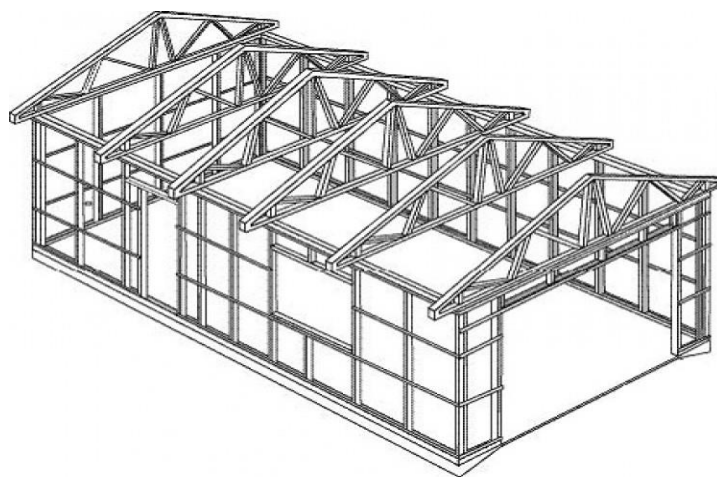


МИНОБРНАУКИ РОССИИ

Федеральное государственное бюджетное  
образовательное учреждение высшего образования

«МАЙКОПСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ  
ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Кафедра строительных и общепрофессиональных  
дисциплин



## **МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ**

по выполнению курсового проекта по дисциплине  
**«Металлические конструкции, включая сварку»**

по направлению подготовки бакалавров

**08.03.01 СТРОИТЕЛЬСТВО**

для профиля подготовки

**«Промышленное и гражданское строительство»**  
всех форм обучения

Майкоп-2019

**УДК 624.014(07)**

**ББК 38.54**

**М-54**

Рассмотрено на заседании учебно-методического совета направления  
подготовки 08.03.01 Строительство

Составитель: Меретуков З.А.

Профессор , докт. техн. наук

Рецензент: Шишова Р.Г.

канд. техн. наук, доцент

Методическое пособие содержит описание последовательности действий студента при выполнении курсового проекта, включает в себя рекомендации по, составу, объему, содержанию и оформлению курсового проекта, указания и требования, предъявляемые к конструкторской документации, список литературы.

Методические указания по выполнению курсового проекта по дисциплине «Металлические конструкции, включая сварку» для студентов по направлению подготовки бакалавров 08.03.01 «Строительство» для профиля подготовки «Промышленное и гражданское строительство» всех форм обучения.

## Содержание

1. Общие указания	3
2. Краткие методические указания к разделам курса	4
3. Задание и методические указания к выполнению курсового проекта	5
3.1 Задание и исходные данные	5
3.2 Содержание курсового проекта	8
<i>Пример выполнения курсового проекта</i>	9
1. Определение основных размеров поперечной рамы цеха	10
2. Расчет подкрановой балки	11
3. Сбор нагрузок на раму (постоянной, снеговой, от мостового крана, ветровой)	26
4. Расчет и конструирование колонны	31
5. Расчет базы колонны	35
6. Расчет и конструирование стропильной фермы	40
6.1 Сбор нагрузок на ферму	40
6.2 Определение усилий в стержнях фермы	41
6.3 Подбор сечений стержней фермы	43
7. Расчет узлов фермы	44
7.1 Нижний опорный узел	44
7.2 Верхний коньковый узел	46
Литература	47

## **1. Общие указания**

Цель методических указаний – дать направление самостоятельной работе бакалавра при изучении курса «Металлические конструкции, включая сварку».

Студент прослушивает краткий курс лекций, который может стать основой для подготовки к экзамену, а также выполняет курсовой проект «Стальной каркас одноэтажного производственного здания», который передает на рецензию, на кафедру до начала экзаменационной сессии.

Задание и рекомендации по выполнению и защите курсового проекта даны в соответствующих разделах настоящих методических указаний.

После успешной защиты курсового проекта студент сдает экзамен по части курса, включающей вопросы проектирования каркасов промышленных зданий и специальных металлических конструкций.

## **2. Краткие методические указания к разделам курса**

### **2.1. Основы стальных конструкций**

Эта часть курса дает представление и основные сведения об истории развития металлических конструкций, их достоинствах и недостатках, областях рационального применения.

Сообщаются сведения об особенностях строительных сталей, способах получения и регулирования их свойств легированием и термообработкой. Дается понятие о марках и классах сталей, группах и категориях поставки, основных механических характеристиках строительных сталей и способах их определения, а также о работе сталей при различных нагружениях. Эти сведения, а также знание сортамента металлопроката позволяют правильно выбирать марки стали и эффективные профили.

Проектирование конструкций невозможно без овладения принятым в отечественной практике методом расчета металлических конструкций по предельным состояниям. При изучении этого метода необходимо точно представлять себе возможное предельное состояние различных конструкций, то есть причину, в результате которой конструкция перестает удовлетворять предъявляемым к ней требованиям, то есть становится непригодной к эксплуатации. Следует знать характер работы элементов стальных конструкций при наиболее часто встречающихся в практике видах их нагружения (изгиб, центральное и внецентренное сжатие, т. д.) и основы их расчета по действующим нормам.

Важным является раздел о соединениях металлических конструкций. Следует, усвоить достоинства и недостатки сварных, болтовых соединений, соединений на высокопрочных болтах. Необходимо понять принцип работы перечисленных соединений и заложенные в методику расчета представления о предельном состоянии каждого из них. Необходимо усвоить требования по конструированию соединений и

понять их происхождение, то есть связь с действительной работой соединений.

## **2.2. Конструкции одноэтажных производственных зданий**

В этой части курса необходимо разобраться с особенностями производственных зданий, оснащенных крановым оборудованием, с вытекающими из этого основными положениями по их проектированию. Особое внимание следует уделять компоновке конструктивной схемы приемом модульности элементов и типизации конструкций, а также выбор типа несущих конструкций для поперечной рамы в зависимости от грузоподъемности кранов и режима их работы. При этом следует уделить внимание изучению существующей номенклатуры зданий, комплектной поставки с легкими стальными несущими и ограждающими конструкциями.

Для расчета поперечной рамы на различные нагрузки можно применять как традиционные методы строительной механики (перемещений) и выполнять расчет вручную, так и существующие прикладные программы для расчета конструкций на ЭВМ.

Знания, полученные при изучении конструкций производственных зданий, практически закрепляются при выполнении курсового проекта, когда студент самостоятельно решает все основные вопросы расчета и конструирования в пределах выданного ему задания.

## **2.3. Специальные металлические конструкции и сооружения**

В заключительной части курса изложены сведения о наиболее распространенных в практике строительства сооружениях из металла, ознакомление с которыми необходимо для самостоятельной деятельности инженера-строителя. Изучаемая большая группа сооружений охватывает такие, в которых наиболее полно реализуются преимущества металла, как материала: большепролетные здания, высотные сооружения, листовые конструкции.

Основное внимание при изучении этих сооружений следует обращать на особенности действующих нагрузок, конструктивные особенности, принципы расчета.

## **3. Задание и указания к выполнению курсового проекта «Стальной каркас промышленного здания»**

### **3.1. Задание и исходные данные**

В курсовом проекте следует разработать конструкции стального каркаса одноэтажного однопролетного бесфонарного производственного здания, оборудованного двумя кранами среднего режима работы.

Материал основных несущих конструкций студент выбирает самостоятельно, руководствуясь требованиями СНиП 11-23-81.

Данные для проектирования студент определяет из таблиц 1-5 по двум последним цифрам присвоенного ему учебного шифра.

Таблица 1

Последняя цифра шифра	Район строительства	Величина нагрузки, кПа	
		Снеговой $S_o$	Ветровой $W_o$
1	Архангельск	1,5	0,3
2	Белгород	0,7	0,3
3	Краснодар	0,5	0,48
4	Тюмень	1,0	0,38
5	Москва	1,0	0,23
6	Хабаровск	0,7	0,38
7	Красноярск	1,5	0,38
8	Игарка	2,0	0,38
9	Волгоград	0,7	0,38
0	Владивосток	0,7	0,48

Таблица 2

Предпоследняя цифра шифра	Характер покрытия
2, 4, 6, 8, 0	Утепленное
1, 3, 5, 7, 9	Холодное

Таблица 3

Последняя цифра шифра	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
Грузоподъемность кранов, кН	80	30	100	50	125	30	100	50	80	125
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Таблица 4

Последняя цифра шифра	Продольный шаг колонн, м
2, 4, 6, 8, 0	6
1, 3, 5, 7, 9	12

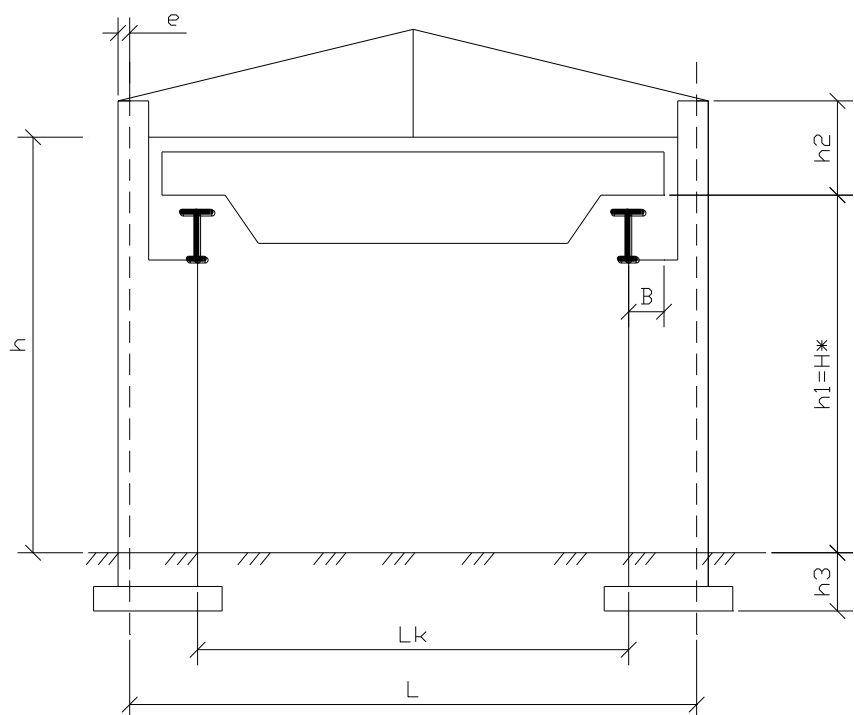


Рис. 2. Схема поперечной рамы здания

Таблица 5

Предпоследняя цифра шифра	Последняя цифра шифра									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	24	30	36	24	30	36	24	30	36	24
	10	11	12	13	14	10	11	12	13	14
2	30	36	24	30	36	24	30	36	24	30
	10	11	12	13	14	10	11	12	13	14
3	36	24	30	36	24	30	36	24	30	36
	10	11	12	13	14	10	11	12	13	14
4	24	30	36	24	30	36	24	30	36	24
	10	11	12	13	14	10	11	12	13	14
5	30	36	24	30	36	24	30	36	24	30
	10	11	12	13	14	10	11	12	13	14
6	36	24	30	36	24	30	36	24	30	36
	10	11	12	13	14	10	11	12	13	14
7	24	30	36	24	30	36	24	30	36	24
	10	11	12	13	14	10	11	12	13	14
8	30	36	24	30	36	24	30	36	24	30
	10	11	12	13	14	10	11	12	13	14
9	36	24	30	36	24	30	36	24	30	36
	10	11	12	13	14	10	11	12	13	14
0	24	30	36	24	30	36	24	30	36	24
	10	11	12	13	14	10	11	12	13	14

### 3.2. Содержание курсового проекта

Курсовой проект состоит из пояснительной записки и графической части.

