [1], $T_{\text{п.поп}} = 17$ кН;

$\sum y$ – сумма ординат линии влияний (рис. 13);

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

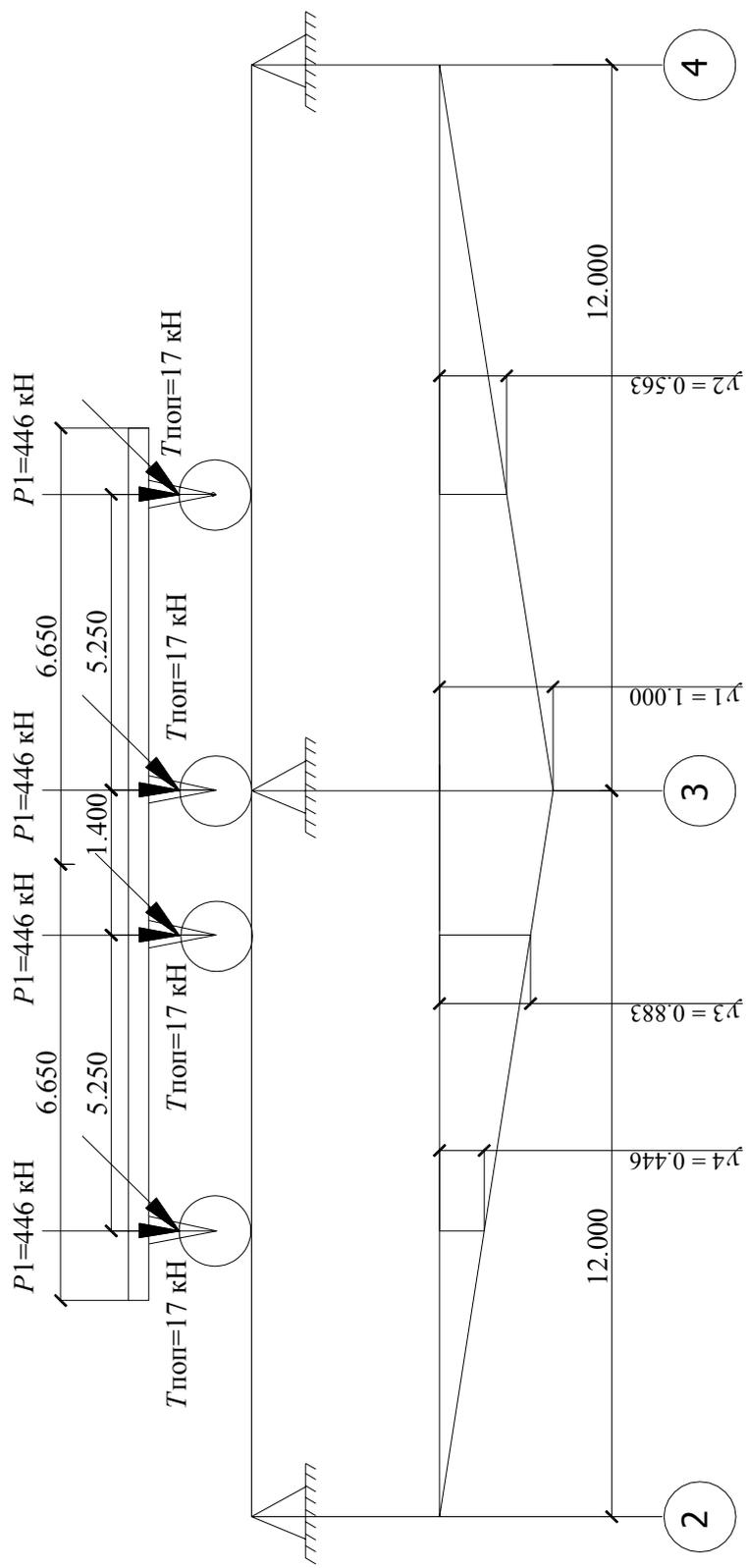


Рис. 13. Схема загрузки подкрановых балок при определении D_{\max}

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

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

где γ_f – коэффициент надежности по нагрузке, принимаемый согласно [2],

$$\gamma_f = 1,4;$$

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 $\omega_0 = 0,3$ кН/м²;

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

$$B_k = 12 \text{ м} – \text{ шаг рам.}$$

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

$$M_{\text{зад}} = w_{5,000} H_{\text{нр}} \left(\frac{H_{\text{нр}}}{2} + H_{\text{б}} \right) + \frac{1}{2} (w_{\text{нр}} - w_{5,000}) (H_{\text{нр}} - 5) \left(H_{\text{б}} + 5 + \frac{2}{3} (H_{\text{нр}} - 5) \right),$$

где $H_{\text{нр}} = 19800$ м, $H_{\text{б}} = 0,8$ м,

$$w_{5,000} = 1,4 \cdot 0,8 \cdot 0,3 \cdot 0,5 \cdot 12 = 2,016; \quad w_{\text{нр}} = 1,4 \cdot 0,8 \cdot 0,3 \cdot 0,846 \cdot 12 = 3,411;$$

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

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

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

$$211,86 w_{\text{эКВ}} = 588,837; \quad w_{\text{эКВ}} = 2,779 \text{ кН/м};$$

$$w_{\text{эКВ}} = w_{\text{эКВ}} \frac{c'}{c} = 2,799 \frac{0,6}{0,8} = 2,084 \text{ кН/м} – \text{ эквивалентная ветровая нагрузка}$$

на колонну с наветренной стороны.

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

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

где $w_{в.с} = 1,4 \cdot 0,8 \cdot 0,3 \cdot 0,8925 \cdot 12 = 3,599$, $H_{в.с} = 23,4$ м;

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

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

2.3. Определение расчетных усилий в колонне

При определении расчетных усилий в сечениях рамы мы руководствовались пп. 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 (рис. 14) следует различать два варианта основных сочетаний нагрузок:

– первый вариант, включающий одну постоянную и одну кратковременную нагрузку, наиболее существенно влияющую на величину расчетных усилий в сечении;

– второй вариант, включающий постоянную нагрузку и все те кратковременные, которые увеличивают расчетные усилия в сечении. При этом последние берутся в количестве не менее двух 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 маловероятно.

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

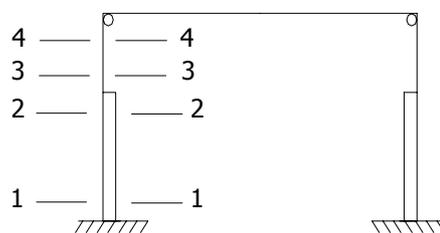


Рис. 14. Расчетная схема рамы

– максимально возможную продольную силу и соответствующие положительные и отрицательные моменты.

Все полученные усилия переписываем в табл. 4 и для наружной и внутренней ветвей вычисляем значения $N_{пр}$.

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

Расчетные усилия в сечениях колонны заносятся в табл. 5. Для четвертого, третьего, второго, первого сечений расчетные усилия M и N выбираются по максимальному отрицательному $N_{пр}$. Для анкерных болтов – по максимальному положительному $N_{пр}$.

Из табл. для четвертого и третьего сечений выбираем $N_{пр \max}$. Это усилие укажет на расчетные M и N , на которые производятся расчет и компоновка сечения верхней части колонны. Для второго и первого сечений выбираем две комбинации усилий (для наружной и внутренней ветви) по отрицательному $N_{пр \max}$.

Таблица 5

Расчетные усилия в сечениях колонны

Сечения и элементы колонны	Ветвь	M , кН·м	N , кН	$N_{пр}$, кН	Q_{\max} , кН
4	Наружная	0	-426,6	-213,3	
	Внутренняя	0	-426,6	-213,3	
3	Наружная	-300,16	-244,504	-722,512	
	Внутренняя	-9,998	-446,1	-203,054	-67,904
2	Наружная	-32,072	-573,023	-319,584	
	Внутренняя	868,29	-1551,58	-1644,08	
1	Наружная	-1000,64	-1670,06	-1835,67	
	Внутренняя	493,24	-1670,06	-1328,27	-105,921
Анкерные болты	Наружная	282,412	-354,555	105,134	
	Внутренняя	-449,539	-354,555	272,261	
База	Наружная	-1000,64	-1670,06	-1835,67	
	Внутренняя	493,24	-1670,06	-1328,27	

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. 15.