Пояснительная записка содержит следующие основные разделы.

1. Описание конструктивной схемы проектируемого здания.
2. Расчет подкрановой балки:
  - определение расчетных усилий;
  - подбор и компоновка сечения;
  - расстановка ребер жесткости и проверка местной устойчивости стенки;
  - расчет поясных швов;
  - расчет опорной части балки;
  - проверка выносивости.
3. Расчет стропильной фермы:
  - определение расчетных усилий в стержнях;
  - подбор сечений элементов фермы;
  - расчет опорного, монтажного и промежуточного узлов.
4. Сбор нагрузок на поперечную раму зданий, статический расчет с составлением таблицы расчетных усилий.
5. Расчет внецентренно-нагруженной колонны каркаса:
  - подбор и компоновка сечений верхней и нижней части колонны;
  - расчет узла сопряжения надкрановой и подкрановой частей колонны;

Расчет базы колонны.

Графическая часть выполняется на 1,5 – 2 листах формата А1:

- поперечный разрез здания, план связей по верхним, нижним поясам ферм и по колоннам;
- чертеж подкрановой балки (3 вида, сечение);
- чертеж колонны (главный вид, сечения по верхней и нижней части, базе и траверсе в месте изменения сечения);
- узел опирания подкрановых балок на колонну и фермы на колонну;
- чертеж отправочной марки фермы с геометрической схемой, узлами (в крупном масштабе) и спецификацией.

При выполнении курсового проекта следует руководствоваться литературой.

**ЛИТЕРАТУРА:**

Основная

1. Металлические конструкции. Общий курс: Учебник для вузов. Под общ. ред. Е.И. Беленя, - М.; Стройиздат, 1985 – 560 с.
2. Металлические конструкции. Вопросы и ответы. Учебное пособие для вузов/Под общ. ред. В.В. Бирюлева. – М.: Изд. АСВ, 1994. – 336 с.
3. СНиП 11-23-81 Стальные конструкции. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 96 с.

Дополнительная



4. Металлические конструкции. Специальный курс: Учебное пособие для вузов /Под ред. Е.И. Беленя – 2-е изд. – М.: Стройиздат, 1982. – 472 с.

5. Мандриков А.П. Примеры расчета металлических конструкций: Учебное пособие для техникумов – М.: Стройиздат, 1991. – 431 с.

6. Михайлов А.М. Сварные конструкции: Учебное пособие для техникумов. – М.: Стройиздат, 1983. – 367 с.

7. СНиП 2.01.07. – 85. Нагрузки и воздействия. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 35 с.

### ***Пример выполнения курсового проекта***

Длина здания 60м

Высота  $H=14,8\text{м}$  (от пола до головки подкранового рельса)

Район строительства г. Архангельск

Пролет цеха 24,8м

Шаг колонн 12м

Снеговая зона IV –  $1,5S_0$

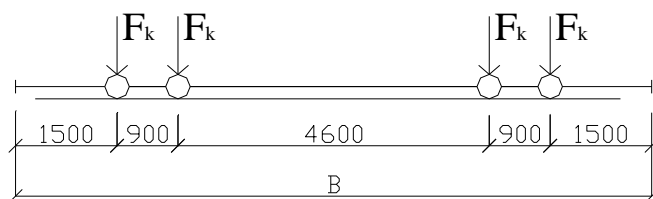
Ветровая зона II –  $0,3W_0$

Грузоподъемность крана 125т

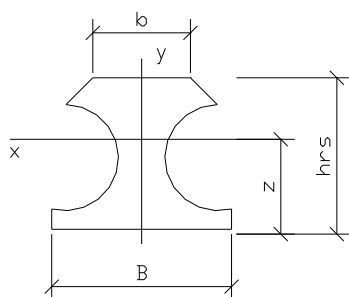
Масса крана  $m_k=124\text{т}$

Масса тележки  $m_T=39\text{т}$

$m_k=112\text{т}$   $F_1=505\text{кН}$   $F_2=535\text{кН}$   $H_k=4000\text{мм}$   $A_{кр}=4600\text{мм}$   $B=9400$   
 $B_1=400\text{мм}$



*Рис.1. Схема мостового опорного крана*



TRS –КР120

$H_{rs}=170\text{мм}$

$B=170\text{мм}$

$b=120\text{мм}$

$z=87\text{мм}$

$A=150,7\text{см}^2$

$I_x=4794,2\text{см}^4$

$I_y=1672\text{см}^4$

$m=118,29\text{кг/м}$

## 1. Определение основных размеров поперечной рамы цеха.

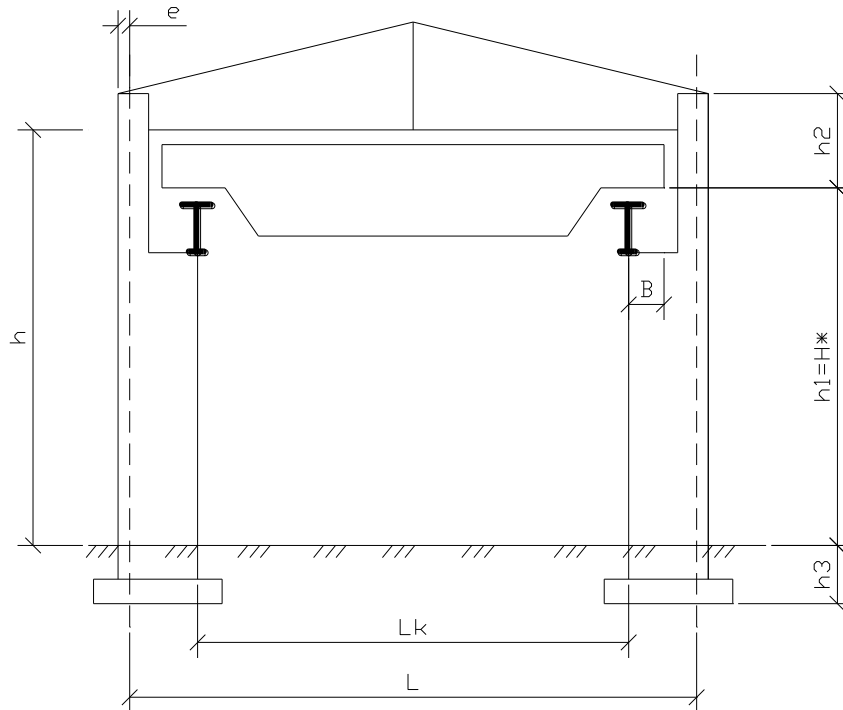


Рис.2 К определению основных размеров поперечной рамы

Определение пролета мостового крана:

$$L_k = L - 2 = 28,9 - 2 = 26,9 \text{ м, т.к. } Q=125 \text{ т}$$

Высота колонны от обреза фундамента до оси нижнего пояса ригеля определяется по формуле:

$$h_1 = 14,8 \text{ м}$$

$$h_2 = H_k + (150 \div 100) = 4000 + 100 = 4100 \text{ мм} = 4,1 \text{ м}$$

$H_k$  – высота крана

150 мм – минимальная величина, учитывающая высоту выступающих вниз элементов связей по нижним поясам ферм и прогиб конструкции покрытия

100 мм – минимальный зазор между конструкцией крана и низом покрытия

$h_1$  – расстояние от нулевой отметки до головки кранового рельса

$h_2$  – расстояние от головки подкранового рельса до оси нижнего пояса ригеля

$h_3$  – заглубление башмаков колонн рамы ниже уровня пола цеха, принимаемое равным:

$$0,8 - 1,0 \text{ м при } Q=80 \div 125 \text{ т}$$

$$H = h_1 + h_2 + h_3 = 14,8 + 4,1 + 1 = 19,9 \text{ м}$$

Высоту сечения подкрановой части колонны из условия свободного прохода крана назначают не менее:

$$m = e + B_1 + D$$

$e$  – величина сечения подкрановой части колонны, принимаем равной 750 мм, т.к.  $Q=125$ т

$B_1$  – свес мостового крана (за осью подкранового рельса)

$D$  – минимальный зазор внутренней гранью колонны и конструкцией мостового крана, принимаемый равным 60 – 100 мм.

$$m = 750 + 400 + 100 = 1250 \text{ мм} = 1,25 \text{ м}$$

При этом высота сечения нижней части колонны из условия жесткости должна быть не менее:  $m = \frac{1}{22} \cdot H_k$

$$m = \frac{1}{22} \cdot 4000 = 181,82 \text{ мм}, \text{ принимаем } m = 1,25 \text{ м}$$

Расчетный пролет рамы равен расстоянию между осями подкрановых частей колонн:

$$L_p = L + e - 500 \text{ мм} = 24800 + 750 - 500 = 25,05 \text{ м}$$

Расчетный пролет ригеля рамы (фермы):

$$L_\phi = L_p - e = 25,05 - 0,75 = 24,3 \text{ м}$$

Определение высоты ригеля в середине пролета и на опоре:

$$h_\phi = \frac{1}{7} \div \frac{1}{9} L_\phi = \frac{1}{8} \cdot 24,3 = 3,038 \text{ м}$$

$$h_o = \frac{1}{10} \div \frac{1}{15} L_\phi = \frac{1}{12} \cdot 24,3 = 2,025 \text{ м}$$

Осредненное давление колес крана:

$$F_k = \frac{F_1 + F_2}{2} = \frac{505 + 535}{2} = 520 \text{ кН}$$

Нормативная сила горизонтального давления колеса крана на рельс от поперечного торможения тележки крана с гибким подвесом груза определяется по формуле:

$$T_k^n = \frac{0,05 \cdot (Q + G_T)}{n_0} \quad n_0 = 4, \text{ т.к. 4 колеса}$$

$Q$  – номинальная грузоподъемность крана, т

$G$  – вес тележки, т

$n_0$  – число колес с одной стороны крана

$n_0 = 4$ , т.к. 4 колеса

$$T_k^n = \frac{0,05 \cdot (Q + G_T)}{n_0} = \frac{0,05 \cdot (125 \text{ т} + 39 \text{ т})}{4} = 2,05 \text{ т} = 2050 \text{ кг}$$

## 2. Расчет подкрановой балки

Необходимо произвести расчет и конструирование однопролетной сплошной подкрановой балки несимметричного(с развитым верхним поясом) постоянного сечения со специальной тормозной балкой.