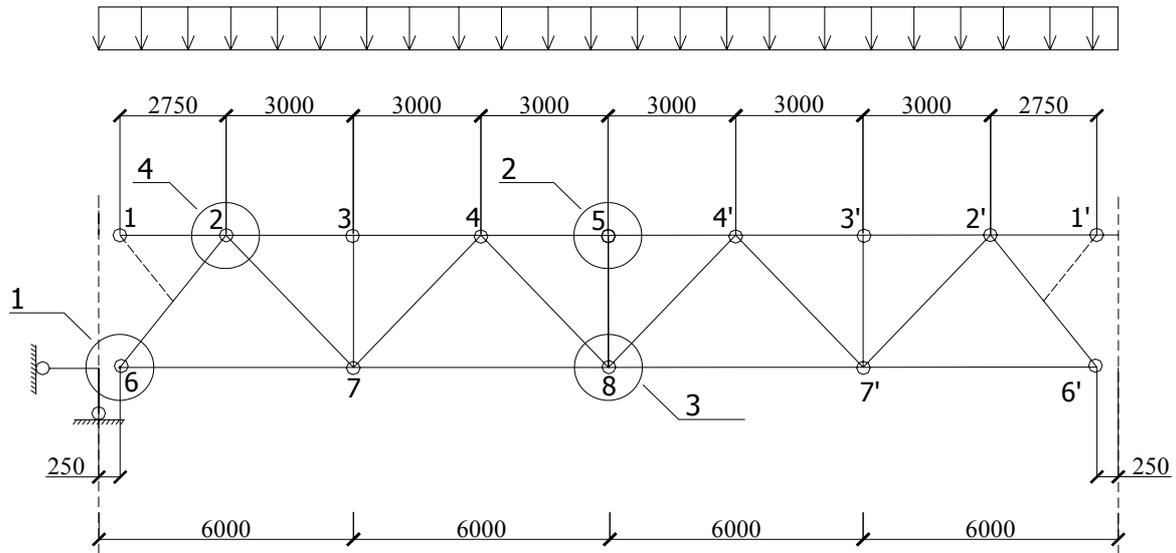


Рис. 15. Расчетная схема фермы

3.1. Сбор нагрузок на ферму

Постоянная нагрузка

$$F_n = g^n B d_B,$$

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 $F_{сн} = S B d_B,$

где S – расчетное значение снеговой нагрузки, $S = S_n \gamma_f,$

где $S_n = 1 \text{ кН/м}^2$ – нормативное значение снеговой нагрузки, γ_f – коэффициент надежности по нагрузке, зависящий от соотношения $q/3$.

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

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

3.2. Определение усилий в стержнях фермы и расчетных длин стержней

Расчет усилий в стержнях фермы ведем в табличной форме (табл.6).

Таблица 6

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 табл. 11 [2, с. 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 табл. 7.

3.3. Подбор сечения стержней фермы

Так как для фермы пролетом 24 м сечение верхнего и нижнего поясов принимается без изменений, то для подбора сечения верхнего и нижнего поясов 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].

$$\varphi = f(\lambda, R_y); \lambda = 110; R_y = 240 \text{ МПа}; \varphi = 0,478.$$

3. Определим требуемую площадь:

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

где N – усилие в стержне, $N = 705,674$ кН;

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

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

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

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

Принимаем сечение 22,5 БТ1 с характеристиками:

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

Проверка сечения:

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

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

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

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

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

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:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$[\lambda_y] = 180 - 60 \cdot 0,965 = 125,4; \lambda_x = 39,63 < [\lambda_x]; \lambda_y = 71,09 < [\lambda_y];$$

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

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

Недонапряжение стержня

$$\Delta\% = \frac{228 - 196,175}{228} \cdot 100\% = 13,9\% < 14\%.$$

Окончательно принимаем сечение 25 БТ1.

Расчет стержня 7 – 8

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 20 БТ1 с характеристиками

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

Проверим сечение: $[\lambda] = 400$:

$$\lambda_x = \frac{600}{6,8} = 88,24 < [\lambda]; \quad \lambda_y = \frac{1200}{3,5} = 342,86 < [\lambda].$$

Проверим сечение на прочность:

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

Недонапряжение стержня:

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

Расчет опорного раскоса: стержень 2 – 6

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

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

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

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:

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

Недонапряжение стержня

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

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:

$$\lambda_x = \frac{348}{2,77} = 125,63 \Rightarrow \varphi = 0,388; \lambda_y = \frac{435}{7,06} = 61,63 \Rightarrow \varphi = 0,510;$$

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

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

$$[\lambda_x] = 210 - 60 \cdot 1,078 = 145,32; [\lambda_y] = 210 - 60 \cdot 0,820 = 160,8;$$

$$\lambda_x = < [\lambda_x]; \lambda_y = < [\lambda_y];$$

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

$$\sigma = \frac{197,5730,95}{0,388 \cdot 24,6 \cdot 10^{-4}} = 196,646 \text{ МПа} > R_y \gamma_c = 240 \cdot 0,8 = 192 \text{ МПа}.$$

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

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

Проверка сечения:

$$\lambda_x = \frac{348}{3,08} = 112,99 \Rightarrow \varphi = 0,460; \quad \lambda_y = \frac{435}{4,45} = 96,24 \Rightarrow \varphi = 0,568;$$

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

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

$$[\lambda_x] = 210 - 60 \cdot 0,81 = 161,4; \quad [\lambda_y] = 210 - 60 \cdot 0,65 = 171;$$

$$\lambda_x < [\lambda_x]; \quad \lambda_y < [\lambda_y];$$

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

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

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

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:

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

Проверка сечения:

$$\lambda_x = \frac{348}{1,53} = 227,45 < 400 = [\lambda_x]; \quad \lambda_y = \frac{435}{2,53} = 171,94 < [\lambda_y] = 400;$$

$$\sigma = \frac{0,95 \cdot 65,826}{9,6 \cdot 10^{-4}} = 68,568 \text{ МПа} < 228 \text{ МПа}; \quad \Delta = 69,6 \text{ \%}.$$

Расчет стойки 3 – 7

$$N = -197,573 \text{ кН};$$

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

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

$$i_{xcall} = \frac{252}{130} = 1,94 \text{ см}; \quad i_{ycall} = \frac{315}{130} = 2,42 \text{ см}.$$

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

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

Проверка сечения:

$$\lambda_x = \frac{252}{1,93} = 130,57 \Rightarrow \varphi = 0,361; \quad \lambda_y = \frac{315}{3,06} = 102,94 \Rightarrow \varphi = 0,523;$$

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

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

$$[\lambda_x] = 210 - 60 \cdot 0,95 = 153; \quad [\lambda_y] = 210 - 60 \cdot 0,65 = 171;$$

$$\lambda_x < [\lambda_x]; \quad \lambda_y < [\lambda_y];$$

$$\max \lambda = \lambda_x = 130,57, \quad \varphi_{\min} = 0,361;$$

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

$$\Delta = \frac{(19,2 \cdot 17,24) 100 \%}{19,2} = 23 \%.$$

Все результаты вычислений занесены в табл. 7.

3.4. Конструирование и расчет узлов фермы

Таблица 8

Расчет сварных швов

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

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

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

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

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

Определим расчетное сечение:

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

$$\beta_z R_{wz} \gamma_{wz} = 1,05 \cdot 171 \cdot 1 = 179,55 \text{ МПа}.$$

Расчет ведем по металлу границы сплавления.

Расчетная длина швов определяется по формулам длины шва по обушку

$$l_a^{\text{об}} = \frac{\gamma_n \alpha N}{n_w h_w 2 \gamma_{wz} \beta_z k_f \gamma_c} + 10 \text{ мм}, \quad (15)$$

длина шва по перу

$$l_a^{\text{п}} = \frac{\gamma_n (1 - \alpha) N}{n_w h_w 2 \gamma_{wz} \beta_z k_f \gamma_c} + 10 \text{ мм}, \quad (16)$$

Расчет опорного узла 1

Изображение узла см. на рис. 16, а.

Размеры фланца принимаются расчетом на смятие:

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

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

Принимаем $l_{\text{фл}} = 8 \text{ мм}$, $b_{\text{фл}} = 230 \text{ мм}$;

$$A_p = 18,4 \text{ см}^2;$$

$$l_{\text{фл}} \geq \frac{1,3Ra}{n_w h_w 2 \gamma_{wz} \beta_z k_f \gamma_c} + 10 \text{ мм};$$

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

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

Болты проставлены конструктивно – $4\text{Ø}20$, $d_{\text{отв}} = 23 \text{ мм}$.

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

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 $n = 6$.

$l_{\text{к}}$ – длина накладки будет равна ($d_{\text{отв}} = 23 \text{ мм}$),

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

Принимаем $l_{\text{н}} = 270 \text{ мм}$;

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

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

Расчет укрупнительного узла 3

Узел показан на рис. 16, в.

Для стержней 4 – 8, 4' – 8

$$l_u^{\text{об}} = \frac{5,95 \cdot 46,08}{2 \cdot 17,1 \cdot 1,05 \cdot 0,6 \cdot 0,95} + 1 = 3,1 \text{ см}; \text{ принимаем } l_u^{\text{об}} = 40 \text{ мм};$$

$$l_u^{\Pi} = \frac{0,95 \cdot 19,75}{2 \cdot 17,1 \cdot 1,05 \cdot 0,4 \cdot 0,95} + 1 = 2,4 \text{ см}; \text{ принимаем } l_u^{\Pi} = 40 \text{ мм.}$$

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.

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

Количество болтов по одну сторону стыка:

$$n \geq \frac{0,95 \cdot 0}{2} - \frac{660,263}{0,3,036} = 5,8. \text{ Принимаем } n = 6 \text{ болтов.}$$

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

$$l_w^{\text{об}} = \frac{0,95 \cdot 312,73}{2 \cdot 17,1 \cdot 1,05 \cdot 0,8 \cdot 0,95} + 1 = 11,9 \text{ см}; \text{ принимаем } l_w^{\text{об}} = 120 \text{ мм.}$$

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

$l_w^n = 65 \text{ мм}$.