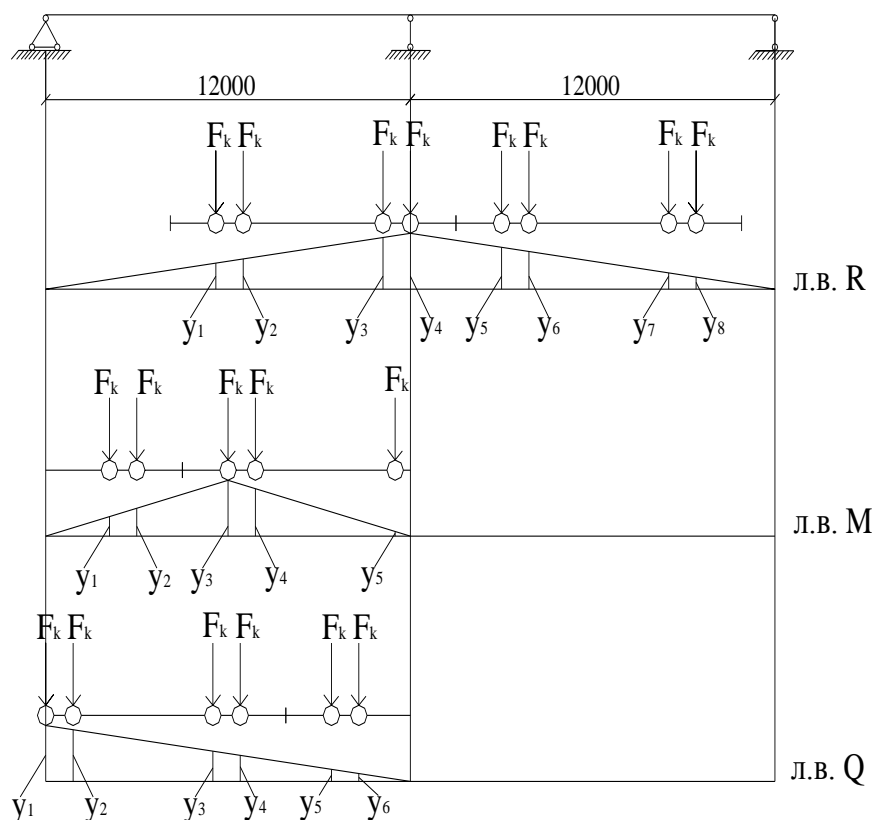
Нагрузками на подкрановую балку являются:

- вертикальная нагрузка от двух мостовых кранов заданной грузоподъемности и собственный вес подкрановой балки с учетом веса тормозной балки и подкранового рельса;
- горизонтальная, от одновременного торможения тележек грузами обоих кранов.

#### А) Определение расчетных усилий.

Величины изгибающих моментов и поперечных сил определяются по линиям влияния.

Определение усилий от вертикальной нагрузки



Линия влияния  $R$

$$R = F_1 \cdot (y_1 + y_2 + y_5 + y_6) + F_2 \cdot (y_3 + y_4 + y_7 + y_8) =$$

$$= 505 (0,467 + 0,542 + 0,75 + 0,675) + 535 (0,925 + 1 + 0,292 + 0,217) = 2531,36 \text{ кН}$$

Линия влияния  $M$

$Kg = 1,2$  динамический коэффициент

$\gamma_n = 0,95$  коэффициент надежности по назначению

$n = 1,1$  коэффициент надежности по нагрузке

$n_c = 0,95$  коэффициент сочетания нагрузки

$\alpha = 1,02$  коэффициент, учитывающий собственный вес конструкции

$\Sigma y$  – сумма ординат линии влияния

$$M = F_1 \cdot (y_3 + y_4) + F_2 \cdot (y_1 + y_2 + y_5) =$$

$$= 505 \cdot (0,35 + 0,5 + 0,083) + 535 \cdot (1 + 0,85) = 978,405 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Величина расчетного изгибающего момента от вертикальных сил определяется по формуле:

$$M_{\max} = K_g \cdot \gamma_n \cdot n \cdot n_c \cdot \alpha \cdot F \cdot \Sigma y =$$

$$= 1,2 \cdot 0,95 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot 1,02 \cdot 978,405 = 1188,885 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Линия влияния Q

$$Q = F_1 \cdot (y_3 + y_4) + F_2 \cdot (y_1 + y_2 + y_5 + y_6) =$$

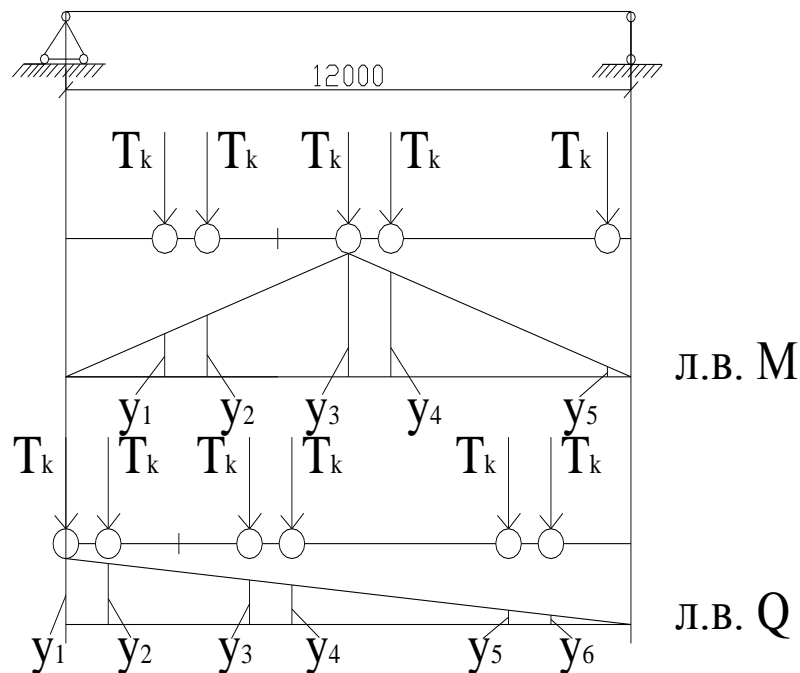
$$= 505 \cdot (0,667 + 0,592) + 535 \cdot (1 + 0,917 + 0,208 + 0,133) = 1843,825 \text{ кН}$$

Расчетная поперечная сила от вертикальной нагрузки определяется по формуле:

$$Q_{\max} = K_g \cdot \gamma_n \cdot n \cdot n_c \cdot \alpha \cdot F \cdot \Sigma y =$$

$$= 1,2 \cdot 0,95 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot 1,04 \cdot 1843,825 = 2284,411 \text{ кН}$$

Определение усилий от горизонтальной нагрузки



$T_k$  – горизонтальная сила одного колеса крана от поперечного торможения тележки с грузом;

$$M = T_k \cdot (y_1 + y_2 + y_3 + y_4 + y_5) = 2050 \cdot (0,6 + 1,05 + 3 + 2,55 + 0,25) = 15272,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{\max} = k_g \cdot \gamma_n \cdot n \cdot n_c \cdot \alpha \cdot T_k \cdot \Sigma y = 1,2 \cdot 0,95 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot 1,02 \cdot 15272,5 = 18558,012 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q = T_k \cdot (y_1 + y_2 + y_3 + y_4 + y_5 + y_6) = 2050 \cdot (1 + 0,917 + 0,667 + 0,592 + 0,208 + 0,133) = 7209,85 \text{ кН}$$

$$Q_{\max} = 1,2 \cdot 0,95 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot 1,04 \cdot 7209,85 = 8932,658 \text{ кН}$$

**Б) Подбор сечения подкрановой балки.**

Подбор сечения балки начинается с определения ее высоты из условия прочности и жесткости.

Оптимальная высота из условия прочности, отвечающая наименьшей ее массе при упругой работе материала, определяется по формуле:

$$h_{opt} = K \cdot \sqrt{\frac{W_{mp}}{t_{cm}}}$$

$k$  – коэффициент, равный для сварных балок.  $k = 1,15$

$W_{mp}$  – требуемый момент сопротивления сечения балки

$t_{cm}$  – толщина стенки, определяемая по эмпирической формуле

$$t_{cm} = 7 + 3h(мм)$$

$$h = \left( \frac{1}{6} \div \frac{1}{9} \right) \cdot l = \frac{1}{7} \cdot 12 = 1,7 м$$

$h$  – высота балки подставляется в метрах

$l$  – пролет подкрановой балки

$$t_{cm} = 7 + 3 \cdot 1,7 = 12,1 мм$$

$$W_{mp} = \frac{M_{max}}{0,9R} = \frac{47318674,26 кэ \cdot см}{0,9 \cdot 2300 \frac{кэ}{см^2}} = 22372,896 см$$

$R$  – расчетное сопротивление материала балки

$$h_{opt} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{22372,896}{12,1}} = 49,45 см$$

Наименьшая допустимая высота балки из условия жесткости определяется по формуле:

$$h_{min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{R \cdot l \cdot n_0}{E \cdot n_{cp}}$$

$n_{cp}$  – осредненный коэффициент перегрузки, примерно равный 1,1

$n_0$  – величина, обратная предельному значению относительного прогиба балки, при кранах грузоподъемностью более 50 т  $n_0 = 750$

$$h_{min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{2300 \cdot 1200 \cdot 750}{2 \cdot 10^6 \cdot 1,1} = 200 см$$

Принятая высота стенки балки должна быть не менее  $h_{min}$  и близкой к  $h_{opt}$ .