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

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

Проверяем длину стыкового шва:

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

$$N = 296,789 \text{ кН};$$

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

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

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

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

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

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

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

$$\sigma = \frac{0,95 \cdot 296,789}{37,15 \cdot 10^{-4}} + \frac{0,95 \cdot 44,5}{538,36 \cdot 10^{-6}} = 200,84 \text{ МПа} < 204 \text{ МПа}.$$

Окончательно принимаем $l = 560$ мм.

Расчет укрупнительного узла 2

Узел 2 показан на рис. 16, б. Для стойки 5 – 8:

$$l_w^{\text{об}} = \frac{0,95 \cdot 66,78}{2 \cdot 17,1 \cdot 1,05 \cdot 0,6 \cdot 0,95} + 1 = 4,1 \text{ см}; \text{ принимаем } l_w^{\text{об}} = 45 \text{ мм};$$

$$l_w^{\text{п}} = \frac{0,95 \cdot 28,62}{2 \cdot 17,1 \cdot 1,05 \cdot 0,4 \cdot 0,95} + 1 = 3,0 \text{ см}; \text{ принимаем } l_w^{\text{п}} = 45 \text{ мм};$$

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.

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

$$\text{Количество болтов по одну сторону стыка: } n \geq \frac{0,95 \cdot 0}{2} - \frac{660,263}{0,3 \cdot 0,36} = 5,8.$$

Принимаем $n = 6$ болтов.

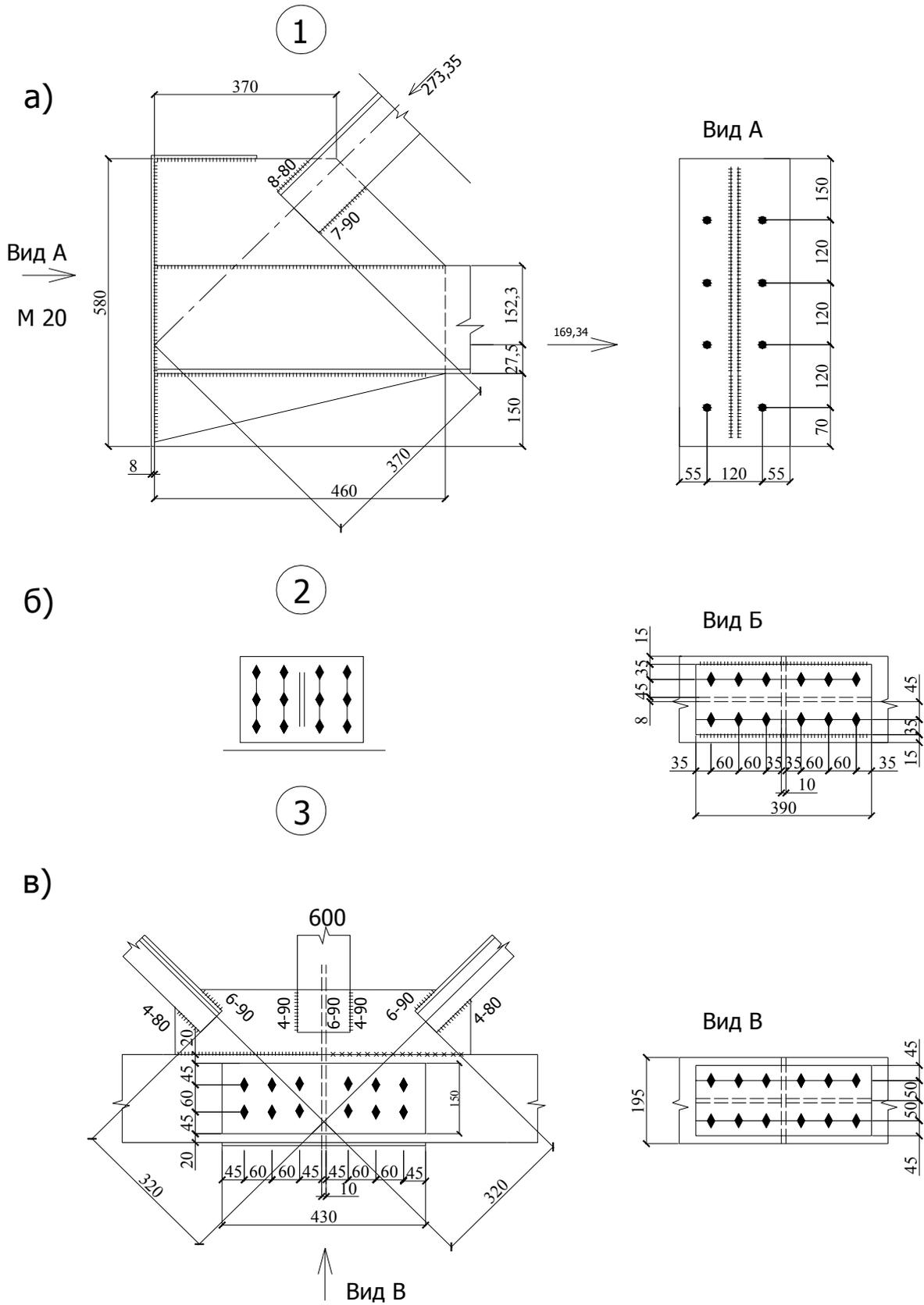


Рис. 16. Расчет узлов фермы

Расчет узла 4

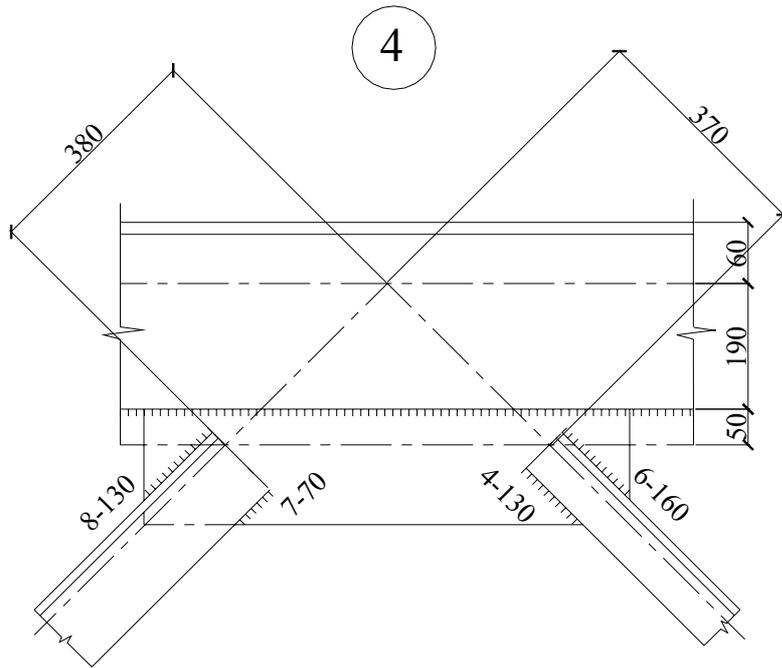


Рис. 17. Примыкание к верхнему поясу раскосов 2 – 6 и 6 – 2

Для стержня 2 – 7:

$$l_w^{\text{об}} = \frac{0,95 \cdot 230,52}{2 \cdot 17,1 \cdot 1,05 \cdot 0,6 \cdot 0,95} + 1 = 11,7 \text{ см}; \text{ принимаем } l_w^{\text{об}} = 120 \text{ мм.}$$

$$l_w^{\text{н}} = \frac{0,95 \cdot 98,8}{2 \cdot 17,1 \cdot 1,05 \cdot 0,4 \cdot 0,95} + 1 = 7,9 \text{ см}; \text{ принимаем } l_w^{\text{н}} = 80 \text{ мм.}$$

Расчет стыкового шва:

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

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

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

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

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

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

$$l_{1efx} = \mu_1 l_1, \quad (17)$$

- для верхней части

$$l_{2efx} = \mu_2 l_2, \quad (18)$$

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

Коэффициент расчетной длины μ_1 для нижнего участка одноступенчатой колонны одноэтажного промышленного здания принимается в зависи-

мости от соотношения $n = I_2 \cdot l_1 / I_1 \cdot l_2$ и величины $\alpha = \frac{l_2}{l_1} \sqrt{\frac{I_1}{I_2 \beta}}$ (где

$I_1 = 0,0099 \text{ м}^4$, $l_1 = 15,2 \text{ м}$, $I_2 = 0,0015 \text{ м}^4$, $l_2 = 5,4 \text{ м}$ – моменты инерции и длины соответственно верхнего и нижнего участков колонны (рис. 18) и

$\beta = \frac{F_1 + F_2}{F_2} = \frac{N_1}{N_2}$ (здесь $N_1 = 1835,67$ – $N_{гр}$ для первого сечения и $N_2 =$

$= 722,572 \text{ кН}$ – расчетное значение продольных сил соответственно в верхней и нижней частях колонны, полученные при статическом расчете рамы (см. табл. 5)).

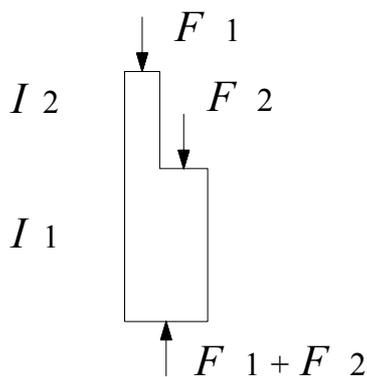


Рис. 18. Расчетная схема колонны

Для нашего случая :

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

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

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

Так как $l_2 / l_1 = 5,4 / 15,2 = 0,36 < 0,6$ и $\beta < 3$, то коэффициенты μ_1 и μ_2 определим по таблицам 6, 7 [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:

- для нижней части $l_{1efx} = 2,548 \cdot 15,2 = 36,24$ м;

- для верхней части $l_{2efx} = 3 \cdot 5,4 = 16,2$ м.

Расчетная длина верхнего и нижнего участков 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. $l_{1efy} = l_1 = 15,2$ м.

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

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

4.2. Подбор и проверка сечения верхней части колонны

4.2.1. Определение требуемой площади сечения

$$A_{call} = \frac{\gamma_n N}{\varphi_1 R_y \gamma_c}, \quad (19)$$

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

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

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

φ_1 – коэффициент, который определяется по прил. 6 [4] в зависимости от условной гибкости λ_{ef} и приведенного относительного эксцентриситета m_{ef}

$m_{ef} = \eta m_x$, 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 $\rho_x = 0,35 \cdot 0,5 = 0,175$ м, $i_x = 0,42 h_B = 0,42 \cdot 0,5 = 0,21$ м,

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

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

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

$$m_{ef} = 1,25 \cdot 7,03 = 8,79, \quad \varphi_e = f(m_{ef}, \bar{\lambda}_{ef}) = 0,131;$$

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

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

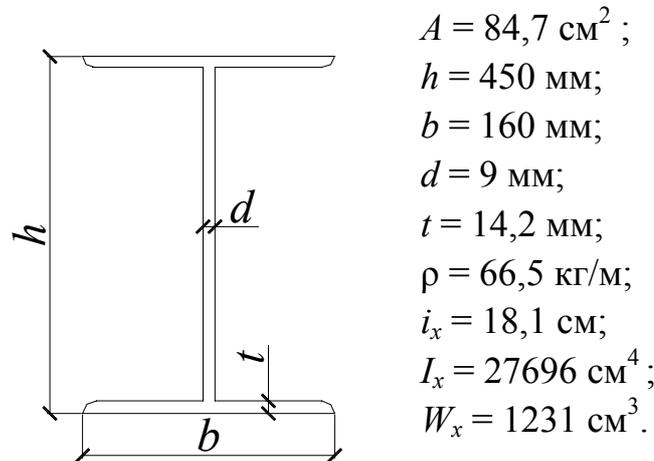


Рис. 19. Сечение верхней части колонны

Для подобранного сечения уточняем:

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

$$\rho_x = \frac{W_x}{A} = \frac{1231}{84,7} = 14,53 \text{ см}; \quad m_x = \frac{e}{\rho_x} = \frac{1,23}{0,1453} = 8,47;$$

$$\frac{A_f}{A_{\omega}} = \frac{2272}{3794,4} = 0,6; \quad \eta = 1,27 \text{ (табл. 73 [2])};$$

$$m_{ef} = 1,27 \cdot 8,47 = 10,74; \quad \varphi_e = 0,109.$$

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.

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

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

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:

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

$$\rho_x = \frac{W_x}{A} = \frac{1520}{91,8} = 16,56 \text{ см} = 0,1656 \text{ м}; \quad m_x = \frac{e}{\rho_x} = \frac{1,23}{0,1656} = 7,43;$$

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

$$\eta = 1,27 \text{ (табл. 73 [2])}; \quad m_{ef} = 1,27 \cdot 7,43 = 9,44; \quad \varphi_e = 0,122.$$

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

- в плоскости действия момента (по формуле 20)

$$\frac{0,95 \cdot 244,504}{0,122 \cdot 91,8 \cdot 10^{-4}} = 207\,399 \text{ кПа} < 240\,000 \text{ кПа};$$

Устойчивость в плоскости действия обеспечена.

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

- из плоскости действия момента:

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

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:

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

Здесь c_5 определяется по формуле:

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

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

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

Для определения β необходимо сравнить λ_y и λ_c ,

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

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 $m_x = 10$:

$$c_{10} = \frac{1}{1 + m_x \cdot \frac{\varphi_y}{\varphi_b}}, \text{ где } \varphi_b = 1; c_{10} = \frac{1}{1 + 10 \cdot \frac{0,612}{1}} = 0,14;$$

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

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

$$\frac{244,304 \cdot 0,95}{0,161 \cdot 0,612 \cdot 91,8 \cdot 10^{-4}} = 256\,797 \text{ кПа} > 240\,000 \text{ кПа}.$$

Устойчивость сечения из плоскости действия момента не обеспечена.

Принимаем двутавр 50 Ш1 с характеристиками: $A = 143 \text{ см}^2$; $h = 484,2 \text{ мм}$; $b = 300 \text{ мм}$; $d = 10,4 \text{ мм}$; $t = 15 \text{ мм}$; $q = 112 \text{ кг/м}$; $i_x = 20,6 \text{ см}$; $I_x = 60\,510 \text{ см}^4$; $W_x = 2500 \text{ см}^3$, $i_y = 6,88 \text{ см}$.

Для принятого сечения уточняем

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

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

$$m_x = \frac{e}{\rho_x} = \frac{1,23}{0,1748} = 7,04; \quad \frac{A_f}{A_w} = \frac{300 \cdot 15}{454,2 \cdot 10,4} = 0,95;$$

$$\eta = 1,337 \text{ (табл. 73 [2]); } m_{ef} = 1,337 \cdot 7,04 = 9,412; \quad \varphi_e = 0,123.$$

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.

$$\Delta = \frac{(240 - 132,059)100 \%}{240} = 45 \%.$$

Проверим устойчивость из плоскости действия момента:

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

$$\alpha = 0,9, \quad \beta = 1, \quad \text{так как } \lambda_y < \lambda_c = 91,99; \quad c_5 = 0,18;$$

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

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

По формуле (21) проверяем:

$$\frac{244,304 \cdot 0,95}{0,151 \cdot 0,827 \cdot 143 \cdot 10^{-4}} = 129\,731 \text{ кПа} < 240\,000 \text{ кПа}.$$

$$\Delta = \frac{(240 - 129,731)100\%}{240} = 45 \%.$$

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

Определение усилий в ветвях колонны осуществляется в два этапа:

- во внутренней ветви

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

- в наружной ветви

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

Значение M_1, M_2, N_1, N_2 принимаем по табл. 5.

В нашем случае:

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

$$N_2 = 1610,06 \text{ кН}; M_2 = 1000,64 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

$$y = \frac{|N_{пр2}| h_0}{(N_{пр2} + N_{пр1})}, \quad (24)$$

где $N_{пр1}, N_{пр2}$ – приведенные значения продольной силы для первой и второй комбинаций усилий (принимаются по табл. 3).

$$N_{пр1} = 1644,08 \text{ кН}; N_{пр2} = 1835,67 \text{ кН};$$

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

$$y_1 = \frac{1835,67 \cdot 0,96}{(1835,67 + 1644,08)} = 0,506 \text{ м}; y_2 = h_0 - y_1 = 0,96 - 0,506 = 0,454 \text{ м};$$

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

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

4.3.2. Определение требуемой площади сечения ветвей

Определим требуемую площадь сечения ветвей по формулам:

$$A_{b1} = \frac{N_{b1}\gamma_n}{(0,7 \dots 0,9)R_y\gamma_c}; \quad (25)$$

$$A_{b2} = \frac{N_{b2}\gamma_n}{(0,7 \dots 0,9)R_y\gamma_c}. \quad (26)$$

Принимаем $\varphi = 0,9$, $\gamma_c = 1$, $R_y = 240$ 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

Определим требуемый радиус инерции по формулам:

$$i_{x.call} = \frac{l_{efx}}{\lambda}. \quad (27)$$

Так как мы приняли $\varphi = 0,9$, то $\lambda = 38,778$, а принимаем 45° (рис. 20), тогда:

$$l_{efx} = 19200 \text{ мм. Примем } l_{efx1} = 1,9 \text{ м.}$$

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

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 (рис. 20).