Принимаем высоту стенки равной  $h_{min} = 200 см$

Приняв коэффициент  $\beta = 0,9$

$$\frac{M_{max}(\kappa H M)}{R \left( \frac{\kappa H}{см^2} \right)} = \frac{4731,867}{23} = 205,73$$

по графику подбираем полной площадки поперечного сечения балки А и площади поперечного сечения стенки Аст находим площади сечения поясов:

верхнего пояса:

$$A_v = \frac{A}{1 + \beta} - 0,5 A_{ст}$$

$$A_v = \frac{380 \text{ см}^2}{1 + 0,9} - 0,5 \cdot 240 \text{ см}^2 = 80 \text{ см}^2$$

нижнего пояса по формуле:

$$A_n = \frac{A}{1 + \beta} \cdot \beta - 0,5 A_{ст}$$

$$A_n = \frac{380 \text{ см}^2}{1 + 0,9} \cdot 0,9 - 0,5 \cdot 240 \text{ см}^2 = 60 \text{ см}^2$$

$$\text{Задаем ширину пояса: } t_{en} = \frac{A_v}{e_g} = \frac{80 \text{ см}^2}{50 \text{ см}} = 1,6 \text{ см} = 16 \text{ мм}$$

Толщина нижнего пояса = толщине верхнего пояса  $t_{вп} = t_{нп}$

$$\text{Ширина определяется по формуле: } e_n = \frac{A_n}{t_{ин}} = \frac{60 \text{ см}^2}{1,6 \text{ см}} = 37,5 = 38 \text{ см}$$

При назначении сечений поясов необходимо иметь в виду следующие условия:

$$1. t_{п} = 16 \text{ мм}$$

$$2. t_{п} > t_{ст} \quad 16 \text{ мм} > 12 \text{ мм}$$

3. Должна быть обеспечена местная устойчивость поясов

$$\frac{e_n}{t_n} \leq \sqrt{\frac{E}{R}}$$

$$\frac{38 \text{ см}}{1,6 \text{ см}} \leq \sqrt{\frac{2 \cdot 10^6}{2300 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2}}}$$

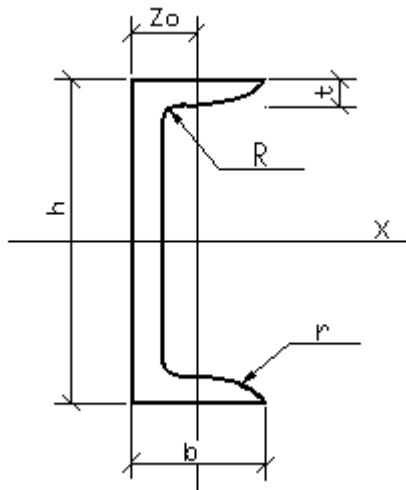
$$23,75 \leq 29,48$$

$$E\text{-модуль упругости} = 2 \cdot 10^6$$

$$4. t_{п} \leq 3 t_{ст} \quad 16 \text{ мм} \leq 36 \text{ мм}$$

Тормозная балка состоит из горизонтального места и швеллера, а также включается верхний пояс подкрановой балки.

Швеллер принимаем №14. (Сталь горячекатаная, швеллеры по ГОСТ 8240-93)



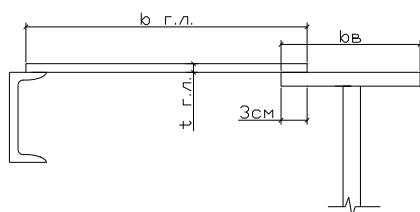
$$h=140\text{мм}, \quad b=58\text{мм}, \quad s=4.9\text{мм}, \quad t=8.1\text{мм}, \quad A=16.60\text{см}^2$$

$$I_x=491\text{см}^4 \quad W_x=70.2\text{ см}^3 \quad z_0=1.67\text{см}.$$

Горизонтальный лист тормозной балки принимаем толщиной  $t_{\text{гл}}=6\text{мм}$

Ширина листа может быть найдена по формуле:

$$b_{\text{гл}} = m - 0,5b_s - 6(\text{см}) + 3(\text{см}) - e = 125 - 0,5 \cdot 50 - 6 + 3 - 75 = 16\text{см}$$



6см-необходимый зазор между стеновыми панелями и тормозной балкой.

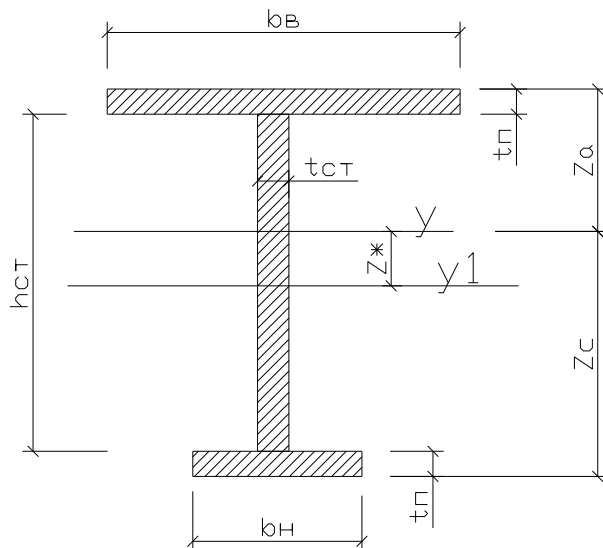
3см-минимальная величина нахлестки горизонтального листа на пояс.

$m$ -высота сечения нижней части колонны

$b_{\text{в}}$ -ширина верхнего пояса подкрановой балки

*В) Проверка принятого сечения подкрановой балки по нормальным напряжениям.*





Определение центра тяжести сечения, подкрановой балки относительно середины высоты стенки (ось  $y_1-y_1$ ) производится по формуле:

$$Y = \frac{S_{z_1}}{A}$$

$$S_z = \epsilon_{zl} \cdot t_{zl} \left( \frac{\epsilon_{zl}}{2} + \frac{\epsilon_e}{2} - 3 \right) + F_c \left( \epsilon_{zl} + \frac{\epsilon_e}{2} - 3 + 6 - z_0 \right)$$

$$S_z = 16 \text{ см} \cdot 0,6 \text{ см} \left( \frac{16}{2} + \frac{50}{2} - 3 \right) + 16,6 \left( 16 + \frac{50}{2} - 3 + 6 - 1,67 \right) = 990,678 \text{ см}^3$$

$$A = A_c + \epsilon_{zl} \cdot t_{zl} + \epsilon_e \cdot t_n = 16,60 + 16 \cdot 0,6 + 50 \cdot 2 = 106,2 \text{ см}^2$$

$$y = \frac{990,678 \text{ см}^3}{106,2 \text{ см}^2} = 9,3 \text{ см}$$

Момент инерции сечения подкрановой балки относительно оси ( $y_1-y_1$ ) проходящей через центр тяжести сечения:

$$J_y = \frac{\epsilon_e \cdot t_n^3}{12} + \epsilon_e \cdot t_n \left( \frac{h_{cm}}{2} + \frac{t_n}{2} - z^* \right)^2 + \frac{t_n \cdot h_{cm}^3}{12} + t_n \cdot h_{cm} (z)^2 +$$

$$+ \frac{\epsilon_n t_n^3}{12} + \epsilon_n \cdot t_n \left( \frac{h_{cm}}{2} + \frac{t_n}{2} + z^* \right)^2$$

$$J_y = \frac{50 \cdot 1,6^3}{12} + 50 \cdot 1,6 \left( \frac{200}{2} + \frac{1,6}{2} - 5,3 \right)^2 + \frac{1,2 \cdot 200^3}{12} + 1,2 \cdot 200 \cdot 5,3^2 +$$

$$+ \frac{38 \cdot 1,6^3}{12} + 38 \cdot 1,6 \left( \frac{200}{2} + \frac{1,6}{2} + 5,3 \right)^2 = 2211824,06 \text{ см}^4$$

$$Z^* = \frac{S_{y_1}}{An \cdot \bar{\sigma}}$$

$$S_{y_1} = \theta_{\epsilon} \cdot t_n \left( \frac{h_{cm}}{2} + \frac{t_n}{2} \right) - \theta_{\epsilon} \cdot t_n \left( \frac{h_{cm}}{2} + \frac{t_n}{2} \right)$$

$$S_{y_1} = 50 \cdot 1,6 \left( \frac{200}{2} + \frac{1,6}{2} \right) - 38 \cdot 1,6 \left( \frac{200}{2} + \frac{1,6}{2} \right) = 2016 \text{ см}^3$$

$$A_{n.\bar{o}} = h_{cm} \cdot t_{cm} + \theta_{\epsilon} \cdot t_n + \theta_{\text{н}} \cdot t_n$$

$$A_{n.\bar{o}} = 200 \cdot 1,2 + 50 \cdot 1,6 + 38 \cdot 1,6 = 380 \text{ см}^2$$

$$Z^* = \frac{2016 \text{ см}^3}{380 \text{ см}^2} = 5,3 \text{ см}$$

Момент инерции относительно оси z-z тормозной балки

$$I_z = I_{cz2} + A_c \cdot \left( b_{\epsilon l} + \frac{b_{\epsilon}}{2} - 3(\text{см}) + 6(\text{см}) - z_0 - y \right)^2 + \frac{t_{\epsilon l} \cdot b_{\epsilon l}}{12} +$$

$$+ b_{\epsilon l} \cdot t_{\epsilon l} \cdot \left( \frac{b_{\epsilon l}}{2} + \frac{b_b}{2} - 3(\text{см}) - y \right)^2 + \frac{t_{\epsilon} \cdot b_{\epsilon}^3}{12} + t_{\epsilon} \cdot b_{\epsilon} \cdot y^2$$

$$I_z = 45,4 + 16,60 \left( 16 + \frac{50}{2} - 3 + 6 - 1,67 - 9,3 \right)^2 + \frac{0,6 \cdot 16^3}{12} + 2 \cdot 16 \cdot \left( \frac{16}{2} + \frac{50}{2} - 3 - 9,3 \right)^2 + \frac{1,6 \cdot 50^3}{12} + 1,6 \cdot 50 \cdot 9,3^2 = 46059,854 \text{ см}^4$$