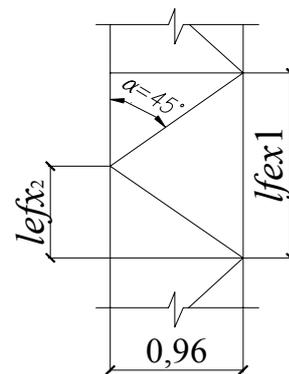


Рис. 20. Расчетная схема ветви колонны

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

С учетом обеспечения местной устойчивости:

$$\frac{h_{ef}}{t_{\omega}} \leq (0,85 + 0,19\bar{\lambda}_x) \sqrt{\frac{E}{R_y}}; \quad \frac{h_{ef}}{t_{\omega}} \leq 1,6 \sqrt{\frac{E}{R_y}};$$

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

$$\frac{h_{ef}}{t_{\omega}} \leq 32,19; \quad \frac{h_{ef}}{t_{\omega}} \leq 46,88;$$

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

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

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

Из условия местной устойчивости полки швеллера:

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

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

Принимаем $b_f = 8$ см, $A_f = 112$ см², $\frac{b_f}{t_f} = \frac{8}{1,4} = 5,7 < 14,4.$

Геометрические характеристики ветви:

$$A_{b2} = (1,4 \cdot 46 + 2 \cdot 11,2) = 86,8 \text{ см}^2; \quad z_c = \frac{\sum(A_i y_i)}{A_{b2}};$$

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

$$y_1^* = 1,4 + \frac{8}{2} = 5,4 \text{ см}; \quad y_2^* = \frac{1,4}{2} = 0,7 \text{ см (рис. 20);}$$

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

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

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

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

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

$$I_y = \frac{1,4 \cdot 46^3}{12} + \frac{2 \cdot 8 \cdot 1,4^3}{12} + 2 \cdot 11,2 \cdot \left(\frac{46}{2} - 0,5 - \frac{1,4}{2}\right)^2 = 22\,005 \text{ см}^4;$$

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

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

Усилия в ветвях:

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

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

4.3.4. Проверка принятого сечения

Проверка устойчивости ветвей

- в плоскости колонны:

$$\frac{N_b \gamma_n}{\varphi A_b} \leq R_y \gamma_c, \quad (28)$$

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

$$\lambda_{b1} = \frac{1,9}{0,309} = 61,5 \Rightarrow \varphi_1 = 0,7974.$$

$$\frac{1650,62 \cdot 0,95}{0,7974 \cdot 84,7 \cdot 10^{-4}} = 232\,173 \text{ кПа} < 240\,000 \text{ кПа};$$

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

Устойчивость подкрановой ветви в плоскости действия момента обеспечена.

Для наружной ветви :

$$\lambda_{в2} = \frac{1,9}{2 \cdot 0,239} = 40 \Rightarrow \varphi_2 = 0,894 \text{ (табл. 72 [2])}.$$

$$\frac{1866,12 \cdot 0,95}{0,894 \cdot 86,8 \cdot 10^{-4}} = 228\,458 \text{ кПа} < 240\,000 \text{ кПа}.$$

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

Устойчивость наружной ветви в плоскости действия момента обеспечена.

- в плоскости колонны

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

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:

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

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

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

$$\frac{1650,62 \cdot 0,95}{0,8856 \cdot 84,7 \cdot 10^{-4}} = 209\,050 \text{ кПа} < 240\,000 \text{ кПа}.$$

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

Устойчивость подкрановой ветви из плоскости колонны обеспечена.

Для ветви 2:

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

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

$$\frac{1866,12 \cdot 0,95}{0,8617 \cdot 86,8 \cdot 10^{-4}} = 237021 \text{ кПа} < 240 \text{ 000 кПа.}$$

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

Устойчивость наружной ветви из плоскости колонны обеспечена.

4.3.5. Расчет элементов решетки

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

При $R_y = 240$ Мпа, $Q_{fic} = 0,25 A = 0,25(84,7 + 86,8) = 43$ кН,

$Q_{max} = Q = 105,921$ кН.

Усилие сжатия в раскосе определяется по формуле

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

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

$$\sin \alpha = \frac{1000}{\sqrt{1000^2 + 1000^2}} = 0,7; \quad N_d = \frac{105,921}{2 \cdot 0,70} = 75,658 \text{ кН.}$$

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

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 $\perp 63 \times 5$ 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:

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

$$\frac{75,658 \cdot 0,95}{0,4603 \cdot 6,13 \cdot 10^{-4}} = 254 \text{ 728 кПа} > 240 \text{ 000} \cdot 0,75 = 180000 \text{ кПа.}$$

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

$$A = 8,15 \text{ см}^2; i_x = 2,15 \text{ см}; i_y = 1,38 \text{ см}; i_{\min} = i_y = 1,38 \text{ см};$$

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

$$\frac{75,658 \cdot 0,95}{0,526 \cdot 8,15 \cdot 10^{-4}} = 167\,662 \text{ кПа} < 180\,000 \text{ кПа}.$$

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

4.3.6. Проверка устойчивости колонны как единого стержня в плоскости колонны

Проверяем устойчивость колонны как единого стержня в плоскости колонны по формуле

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

В нижней части колонны 2 сочетания усилий:

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

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

$$A = 86,8 + 84,7 = 171,5 \text{ см}^2; A_d = 2 \cdot A_L = 2 \cdot 8,15 = 16,3 \text{ см}^2;$$

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

$$I_x = 86,8 \cdot 48,4^2 + 84,7 \cdot 49,7^2 + 497 + 808 = 413\,856 \text{ см}^2;$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{413\,856}{171,5}} = 49,12 \text{ см}; \lambda_x = \frac{l_{efx}}{i_x} = \frac{18,12}{0,4912} = 36,89;$$

$$l_{efx} = \frac{36,24}{2} = 18,12 \text{ м}; l_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha_1 \frac{A}{A_d}};$$

α_1 – коэффициент, зависящий от угла наклона раскосов, $\alpha_1 = 27$.

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

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

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

$$\rho_{x1} = \frac{W_{x1}}{A} = \frac{8327}{171,5} = 48,55 \text{ см}; \quad e_1 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{868,29}{1551,58} = 0,56 \text{ м} = 56 \text{ см};$$

$$m_{x1} = \frac{56}{48,55} = 1,15; \quad \eta_1 = 1,25 \left(1 - 0,8 \frac{80}{1000} \right) = 1,17;$$

$$m_{ef1} = m_{x1} \eta_1 = 1,15 \cdot 1,17 = 1,35; \quad \varphi_{e1} = 0,549;$$

$$\frac{1551,58 \cdot 0,95}{0,544 \cdot 171,5 \cdot 10^{-4}} = 157 \, 992 \text{ кПа} < 240 \, 000 \text{ кПа}.$$

$$\Delta = \frac{(24 - 15,7992)100 \%}{24} = 34 \%.$$

Для второго сочетания усилий: $W_{x2} = \frac{I_x}{y_2} = \frac{413856}{48,4} = 8 \, 550,7 \text{ см}^3$;

$$\rho_{x2} = \frac{W_{x2}}{A} = \frac{8550}{171,5} = 49,86 \text{ см}; \quad e_2 = \frac{M_2}{N_2} = \frac{1000,64}{1610,06} = 0,60 \text{ м} = 60 \text{ см};$$

$$m_{x2} = \frac{60}{49,86} = 1,2; \quad \eta_1 = 1,25 \left(1 - 0,8 \frac{80}{1000} \right) = 1,17;$$

$$m_{ef2} = m_{x2} \eta_2 = 1,2 \cdot 1,17 = 1,41; \quad A_{fH} 0,3 \cdot 0,015 = 0,0045 \text{ мм}^2;$$

$$\frac{1670,06 \cdot 0,95}{0,534 \cdot 171,5 \cdot 10^{-4}} = 173 \, 241 \text{ кПа} < 240 \, 000 \text{ кПа}.$$

$$\Delta = \frac{(24 - 17,3241)100 \%}{24} = 28 \%.$$

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

Из плоскости устойчивость колонны как единого стержня не проверяем, так как 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 (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 (две диафрагмы).

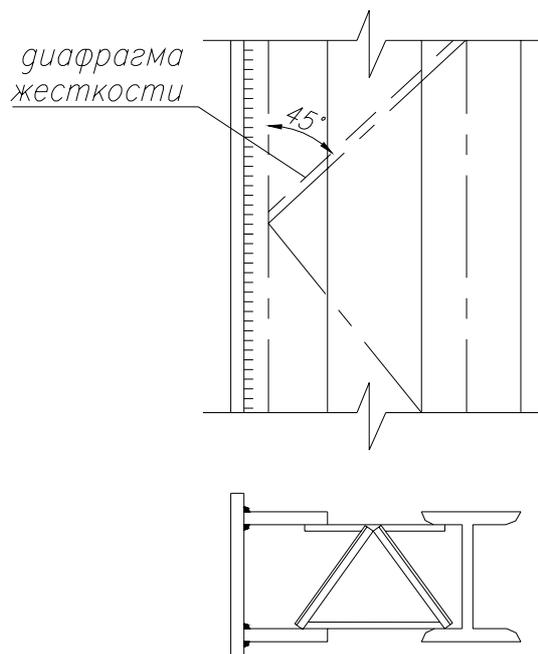


Рис. 21. Схема нижней части колонны

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.