Проверяем нормальные напряжения в наиболее напряженных точках сечения подкрановой балки и тормозной производится по формулам:

$$\sigma_a = \frac{M_{\max}}{W_y} + \frac{M_{\max}^{zop}}{W_{za}} \leq R$$

$$W_{za} = \frac{I_z}{y_a} = \frac{46059,854 \text{ см}^4}{34,3 \text{ см}} = 1342,853 \text{ см}^3$$

$$y_a = \left( y + \frac{e_6}{2} \right) = 9,3 + \frac{50}{2} = 34,3 \text{ см}$$

$$W_{ya} = \frac{I_y}{z_a} = \frac{2211824,06 \text{ см}^4}{93,6 \text{ см}} = 23630,599 \text{ см}^3$$

$$z_a = \frac{h_{cm}}{2} + t_n - z^* = \frac{200}{2} + 1,6 - 5,3 = 93,6 \text{ см}$$

$$\sigma_a = \frac{18558,012 \text{ кгс} \cdot \text{см}}{1342,853 \text{ см}^3} + \frac{4731,867 \text{ кгс} \cdot \text{см}}{23630,599 \text{ см}^3} \leq 2300 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2}$$

$$1402 \leq 2300 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2}$$

$$\sigma_c = \frac{M_{\max}}{W_{yc}} \leq R$$

$$W_{yc} = \frac{I_y}{z_c} = \frac{2211824,06 \text{ см}^4}{101,6 \text{ см}} = 21769,92 \text{ см}^3$$

$$z_c = \frac{h_{cm}}{2} + t_n + z^* = \frac{200}{2} + 1,6 + 5,3 = 101,6 \text{ см}$$

$$\sigma_c = \frac{18558,012 \frac{\text{кгс}}{\text{см}}}{21769,92 \text{ см}^3} = 852,46 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2}$$

$$852,46 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2} \leq 2300 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2}$$

$$\sigma_d = \frac{M_{\max}^{\text{сop}}}{W_{zd}} \leq R$$

$$W_{zd} = \frac{J_z}{y_d} = \frac{46058,854 \text{ см}^4}{34,7 \text{ см}} = 1327,373 \text{ см}^3$$

$$y_d = e_{\text{эл}} + \frac{e_6}{2} - 3 + 6 - y = 16 + \frac{50}{2} - 3 + 6 - 9,3 = 34,7 \text{ см}$$

$$\sigma_d = \frac{18558,012 \text{ кгс} \cdot \text{см}}{1327,373 \text{ см}^3} = 139,81 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2}$$

Г) Проверка прочности стенки балки по касательным напряжениям.

Наибольшие касательные напряжения действуют в фибрах, расположенных по нейтральной оси балки равны:

$$\tau_{\max} = \frac{Q_{\max 2} \cdot S_y}{t_{cm} \cdot J_y}$$

$$S_y = e_6 \cdot t_n \left( \frac{h_{cm}}{2} + \frac{t_n}{2} - z^* \right) + \left( \frac{h_{cm}}{2} - z^* \right) \cdot t_{cm} \cdot \frac{1}{2} \left( \frac{h_{cm}}{2} - z^* \right)$$

$$S_y = 50 \cdot 1,6 \left( \frac{200}{2} + \frac{1,6}{2} - 5,3 \right) + \left( \frac{200}{2} - 5,3 \right) \cdot 1,2 \cdot \frac{1}{2} \left( \frac{200}{2} - 5,3 \right) = 13020,854 \text{ см}^3$$

$$\tau_{\max} = \frac{228441 \text{ кгс} \cdot \text{см} \cdot 13020,854 \text{ см}^3}{1,2 \text{ см} \cdot 2211824,06 \text{ см}^4} = 11206,8 \frac{\text{кгс}}{\text{см}}$$

$Q_{\max}$ -максимальная перерезывающая сила в опорном сечении  
 $S_y$ - статический момент полусечения балки относительно оси  $y_1$ - $y_1$

*Д) Проверка стенки балки на местное смятие.*

Давление колес крана через подкрановый рельс и верхний пояс передается на стенку балки. Под воздействием этого давления может произойти смятие стенки.

Проверка производится по формуле.

$$\sigma_{\text{м}} = \frac{n \cdot \gamma_f \cdot F_K}{t_{\text{см}} \cdot l_M} \leq R$$

$$\gamma_f = 1,1$$

$$n = 1,1$$

$$C = 3,25$$

$l_M$ - условная длина распределения давления колеса крана принимается равной:  $l_M = C \cdot \sqrt[3]{\frac{J_n}{t_{\text{см}}}}$ ; где

$$J_n = \frac{\sigma_n \cdot t_n^3}{12} + J_{\text{рельса}} = \frac{50 \cdot 1,6^3}{12} + 4794,2 = 4811,27 \text{ см}^4$$

$$l_M = 32,5 \cdot \sqrt[3]{\frac{4811,27}{1,2}} = 51,63 \text{ см}$$

$$\sigma_M = \frac{1,1 \cdot 1,1 \cdot 520}{1,2 \cdot 51,63} = 10,63 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

*Е) Расчет поясных швов балки.*

Верхние поясные швы в подкрановых балках, непосредственно воспринимающие нагрузки от кранов, должны выполняться с проваром на всю толщину стенки. Такие швы равнопрочны материалу балки и расчетом не проверяются.

Нижние поясные швы воспринимают сдвигающее усилие и их толщина должна быть не менее:

$$K_{ш} = \frac{Q_{\max} \cdot S_n}{2(\beta \cdot R_{y^{cs}})_{\min} \cdot I_y}$$

$Q_{\max}$ -максимальная перерезывающая сила в опорном сечении балки.  
 $S_n$ -статический момент нижнего пояса относительно оси  $y$ - $y$

$$S_n = \sigma_n \cdot t_n \left( \frac{h_{\text{см}}}{2} + \frac{t_n}{2} + z^* \right) = 33 \cdot 1,6 \left( \frac{200}{2} + \frac{1,6}{2} + 5,3 \right) = 6366 \text{ см}^3$$

$$R_{wz} = \frac{c_1 \cdot R_{un}}{\gamma_u \cdot \gamma_{mz}} = \frac{0,7 \cdot 35}{1,3 \cdot 1,2} = 15,71$$

$$R_{wff} = \frac{0,7 \cdot 41}{1,3 \cdot 1,25} = 17,66$$

$$R_{wz} \cdot \beta_z = 15,71 \cdot 1 = 15,71$$

$$R_{wff} \cdot \beta_f = 17,66 \cdot 0,7 = 12,36$$

$R_{wz}$ -расчетное сопротивление для металла с листом сплавления

$R_{wff}$ -расчетное сопротивление для шва

$\beta_f$ - принимается в зависимости от толщины катета 0.7-0.9

$\beta_z$ -коэффициент учитывающий глубину плавления шва.

$$\kappa_{un} \geq \frac{22,844 \frac{\kappa H}{\text{см}^2} \cdot 6366 \text{см}^3}{2 \cdot 12,873 \frac{\kappa H}{\text{см}^2} \cdot 2211824,06 \text{см}^4} = 0,0027 \text{см}$$

Кш-принимается равный 0,7мм

Тип электрода (ГОСТ 9467-75) Э50, Э50А

Марка проволоки АН8, ПП-АНЗ

*Ж) Проверка местной устойчивости стенки подкрановой балки.*

Устойчивость стенки балки будет обеспечена при любом напряженном состоянии, если соблюдается неравенство:

$$\lambda_{cm}^- = \frac{h_{cm}}{t_{cm}} \sqrt{\frac{R}{E}} \leq 2,2$$

$$\lambda_{cm}^- = \frac{200 \text{см}}{1,2 \text{см}} \sqrt{\frac{2300 \frac{\kappa \text{э}}{\text{см}^2}}{2 \cdot 10^6 \frac{\kappa \text{э}}{\text{см}^2}}}$$

$$5,65 \leq 2,2$$

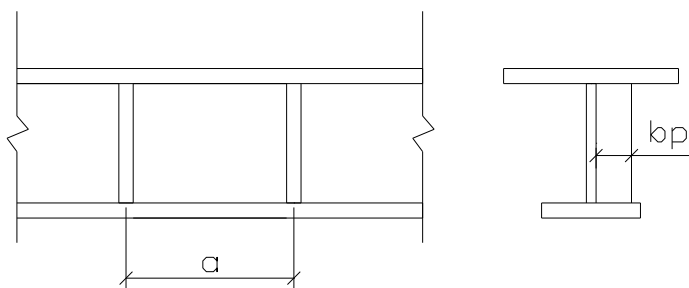
Условие устойчивости не проходит для этого стенку балки укрепляют парными поперечными ребрами жесткости.

Ребра ставятся на равных расстояниях по длине всей балки. При этом расстояние между ребрами не должно превышать  $a_{\max}$ :

$$a_{\max} = 2h_{cm} = 2 \cdot 200 = 400 \text{см}.$$

Ширина выступающей части парного симметричного ребра:

$$b_p = \frac{h_{cm}}{30} + 40 \text{мм} = \frac{200}{30} + 4 = 10,67 \text{см}$$



Толщина ребра: 
$$t_p = 2\sigma_p \cdot \sqrt{\frac{R}{E}} = 2 \cdot 10,67 \sqrt{\frac{2300}{2 \cdot 10^6}} = 0,73 \text{ см}$$

Размеры поперечного сечения ребра назначают по ГОСТУ 103-70 на полосовую сталь. Проверка устойчивости стенки балки расчетом не требуется, если при наличии местных напряжений ( $\sigma_m \neq 0$ ) соблюдается неравенство:

$$\lambda_{cm} = \frac{h_{cm}}{t_{cm}} \cdot \sqrt{\frac{R}{E}} \leq 2,5$$

R – расчетное сопротивление

E – модуль упругости

$$\lambda_{cm} = \frac{200}{1,2} \sqrt{\frac{2300}{2 \cdot 10^6}} \leq 2,5 \quad \text{условие не выполняется тогда проверку}$$

устойчивости стенки балки должна производиться с учетом всех компонентов напряженного состояния ( $\sigma, \tau, \sigma_m$ ).

Устойчивость стенки балки несимметричного сечения (с более развитым верхним поясом) проверяется по формуле:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{кр}} + \frac{\sigma_m}{\sigma_{мкр}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{кр}}\right)^2} \leq \gamma_{cm}$$

Краевое сжимающее напряжение  $\sigma$  у расчетной границы отсека определяется по формуле:

$$\sigma = \frac{M_{cp}}{I_x} \cdot (z_1 - t_n)$$

$M_{cp}$ ,  $Q_{cp}$  – среднее значение изгибающего момента и перерезывающей силы в пределах отсека, если его длина  $a$  не превосходит его высоту  $h_{ст}$ , то  $\sigma, \tau$

Вычисляется по средним значениям  $M_{cp}$  и перерезывающей силы  $Q_{cp}$ .

$$z_1 = \frac{h_{cm}}{2} + t_n - z = 100 + 1,6 - 5,3 = 96,3 \text{ см}$$

$$M_1 = 520 \cdot 1,38 + 520 \cdot 1,83 + 520 \cdot 2,67 + 520 \cdot 2,33 = 5309,2 \text{ кНм}$$

$$M_1 = 0,95 \cdot 1,2 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot 1,05 \cdot 5309,2 = 6641,09 \text{ кНм}$$

$$M_2 = 520 \cdot 1,36 + 520 \cdot 1,81 + 520 \cdot 2,96 + 520 \cdot 2,59 = 4534,4 \text{ кНм}$$

$$M_2 = 0,95 \cdot 1,2 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot 1,05 \cdot 4534,4 = 5671,92 \text{ кНм}$$

$$M_3 = 520 \cdot 1,47 + 520 \cdot 1,96 + 520 \cdot 2,37 + 520 \cdot 2,85 = 4498 \text{ кНм}$$

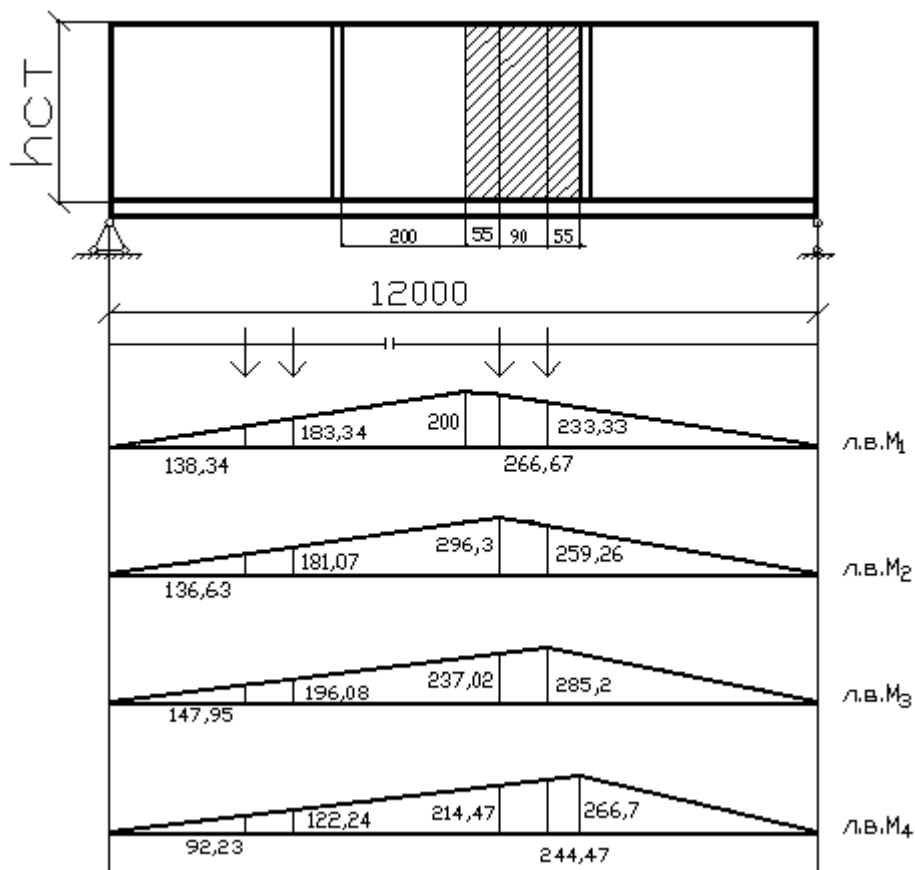
$$M_3 = 0,95 \cdot 1,2 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot 1,05 \cdot 4498 = 5626,39 \text{ кНм}$$

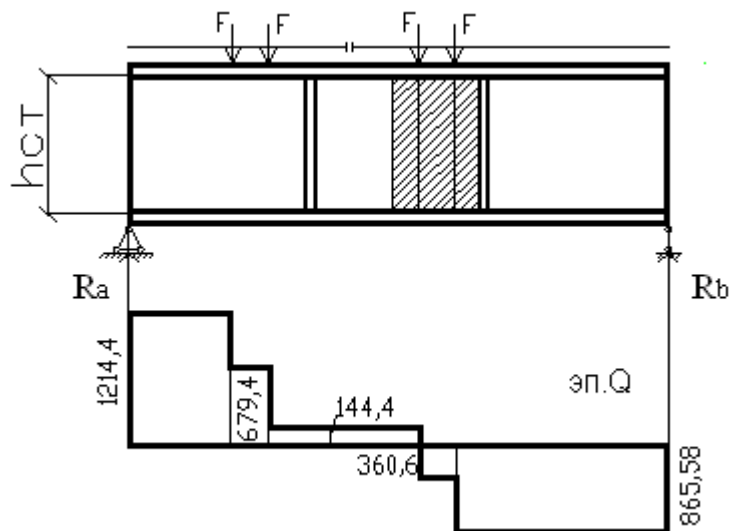
$$M_4 = 520 \cdot 0,92 + 520 \cdot 1,22 + 520 \cdot 2,14 + 520 \cdot 2,44 = 3494,4 \text{ кНм}$$

$$M_4 = 0,95 \cdot 1,2 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot 1,05 \cdot 3494,4 = 4371,14 \text{ кНм}$$

$$Q_{cp} = \frac{Q_1 \cdot a_1 + Q_2 \cdot a_2 + Q_3 \cdot a_3}{a_p} \cdot \alpha = \frac{144,4 \cdot 0,55 + 360 \cdot 0,9 + 865,58 \cdot 0,55}{2} \cdot 1,04 = 457,33 \text{ кН}$$

$$\sigma = \frac{55776400}{2211824,06} \cdot (96,3 - 1,6) = 0,2388 \text{ кгс/см}^2$$





Касательные напряжения определяются по формуле:

$$\tau = \frac{Q_{cp}}{t_{cm} \cdot h_{cm}} = \frac{457,33}{1,2 \cdot 200} = 1,91 \text{ кН / см}^2$$

При отношении размера отсека  $\frac{a}{h_{cm}} > 0,8$  потеря устойчивости стенки балки ассиметричного сечения может произойти как по одной, так и по двум полуволнам поэтому проверка производится дважды.

1-й случай – предполагаем, что потеря устойчивости стенки происходит по одной полуволне, нормальные критические напряжения находятся по формулам:

$$\sigma_{кр} = \frac{c_2 \cdot R}{\lambda_{cm}^2}$$

$$\lambda_{cm} = \frac{2h_6}{h_{cm}} \cdot \sqrt{\frac{R}{E}} = \frac{2 \cdot 94,7}{200} \sqrt{\frac{2300}{2 \cdot 10^6}} = 0,032 \text{ см}$$

$c_2$ -коэффициент принимаем =84,7

$$\sigma_{кр} = \frac{84,7 \cdot 2300}{0,032} = 1902441,4$$

$$h_6 = z_1 - t_n = 96,3 - 1,6 = 94,7 \text{ см}$$

Критические касательные напряжения



$$\tau_{кр} = 10,3 \left( 1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \frac{R_{cp}}{\lambda_{усл}^2}$$

$$\mu = \frac{a}{d} = \frac{4}{2} = 2$$

$$\lambda_{усл} = \frac{d}{t_{cm}} \sqrt{\frac{R}{E}} = \frac{200}{1,2} \sqrt{\frac{2300}{2 \cdot 10^6}} = 5,67$$

$$\tau_{кр} = 10,3 \left( 1 + \frac{0,76}{2^2} \right) \frac{13,5}{5,67^2} = 5,15$$

Критические местные напряжения:  $\sigma_{мкр} = C_1 \frac{R}{\lambda_a^2}$

Где C1- коэффициент принимаемый для сварных балок по табл 2.3 методички =45,6

$$\lambda_a = \frac{a}{h_{cm}} \sqrt{\frac{R}{E}} = \frac{400}{200} \sqrt{\frac{2300}{2 \cdot 10^6}} = 0,068$$

$$\sigma_{мкр} = 45,6 \cdot \frac{2300}{0,068^2} = 226816,6$$

$$\sqrt{\left( \frac{0,2388}{1902441,4} + \frac{10,63}{226816,6} \right)^2 + \left( \frac{1,91}{5,15} \right)^2} \leq 0,9$$

2-й случай. Предполагая, что потеря устойчивости стенки балки происходит по двум полуволнам, нормальные и касательные критические напряжения определяют по формулам:

$$\sigma_{мкр} = c_1 \frac{R}{\lambda_{cm}^2} = 18,0 \frac{2300}{0,034^2} = 35813148,78$$

$$\lambda_{cm} = \frac{a}{h_{cm}} \cdot \sqrt{\frac{R}{E}} = \frac{200}{200} \sqrt{\frac{2300}{2 \cdot 10^6}} = 0,034$$

$$\sigma_{кр} = \frac{C_{кр} R}{\lambda_{cm}^2} = \frac{30 \cdot 23}{0,034^2} = 596885,81$$

$$\tau_{кр} = 10,3 \left( 1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \frac{R_{cp}}{\lambda_{cm}^2} = 10,3 \left( 1 + \frac{0,76}{4} \right) \cdot \frac{13,5}{0,034^2} = 143139,71$$

$$\sqrt{\left( \frac{0,2388}{596885,81} + \frac{10,63}{35813148,78} \right)^2 + \left( \frac{1,91}{143139,71} \right)^2} \leq 0,9$$

3) Расчет опорного ребра подкрановой балки.

Опорные ребра балок обеспечивают устойчивость стенки воспринимают опорную реакцию и через сварные швы передают на стенку балки. В остальных подкрановых балках наиболее часто применяются торцевые опорные ребра.