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

первая комбинация

наружная полка:

$$\sigma_{н1-} = \frac{|N_1|}{A} + \frac{|M_1|}{W} \leq R_{\omega y} \gamma_c, \quad (33)$$

внутренняя полка:

$$\sigma_{в1+} = \frac{|N_1|}{A} + \frac{|M_1|}{W} \leq R_{\omega y} \gamma_c, \quad (34)$$

вторая комбинация
наружная полка:

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

$$\sigma_{B2+} = \frac{|N_2|}{A} + \frac{|M_2|}{W} \leq R_{\omega y} \gamma_c, \quad (36)$$

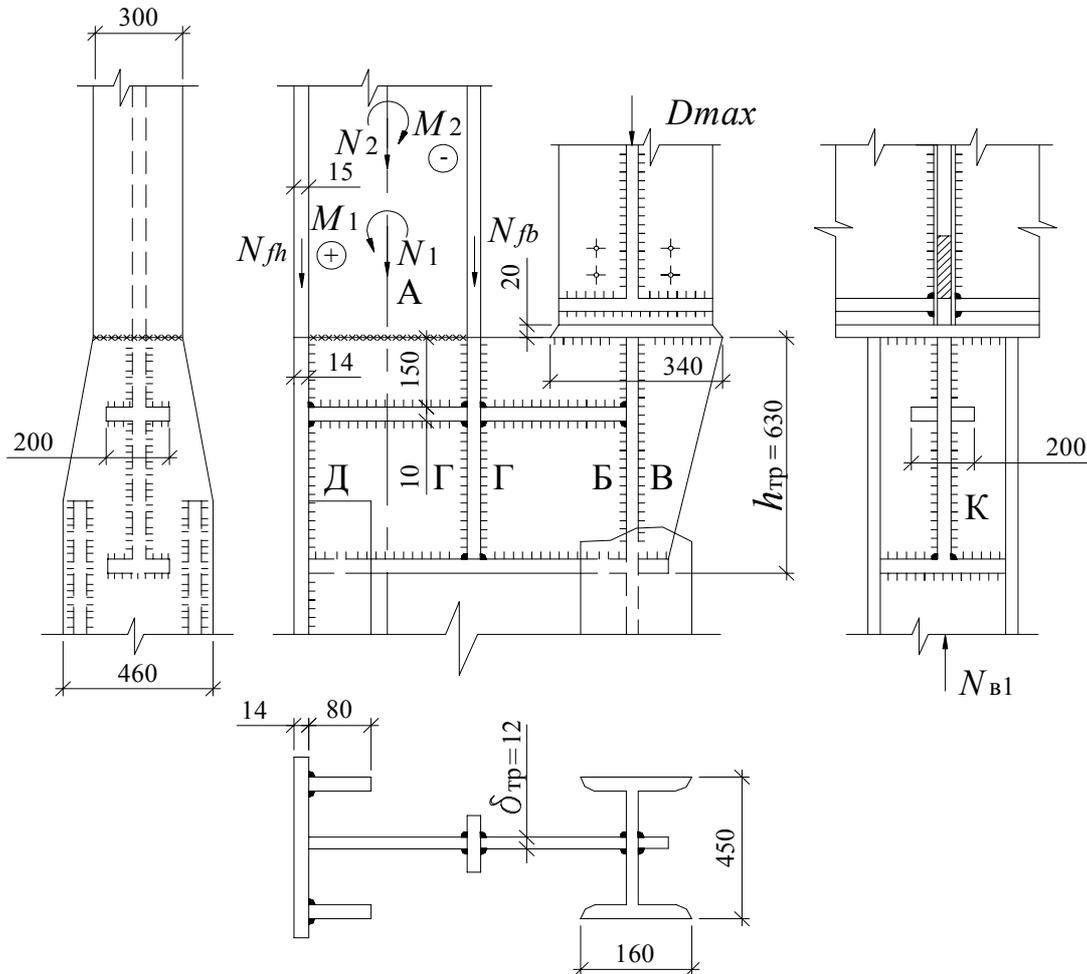


Рис. 22. Сопряжение верхней и нижней частей колонны

где $\gamma_c = 1$ – коэффициент условий работы,

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

первая комбинация:

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

$$\sigma_{в1+} = \frac{-244,504 \cdot 10^{-3}}{143,10^{-4}} + \frac{300,16 \cdot 10^{-3}}{2500 \cdot 10^{-6}} = -102,97 \text{ МПа} < 204 \text{ МПа};$$

вторая комбинация:

$$\sigma_{н2-} = -\left(\frac{446,1 \cdot 10^{-3}}{143,10^{-4}} + \frac{9,998 \cdot 10^{-3}}{2500 \cdot 10^{-6}}\right) = -35,195 \text{ МПа} < 240 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{в2+} = \frac{-446,1 \cdot 10^{-3}}{143,10^{-4}} + \frac{9,998 \cdot 10^{-3}}{2500 \cdot 10^{-6}} = -27,197 \text{ МПа} < 204 \text{ МПа};$$

Прочность стыковых швов «А» обеспечена.

Расчет траверсы и ребра

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

$$A_p^{\text{тр}} = \frac{D_{\text{max}}}{R_p} \quad (37)$$

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 $\gamma_m = 1,025$.

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

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

$$\delta_{\text{тр}}^{\text{тр}} = \delta_p^{\text{тр}} = \frac{A_p^{\text{тр}}}{z}; \quad z = b_{f_{п.б}} + 2\delta_{\text{пл}},$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$85 \beta_f k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,006 = 0,459 \text{ м};$$

$$l_{\omega}^{\text{тр}} \leq 85 \beta_f k_f; \quad h_{\text{тр}} = 105 + 10 = 115 \text{ мм}.$$

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

$$N_{fb} = \sigma_{\text{Вmax}} A_{fb}, \quad (41)$$

где $\sigma_{\text{Вmax}}$ – наибольшее усилие или сжимающее напряжение во внутренней полке, получается по первой или второй комбинации усилий. В нашем случае $\sigma_{\text{Вmax}} = 102,97$ МПа;

A_{fb} – площадь сечения внутренней полки надкрановой части колонны: $A_{fb} = A_{fn} \cdot 0,3 \cdot 0,015 = 0,0045 \text{ мм}^2$;

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

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

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

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

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

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

$A_s = 2 h_{тр} \delta_{ст}$, здесь $\delta_{ст}$ – толщина стенки двутавра подкрановой ветви;

$$\delta_{ст} = 0,009 \text{ м};$$

$$A_s = 2 A_{пл} = 36 \cdot 56 = 2016 \text{ см}^2 > A_{пл}^{тр};$$

$$R_s = 0,58R_y = 0,58 \cdot 240 = 139,2 \text{ МПа};$$

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

Так как условие (43) не выполняется, увеличиваем высоту траверсы и принимаем

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

С учетом ширины имеющегося листового проката принимаем $h_{тр}^{тр} = 630 \text{ мм}$.

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 (рис. 23). Поэтому расчет и конструирование базы отдельной ветви производят так же, как в центрально сжатых колоннах.

Определение расчетных усилий в ветвях:

$$\text{- наружная ветвь } N_{b2} = |N_1| \frac{y_1}{h_0} + \frac{|M_1|}{h_0}; \quad (44)$$

$$\text{- подкрановая ветвь } N_{b1} = |N_2| \frac{y_2}{h_0} + \frac{|M_2|}{h_0}. \quad (45)$$

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

$$M_1 = -1000,64 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad N_1 = 1610,06 \text{ кН};$$

$$M_2 = 493,24 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad N_2 = -1610,06 \text{ кН};$$

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

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

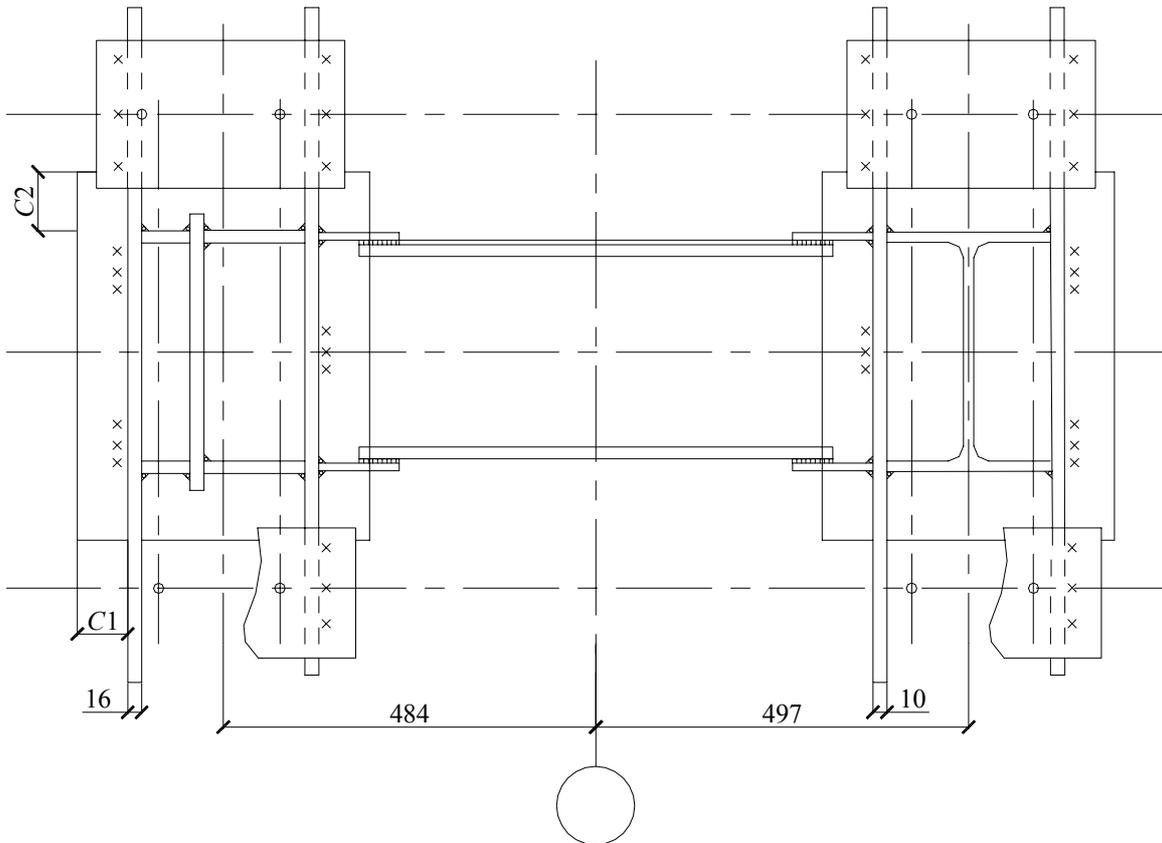


Рис. 23. База колонны

База наружной ветви

Определение размеров опорной плиты в плане:

$$A_{пл}^{тр} = \frac{N_{b2} \gamma_n}{R_{b,loc}}, \quad (46)$$

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

R_b – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию, для бетона класса В-12,5 $R_b = 7,5$ МПа;