Ширина торцевого опорного ребра  $b_{оп}$  должна быть не менее:

$$b_{оп} \geq 2\sigma_p + t_{см} = 2 \cdot 10,67 + 1,2 = 22,54 \text{ см}$$

Площадь поперечного сечения опорного ребра определяется из расчета на смятие торца ребра:

$$A_{см} = \frac{F}{R_{см.т}} = \frac{1214,4}{35} = 35,7 \text{ см}^2$$

Определяем требуемую толщину ребра:

$$t_{о.р} = \frac{A_{см}}{b_{оп}} = \frac{35,7}{22,54} = 1,6 \text{ см}$$

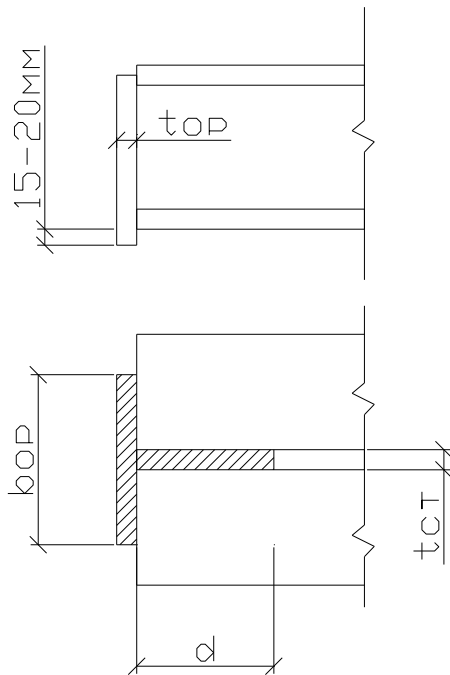
Из условия устойчивости ребра, его толщина должна быть не менее:

$$t_{оп} = \frac{b_{оп}}{\sqrt{\frac{E}{R}}} = \frac{22,54}{29,49} = 0,76 \text{ см}$$

$$1,5t_{оп} = 1,5 \cdot 1,6 = 2,4 \text{ см}$$

Если выступающая часть ребра более 2,4 см, то необходимо повторить проверку ребра на смятие по формуле:

$$\sigma_{см} = \frac{F}{A_{см}} \leq R = \frac{1214,4}{63,66}$$



Проверка опорного участка балки на устойчивость из плоскости балки, как центрального сжатого стержня, с условной площадью поперечного сечения опорного ребра и участка стенки шириной :

$$0,65t_{cm} \sqrt{\frac{E}{R}} = 23$$

Площадь поперечного сечения опорного стержня:

$$A_{oc} = b_{op} \cdot t_{op} + 0,63t_{ct}^2 \left( \sqrt{\frac{E}{R}} \right) = 22,54 \cdot 1,6 + 0,65 \cdot 1,2^2 \cdot \left( \sqrt{\frac{2 \cdot 10^6}{2300}} \right) = 63,66 \text{ см}^2$$

Проверка устойчивости производится по формуле:

$$\sigma = \frac{F}{y \cdot A_{oc}} \leq R = \frac{1214,4}{40,82 \cdot 63,66}$$

$$\lambda = \frac{h_{ct}}{\sqrt{\frac{J_{oc}}{A_{oc}}}} = \frac{200}{\sqrt{\frac{1526,86}{63,66}}} = 40,82 \text{ см}$$

$$J_{oc} = \frac{t_{op} \cdot b_{op}^3}{12} = \frac{1,6 \cdot 22,54^3}{12} = 1526,86 \text{ см}^4$$

Прикрепление опорных ребер к стенке балки сварными швами рассчитывается на полную опорную реакцию балки.

### 3. Сбор нагрузок на раму (постоянной, снеговой, от мостового крана, ветровой).

*А) Нагрузки на поперечную раму.*

Постоянные нагрузки:

Расчетную погонную нагрузку на ригель рамы определяют по формуле:

$$q_n = \frac{\gamma_n \cdot q_{кр} \cdot e_\phi}{\cos \alpha};$$

где  $\gamma_n$  - коэффициент надежности по назначению СНиП II-2.01.07-85.

$\alpha$  - угол наклона кровли к горизонту.

$$q_n = \frac{0,95 \cdot 137,67 \cdot 12}{0,99} = 1516,2 \text{ кГ/м}^2;$$

#### Снеговая нагрузка:

При расчете рам снеговую нагрузку принимают равномерно распределенной по длине ригеля. Расчетная погонная снеговая нагрузка на ригель рамы  $R_{сн}$

Снеговую нагрузку вычисляем по формуле:

$$P_{сн} = P_0 \cdot c \cdot e_\phi \cdot \gamma_n$$

где  $\gamma_n$  - коэффициент надежности по нагрузке СНиП II-2.01.07-85.

Строительные нормы и правила п.5.7, С- коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие СНиП II-2.01.07-85. Строительные нормы и правила п.5.3,  $P_0$ - Нормативное значение веса снегового покрова СНиП II-2.01.07-85 Строительные нормы и правила п.5.2,  $B_\phi$ - шаг рам, м

$$P_{сн} = 150 \cdot 1 \cdot 12 \cdot 1,1 = 1980 \text{ кГ/м}^2$$

#### Нагрузка от мостовых кранов:

При расчете однопролетных рам крановую нагрузку учитывают от одновременного действия двух кранов. Поперечные рамы воспринимают вертикальную нагрузку от веса крана с грузом и поперечную горизонтальную – от торможения тележки крана с грузом. Крановую нагрузку от вертикального давления и поперечного торможения на раму определяют по линиям влияния опорного давления, без учета коэффициента динамичности, но с учетом коэффициента надежности по крановой

нагрузке  $\gamma_f = 1,1$ .

Находят наибольшее вертикальное давление кранов и наименьшее, соответствующее расположению тележки с грузом на основном крюке противоположной колонны:

$$D_{\max} = R = 2531,36 \text{ кН}$$

$$D_{\min} = F_{\min}^k \cdot y = 2458,34 \text{ кН}$$

где  $y$ -ордината линии влияния под усилием,

$F_{\min}^k$  - нормативное вертикальное усилие колеса

Расчетное горизонтальное давление на колонну  $T$  от силы поперечного торможения тележек кранов определяется по формуле:

$$T = \gamma_n \cdot n_c \cdot \sum T_k^{сп} \cdot y = 1,1 \cdot 0,95 \cdot 20,50 = 21,42 \text{ кН}$$

где,  $\gamma_n, \gamma_c$  - коэффициенты надежности по нагрузке, коэффициент сочетаний,

у-ордината линии влияния при том же положении грузов, что и при вычислении  $D_{\min}, D_{\max}$ ,

#### Ветровая нагрузка.

Действие ветра на сооружение вызывает давление с наветренной стороны и отсос с противоположной.

Расчетные погонные нагрузки на раму от активного давления и отсоса соответственно равны:

$$q_v = \gamma_n \cdot q_0 \cdot c \cdot k \cdot \phi_{\phi} = 1,1 \cdot 30 \cdot 0,8 \cdot 0,85 \cdot 12 = 269,28 \text{ кН/м}$$

$$q'_v = \gamma_n \cdot q_0 \cdot c \cdot k \cdot \phi_{\phi} = 1,1 \cdot 30 \cdot 0,6 \cdot 0,85 \cdot 12 = 201,96 \text{ кН/м}$$

где,  $q_0$  - нормативное значение ветрового давления СНиП II-2.01.07-85

Строительные нормы и правила п.6.4, с- аэродинамический коэффициент СНиП II-2.01.07-85

Строительные нормы и правила п.6.6, к- коэффициент, учитывающий изменения ветрового давления по высоте для местности типа Б СНиП II-2.01.07-85 Строительные нормы и правила п.6.5,  $B_{\phi}$ - шаг рам, м

*Б) Расчетная схема поперечной рамы. Приведение нагрузок к расчетной схеме.*

При расчете конструктивную схему рамы приводят к расчетной схеме, в которой конструктивные элементы изображают осевыми линиями с идеализированными сопряжениями в узлах. При этом допускается ряд упрощений: оси подкрановых частей колонн совмещают с осями надкрановых частей, а решетчатый ригель заменяют стержнем по оси нижнего пояса фермы (рис 4.1.1).

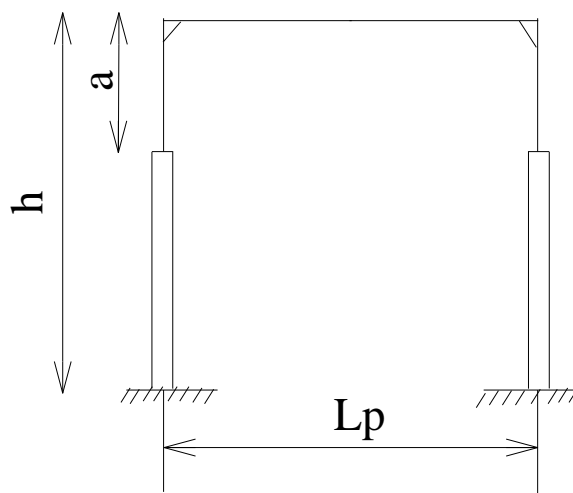


Рис.4.1.1. Расчетная схема поперечной рамы цеха

Расчетная длина колонн  $h$  равна расстоянию от условного ригеля до обреза фундамента:

$$h = h_1 + h_2 + h_3 = 14,8 + 4,1 + 1 = 19,9 \text{ м}$$

Длина надкрановой части колонны :

$$a = h_2 + h_{n.б} + h_{n.р} = 4,1 + 2 + 0,17 = 6,27 \text{ м}$$

где,  $h_{n.б}$ ,  $h_{n.р}$  - высота подкрановой балки и высота подкранового рельса.

Расчетный пролет рамы равен пролету  $L_p$ .

В местах изменения сечения колонн прикладывают сосредоточенные моменты  $M_{\max}$ ,  $M_{\min}$

$$M_{\max} = D_{\max} \frac{m}{2} = 2531,36 \frac{1,25}{2} = 1582,1 \text{ кНм}$$

$$M_{\min} = D_{\min} \frac{m}{2} = 2458,34 \frac{1,25}{2} = 1536,46 \text{ кНм}$$

где  $m$  - высота сечения подкрановой части колонны.

Ветровую распределенную нагрузку, действующую на колонну от нулевой отметки до оси нижнего пояса ригеля, заменяют равномерно распределенной нагрузкой на всю расчетную высоту колонны. С некоторым приближением эта нагрузка равна:

$$q = \frac{q_e (h_1 + h_2) + 0.5(q'_e - q_e)(h_1 + h_2 - 10)}{h} = 269,28$$

$$q' = \frac{q'_e (h_1 + h_2) + 0.5(q'_e - q'_e)(h_1 + h_2 - 10)}{h} = 201,96 \text{ кН}$$

Расчетную распределенную ветровую нагрузку, действующую на раму в пределах шатра цеха заменяют сосредоточенными силами  $F_v$  и  $F'_v$ :

$$F_e = 0.3(q_e + q'_e) \cdot h_{\phi} = 0,3(269,28 + 269,28) \cdot 3,038 = 490,84 \text{ кН}$$

$$F'_e = 0.3(q'_e + q'_e) \cdot h_{\phi} = 0,5(201,96 + 201,96) \cdot 3,038 = 613,55 \text{ кН}$$

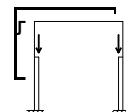
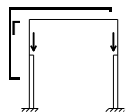
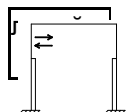
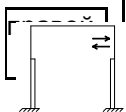
*В) Статический расчет поперечной рамы.*

Поперечная рама является трижды статически неопределимой системой. Поэтому для статического расчета необходимо знать величины моментов инерции рам. Зная моменты инерции колонн  $J_1$  и  $J_2$  и ригеля  $J_p$  по графикам {5} производят статический расчет поперечной рамы.

Результаты статического расчета заносим в табл.4.2.