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

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

По конструктивным соображениям назначаем размеры плиты:

$$L_{pl} \geq h_l + 2c_2, \quad c_2 = 50 \text{ мм};$$

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

$$B_{pl} \geq \frac{A_{пл}^{тр}}{L_{пл}}; \quad B_{pl} \geq \frac{1969,8}{56} = 35,1 \text{ см}.$$

Принимаем $B_{pl} = 360 \text{ мм}$.

$$A_{пл} = 36 \cdot 56 = 2016 \text{ см}^2 > A_{пл}^{тр}.$$

Среднее напряжение в бетоне под плитой

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

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 $c_1 = 89 \text{ мм}$):

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

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

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

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

Для участка III отношение более длинной стороны b к короткой a :

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

том разрушающего влияния консольных свесов по формуле

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

Расстояние между траверсами в свету:

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

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

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

Участок IV:

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

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

$$M_{\text{max}} = M_1 = 34,81 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Определим требуемую толщину плиты:

$$t_{\text{пл}}^{\text{тр}} = \sqrt{\frac{6M_{\text{max}}}{R_y \gamma_c}}, \quad (47)$$

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

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

Принимаем $t_{\text{пл}} = 32$ 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 четыре угловых шва. Сварка полуавтоматическая проволокой марки Св – 08А, $d = 1,4 \div 2$ мм, $k_f = 9$ мм, $\beta_f = 0,8$.

Требуемая длина шва

$$l_{\text{ш}}^{\text{тр}} = \frac{\gamma_n N_{b2}}{4k_f \beta_f R_{\omega f} \gamma_{\omega} \gamma_c} \leq 85 \beta_f k_f;$$

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

$$85 \beta_f k_f = 85 \cdot 0,8 \cdot 0,009 = 0,612 \text{ м}; \quad l_{\text{ш}}^{\text{тр}} < 85 \beta_f k_f$$

Принимаем $h_{тр} = 32$ см.

Расчет анкерных болтов

Усилие растяжения болтов

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

где для наружной ветви: $M = 282,412$ кН·м, $N = -354,355$ кН,

для внутренней ветви: $M = -449,539$ кН·м, $N = -354,355$ кН.

$h_0 = 98,1$ см, $y_1 = 49,7$ см.

- для первого сочетания усилий:

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

- для второго сочетания усилий:

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

Для расчета принимаем $z_{max} = z_2 = 275,619$ кН, полученному из двух расчетных комбинаций усилий.

Требуемая площадь сечения болтов

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

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

$R_{ba} = 145$ МПа;

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

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

База подкрановой ветви

Базу подкрановой ветви рассчитываем аналогично базе наружной ветви.

Размеры опорной плиты в плане:

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

По конструктивным соображениям назначаем размеры плиты:

$$L_{пл} \geq h_1 + 2c_2, \quad c_2 = 50 \text{ мм}; \quad L_{пл} \geq 450 + 2 \cdot 50 = 550 \text{ мм}.$$

Назначаем $L_{пл} = 360$ мм.

$$B_{pl} \geq \frac{A_{пл}^{тр}}{L_{пл}} = \frac{1400,5}{56} = 25 \text{ см.}$$

Принимаем $B_{pl} = 26$ см, $A_{пл} = 26 \cdot 56 = 1456 \text{ см}^2$.

Среднее напряжение в бетоне под плитой

$$\sigma_{ср} = \frac{\gamma_n N_{bl}}{A_{пл}} = \frac{0,95 \cdot 1326,79 \cdot 10^{-3}}{1456 \cdot 10^{-4}} = 8,66 \text{ МПа.}$$

Изгибающие моменты на отдельных участках плиты:

- участок I (в заземлении консольного свеса плиты)

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

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

- участок II (консольный свес $c_2 = 50$ мм):

$$M_{II} = \frac{\sigma_{ср} c_2^2}{2} = \frac{8,66 \cdot 10^3 \cdot 0,05^2}{2} = 10,8 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

- участок III (в пластинах, опертых на 4):

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

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

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

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

Определим требуемую толщину плиты:

$$t_{пл}^{тр} = \sqrt{\frac{6 \cdot 10,8}{230 \cdot 10^3 \cdot 1}} = 16,8 \text{ мм. Принимаем } t_{пл} = 20 \text{ мм.}$$

Определим высоту траверсы:

требуемая длина шва

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

Принимаем $h_{тр} = 24$ см.

5. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ПОДКРАНОВОЙ БАЛКИ

Конструкция подкрановой балки имеет двутавровое сечение, воспринимает вертикальные краевые нагрузки от 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 (катки) крана, расположенные на концевой балке кранового моста.

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

$$P_{\text{к}} = \gamma_f \gamma_n n_c k_d P_{n,\text{max}}; \quad T_{\text{к}} = \gamma_f \gamma_n n_c k_d T_{n,\text{поп}},$$

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,

$P_{n,\text{max}}$ – максимальное нормативное давление колеса крана на рельс, принимается по ГОСТ 6711-81 и ГОСТ 25711-83. $P_{n,\text{max}} = 460$ кН,

$T_{n,\text{поп}}$ – нормативная горизонтальная сила торможения грузовой тележки, приходящаяся на одно колесо крана. $T_{n,\text{поп}} = 16,9$ кН.

$$P_{\text{к}} = 1,1 \cdot 0,95 \cdot 0,85 \cdot 1,1 \cdot 460 = 449,45 \text{ кН},$$

$$T_{\text{к}} = 1,1 \cdot 0,95 \cdot 0,85 \cdot 1,1 \cdot 16,9 = 15,01 \text{ кН}.$$

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 (рис. 24).

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

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

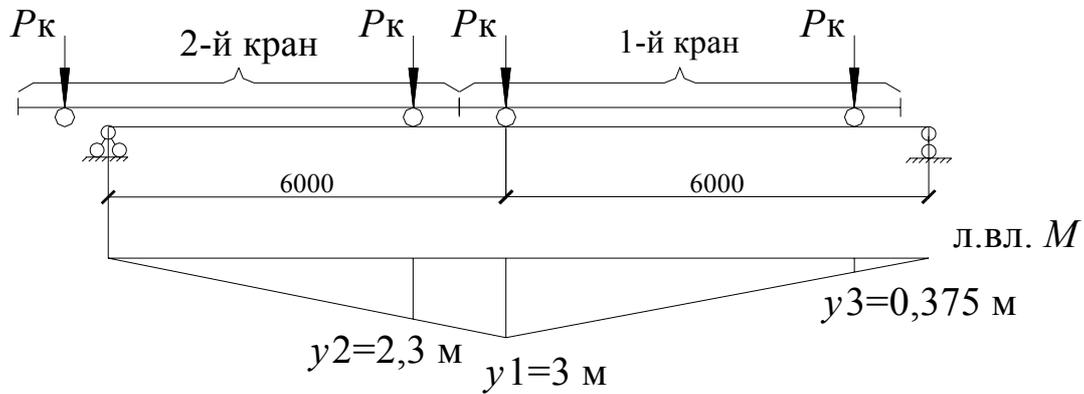
Расчетное значение изгибающего момента и поперечной силы от горизонтальной нагрузки

$$M_x = d_1 M_{\text{max}}; \quad Q_x = d_1 Q_{\text{max}};$$

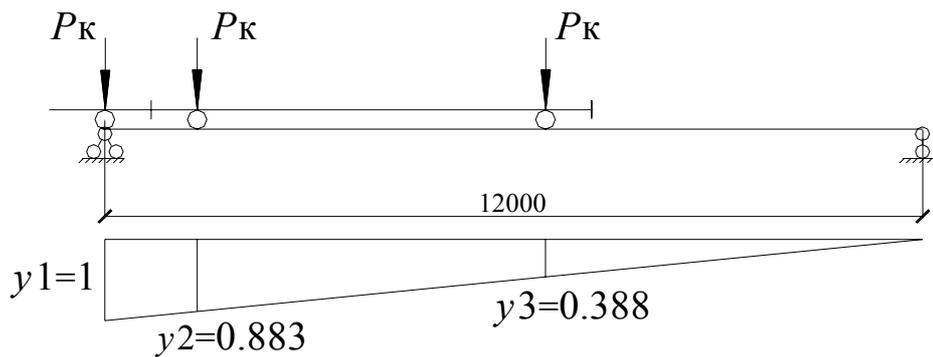
где α – коэффициент, учитывающий влияние собственного веса балки, при $B = 12$ м, $\alpha = 1,05$.

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

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



К определению M_{max}



К определению Q_{max}

Рис. 24. Линии влияния крановой нагрузки

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

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

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

5.2. Подбор сечения подкрановой балки

5.2.1. Определение высоты балки

Определим требуемый момент сопротивления:

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

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

$$W_x^{call} = \frac{2678,16 \cdot 1,05 \cdot \beta}{240 \cdot 10^3 \cdot 1} = 0,0117 \text{ м}^3 = 11 \text{ 717 см}^3.$$

Оптимальная высота балки

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

Минимальная высота балки из условия жесткости

$$h_{min} = \frac{5}{24} \frac{R_y L}{\beta E} \left[\frac{1}{f} \right] \frac{M_n}{M_x},$$

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

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

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

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

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

Принимаем $h = 130$ см (кратно 10 см).

5.2.2. Определим толщину стойки

Толщину стойки определим:

- по прочности средней стойки

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

где $R_s = 0,58 R_y = 139,2$ МПа – расчетное значение сопротивления стали срезу;

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

5.3.1. Проверка нормальных напряжений

Геометрические характеристики сечения относительно оси $x - x$:

$$Y_x = \frac{t_{\omega} h_{\omega}^3}{12} + 2b_f t_f \left(\frac{h - t_f}{2} \right)^2;$$

$$Y_x = \frac{1 \cdot 126^3}{12} + 2 \cdot 38 \cdot 2 \left(\frac{130 - 2}{2} \right)^2 = 789\,290 \text{ см}^4.$$

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

$$W_x^h = \frac{Y_x}{h/2} = \frac{789290}{130/2} = 12\,142,9 \text{ см}^3.$$

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

Расстояние от оси подкрановой балки до центра тяжести сечения:

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

где x_{ch} – координата центра тяжести швеллера относительно оси подкрановой балки;

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

$$z_0 \text{ для швеллера Z12} - 1,54 \text{ см};$$

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

x_{sh} – то же тормозного листа;

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

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

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

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

A_{sh} – площадь тормозного листа;

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

A_f – площадь верхнего пояса подкрановой балки.

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

$$x_0 = \frac{13,3 \cdot 97,46 + 66,24 \cdot 56,4}{13,3 + 66,24 + 78} = 31,94 \text{ см.}$$

$$I_y = I_{ch} + A_{ch} a_{ch}^2 + I_{sh} + A_{sh} a_{sh}^2 + I_f + A_f a_f^2,$$

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

$$I_{ch} = 37,2 \text{ см}^2;$$

$$I_{sh} = \frac{0,8 \cdot 82,8^3}{12} = 37\,844,236 \text{ см}^4;$$

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

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,

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

$$a_{ch} = 100 - 31,94 - 1 - 1,54 = 65,52 \text{ см}; \quad a_f = x_0 = 31,94 \text{ см};$$

$$I_y = 31,2 + 13,3 \cdot 65,52^2 + 37\,844,236 + 66,24 \cdot 24,46^2 + 9145,3 + 78 \cdot 31,94^2 = 223\,319,5 \text{ см}^4.$$

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

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

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

$$W_y = \frac{223319,5}{50,14} = 4384 \text{ см}^3.$$

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

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

$$\sigma_a = \frac{2618,16}{12142,9 \cdot 10^{-6}} + \frac{85,18}{4384 \cdot 10^{-6}} = 23\,981 \text{ кПа} < 240\,000 \text{ кПа} = R_y \gamma_c.$$

Нормативное напряжение в нижнем поясе

$$\sigma_x = \frac{M_x}{W_x} = \frac{2678,16}{12142,9 \cdot 10^{-6}} = 220\,554 \text{ кПа}.$$

5.3.2. Проверка касательных напряжений

Проверку касательных напряжений производим по формуле Журавского:

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

где S – статический момент полусечения балки на опоре :

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

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

$$\tau_{xy} = \frac{1071,74 \cdot 6772,5 \cdot 10^{-6}}{789\,290 \cdot 10^{-8} \cdot 0,01} = 91\,960,6 \text{ кПа} \leq 139,2 = R_s \gamma_c.$$

5.3.3. Проверка местной прочности стенки подкрановой балки

Проверка прочности стенки на действие максимальных местных напряжений

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

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_{f1} – условная длина распределения местного давления

$$l_{f1} = 3,25 \sqrt[3]{\frac{I_f + I_r}{t_\omega}},$$

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

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

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

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

$$\sigma_{loc,y} = \frac{480,7 \cdot 1,4}{0,01 \cdot 33,63 \cdot 10^{-2}} = 200 \text{ 113 кПа} \leq 240 \text{ 000 кПа} = R_s \gamma_c.$$

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

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

$$\sqrt{220,554^2 + 200,113^2 - 220,554 \cdot 200,113 + 3 \cdot 91,9606^2} = 264,43 \text{ МПа};$$

$$264,43 \text{ МПа} < 276 \text{ МПа} = 1,15 R_y \gamma_c.$$

ПРИЛОЖЕНИЕ

Варианты для курсового проектирования

Номер варианта	Пролет здания <i>L</i> , м	Грузоподъемность крана <i>Q</i> , т	Длина здания, м	Район строительства	Отметка головки кранового рельса, м	Марка стали	Класс бетона
1	24	80	9В	г. Москва	9,8	С-255	В12
2	36	100	10В	г. Воронеж	10,2	С-255	В12,5
3	24	125	11В	г. Минск	11,5	С-275	В12
4	36	160	12В	г. Владимир	11,8	С-255	В12,5
5	24	100	11В	г. Смоленск	12,4	С-275	В12
6	36	125	10В	г. Иваново	12,8	С-255	В12,5
7	24	160	9В	г. Тамбов	13,2	С-275	В12
8	36	80	11В	г. Тверь	13,5	С-255	В12,5
9	24	100	12В	г. Новосибирск	13,8	С-275	В12
10	36	125	9В	г. С.-Петербург	14,2	С-255	В12,5
11	24	160	12В	г. Вильнюс	14,5	С-275	В12,0
12	36	100	11В	г. Самара	14,8	С-255	В12,5
13	24	125	12В	г. Саратов	9,5	С-275	В12,5
14	36	160	9В	г. Астрахань	9,9	С-255	В12
15	24	100	10В	г. Волгоград	10,4	С-275	В 12,5
16	36	125	11В	г. Пенза	10,8	С-255	В12
17	24	160	10В	г. Н.-Новгород	11,2	С-275	В12,5
18	36	80	9В	г. Новгород	11,6	С-255	В12
19	24	100	9В	г. Мурманск	12,0	С-275	В12,5
20	36	125	12В	г. Архангельск	12,2	С-255	В12
21	24	160	11В	г. Дмитров	12,8	С-275	В12,5
22	36	100	9В	г. Клин	13,3	С-255	В12
23	24	125	9В	г. Уфа	13,7	С-275	В12,5
24	36	160	10В	г. Бишкек	14,0	С-255	В12
25	24	80	10В	г. Рыбинск	14,4	С-275	В12,5
26	36	100	12В	г. Вологда	9,0	С-255	В12
27	24	125	10В	г. Уренгой	15,0	С-275	В12,5
28	36	160	11В	г. Н. Тагил	9,0	С-255	В12
29	24	100	8В	г. Муром	9,2	С-275	В12,5
30	36	125	8В	г. Рига	9,5	С-255	В12
31	24	160	8В	г. Кольчугино	9,9	С-275	В12,5
32	24	80	11В	г. Кострома	10,2	С-255	В12
33	24	80	12В	г. Калининград	13,5	С-275	В12,5

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СНиП Н-23-81*. Стальные конструкции. Нормы проектирования. – М.: Стройиздат, 1990. – 94 с.
2. СНиП 2.01.07-85**. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования. – М.: Стройиздат, 2004. – 96 с.
3. *Беленя, Е. И.* Металлические конструкции. – М.: Стройиздат, 1985. – 391 с.
4. *Лихтарников, Я. М.* Расчет стальных конструкций: справ. пособие. – Киев: Будивельник, 1984. – 363 с.
5. *Кутухтин, Е. Г.* Легкие металлические конструкции одноэтажных производственных зданий: справ. проектировщика. – М.: Стройиздат, 1988. – 261 с.
6. *М.В. Попова, Н.Г. Гоньяаков, А.Г. Гоньяаков.* Методические указания к курсовому проекту по дисциплине «Металлические конструкции». – Владимир: ВлГУ, 2004. – 50 с.

Учебное издание

ПОПОВА Марина Владимировна
ГОНЬШАКОВ Назар Геннадьевич

ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ ОДНОЭТАЖНОГО
ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ С ПОЛНЫМ КАРКАСОМ

Учебное пособие

Редактор Л.В. Пукова
Корректор Е.В. Афанасьева
Компьютерная верстка А. Панфилова, Е.Г. Радченко

ЛР № 020275. Подписано в печать 25.05.05.

Формат 60×84/16. Бумага для множит. техники. Гарнитура Таймс.
Печать на ризографе. Усл. печ. л. 4,88. Уч.-изд. л. 5,21. Тираж 150 экз.

Заказ

Редакционно-издательский комплекс
Владимирского государственного университета.
600000, Владимир, ул. Горького, 87.