Таблица 4.2. Расчетные усилия в колонне жесткой рамы

Сечение	Вид усилия	Нагрузка		Крановая нагрузка				Ветровая нагрузка		Расчетные усилия при сочетаниях					
		Постоянная	Снеговая	Вертикальное давление $Q_{\max}$ на колонне		Поперечное торможение на колонне				С одной кратковременной нагрузкой			С двумя и более кратковременными нагрузками		
								Слева	Справа	$M_{\max}$ $N_{\text{соотв}}$	$M_{\min}$ $N_{\text{соотв}}$	$N_{\max}$ $M_{\text{соотв}}$	$M_{\max}$ $N_{\text{соотв}}$	$M_{\min}$ $N_{\text{соотв}}$	$N_{\max}$ $M_{\text{соотв}}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
В	M	-69,17	-32,17	-45,61	-106,35	9,41	-94,06	18,56	-92,78	-50,61	-161,94	-101,34	-50,61	-394,52	-394,52
	N	-313,20	-145,68	2,89	-2,89	9,20	-9,20	4,12	-4,12	-309,08	-317,32	-458,88	-309,08	-475,09	-475,09
	Q	-5,11	-2,38	-67,82	-67,82	26,78	-18,61	58,20	-16,41	53,09	-21,52	-7,48	53,09	-110,32	-110,32
II	M	-42,88	-19,95	-244,84	-180,63	94,06	-16,93	30,93	-21,65	-287,73	-62,83	-62,83	-162,74	-62,83	-282,04
	N	-313,20	-145,68	2,89	-2,89	9,20	-9,20	4,12	-4,12	-310,31	-458,88	-458,88	-296,99	-458,88	-475,09
	Q	-5,11	-2,38	-67,82	-67,82	26,78	-18,61	58,20	-16,41	-72,93	-7,48	-7,48	12,05	-7,48	-110,32
III	M	-42,88	-19,95	-813,34	-660,62	94,06	-16,93	30,93	-21,65	-856,22	-703,50	-856,22	-731,24	-723,45	-914,74
	N	-313,20	-145,68	2,89	-2,89	9,20	-9,20	4,12	-4,12	-310,31	-316,09	-310,31	-296,99	-461,77	-469,22
	Q	-5,11	-2,38	-67,82	-67,82	26,78	-18,61	58,20	-16,41	-72,93	-72,93	-72,93	12,05	-75,30	-110,32
А	M	62,25	28,95	306,13	453,64	-357,42	291,58	-425,23	262,87	328,12	-362,98	368,38	1099,30	-414,27	914,77
	N	-313,20	-145,68	2,89	-2,89	9,20	-9,20	4,12	-4,12	-317,32	-309,08	-310,31	-475,09	-296,90	-469,22
	Q	-5,11	-2,38	-67,82	-67,82	26,78	-18,61	58,20	-16,41	-21,52	53,09	-72,93	-110,32	12,05	-110,32
Анкерные болты	M	62,25	28,95	306,13	453,64	-357,42	291,58	-425,23	262,87	325,12	-362,98	-368,38	1099,30	-414,27	
	N	-313,20	-145,68	2,89	-2,89	9,20	-9,20	4,12	-4,12	-317,32	-309,08	310,31	-475,09	-296,99	



#### 4. Расчет и конструирование колонны.

##### А) Определение расчетных длин колонны.

Расчетную длину колонны с постоянным моментом инерции в плоскости рамы определяют как произведение геометрической длины участка колонны на коэффициент  $\mu$ . Для ступенчатых колонн расчетные длины определяют раздельно.

В плоскости рамы расчетная длина :

-нижний участок колонны:

$$l_{p1} = \mu_1(h - a) = 2,36 \cdot (19,9 - 4,1) = 37,29 \text{ м}$$

-верхний участок колонны:

$$l_{p2} = \mu_2 a,$$

где  $\mu_1$  и  $\mu_2$  - коэффициенты расчетных длин.

Коэффициент  $\mu_1$  принимают по табл.68 СНиП II-23-81. Стальные конструкции в зависимости от

$$n = \frac{J_2 \cdot l_1}{J_1 \cdot l_2} \text{ и } \alpha_1 = \frac{l_2}{l_1} \sqrt{\frac{J_1}{J_2 \cdot \beta}}$$

где  $l_1 = a$ ;  $l_2 = h - a$ ;  $J_1, J_2$  - соответственно моменты инерции нижнего и верхнего участков колонны.

$$l_2 = 4,1 \text{ м}, \quad l_1 = 19,9 - 4,1 = 15,8 \text{ м}$$

$$n = 0,1 \frac{15,8}{4,1} = 0,39 \text{ и } \alpha_1 = \frac{4,1}{15,8} \sqrt{\frac{10}{1,97}} = 0,58$$

$$\beta = \frac{F_1 + F_2}{F_2} = \frac{-538,27 - 557,72}{-557,72} = 1,97$$

где  $F_1$  и  $F_2$  соответственно расчетные продольные силы в нижнем и верхнем сечениях колонны, отвечающие наиболее невыгодной комбинации загрузки рамы, принятые по табл.4.2.

Коэффициенты расчетной длины  $\mu_2$  для верхнего участка колонны во всех случаях следует определять по формуле:

$$\mu_2 = \mu_1 / \alpha_1 \leq 3.$$

Расчетную длину верхнего и нижнего участков колонны из плоскости рамы принимают равной наибольшему расстоянию между точками закрепления колонны от смещения вдоль здания. Нижний участок колонны закреплен от смещения на уровне верха фундамента и нижнего пояса подкрановой балки. Верхний участок колонны закреплен от смещения тормозными болтами,

распорками по колоннам в уровне поясов стропильных ферм или поясами подстропильных ферм.

##### Б) Подбор сечения нижней части колонны.

Зная расчетные усилия  $M$  и  $N$  для нижней части колонны (табл.4.2), определяют ориентировочно требуемую площадь сечения:

$$A_{mp} = \frac{N}{R} (1,25 + 2,2 \frac{e_x}{m})$$

где R- расчетное сопротивление материала колонны табл.51 СНиП II-23-81. Стальные конструкции.

$e_x$  – эксцентриситет продольной силы;

$$e_x = m_{ef} = \frac{1,25M}{N \cdot 0,35m} = \frac{1,25 \cdot 1482,4 \cdot 100}{4568,46 \cdot 0,35 \cdot 203,2} = 0,6$$

$$A_{mp} = \frac{4568,46}{22,07} (1,25 + 2,2 \frac{0,6}{203,2}) = 260,00 \text{ см}^2$$

При выбранной комбинации и полученной площади сечения komponуют сечение, учитывающее следующее:

$$1) \frac{h_{cm}}{t_{cm}} = 120 \quad t_{cn} = 12 \text{ мм}$$

$$2) \frac{e_n}{l_y} \leq \frac{1}{30} \quad \text{где } l_y = h - a = 19,9 - 4,1 = 15,8 \quad \frac{e_n}{15,8} \leq \frac{1}{30} \Rightarrow e_n = 52 \text{ см}$$

$$3) \frac{e_n}{t_n} = \sqrt{\frac{E}{R_y}} + t_{cm} = \sqrt{\frac{2 \cdot 10^6}{2300}} + 1,2 = 30,68 = 31 \text{ см} \quad \frac{52}{t_n} = 31 \Rightarrow t_n = 1,7 \text{ см}$$

$$4) t_n \geq \frac{A_{mp} - A_w}{2b_n} = 0,2$$

принимаем:  $t_n = 1,7 \text{ см}$ ,  $b_n = 52 \text{ см}$

Находим геометрические характеристики принятого сечения:

$$A = 2t_n \cdot b_n + h_{cm} \cdot t_{cm} = 2 \cdot 1,7 \cdot 52 + 120 \cdot 1,2 = 320,8 \text{ см}^2$$

$$J_x = \frac{t_{cm} \cdot h_{cm}^3}{12} + 2b_n \cdot t_n \left( \frac{h_{cm}}{2} + \frac{t_n}{2} \right)^2 = \frac{1 \cdot 120^3}{12} + 2 \cdot 52 \cdot 1,2 \left( \frac{120}{2} + \frac{1,7}{2} \right)^2 = 634899,768 \text{ см}^4$$

$$J_y = 2 \cdot \frac{t_n \cdot b_n^3}{12} = 2 \cdot \frac{1,7 \cdot 52^3}{12} = 19919,47 \text{ см}^4$$

$$W = \frac{2 \cdot J_x}{m} = \frac{2 \cdot 634899,768}{203,2} = 6249,01 \text{ см}^3$$

$$i_x = \sqrt{\frac{J_x}{A}} = \sqrt{\frac{634899,768}{320,8}} = 44,49 \text{ см} \quad i_y = \sqrt{\frac{J_y}{A}} = \sqrt{\frac{19919,47}{320,8}} = 7,88 \text{ см}$$

Гибкость стержня колонны в плоскости и из плоскости и условная гибкость в плоскости рамы равны:

$$\lambda_x = \frac{l_{p1}}{i_x}; \quad \lambda_y = \frac{l_1}{i_y}; \quad \bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R}{E}};$$

$$\lambda_x = \frac{3729}{44,49} = 83,82; \quad \lambda_y = \frac{1580}{7,88} = 200,51; \quad \bar{\lambda}_x = 83,82 \sqrt{\frac{2300}{2 \cdot 10^6}} = 2,84;$$

В) Проверка устойчивости нижней части колонны в плоскости действия момента.

Предварительно находят приведенный эксцентриситет:

$$m = \frac{M_x \cdot A}{N \cdot W_x} = \frac{1482,4 \cdot 10^2 \cdot 320,8}{4568,46 \cdot 6249,01} = 1,67$$

При  $\frac{A_f}{A_w} = \frac{52 \cdot 1,7}{120 \cdot 1,2} = 0,6$  коэффициент влияния формы сечения  $\eta$  находим по табл.П.8.

Металлические конструкции Т.1. Элементы конструкций  
 $\eta = 1,25$

В зависимости от  $m_{ef}$  и  $\lambda_x$  по табл.74 СНиП II-23-81. Стальные конструкции

находим  $\varphi_e$

$$m_{ef} = \eta m = 1,25 \cdot 1,67 = 2,09$$

проверку устойчивости колонны в плоскости действия момента производят по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{bn} \cdot A} \leq R \gamma_c,$$

где  $\gamma_c$  - коэффициент условий работы, принимаемый по табл. 6\* СНиП II-23-81. Стальные конструкции.

$$\sigma = \frac{4568,46 \cdot 10^2}{0,647 \cdot 320,8} \leq 2300 \cdot 1,1,$$

Г) Проверка устойчивости нижней части колонны из плоскости действия момента (относительно оси у рис 5.4.1).

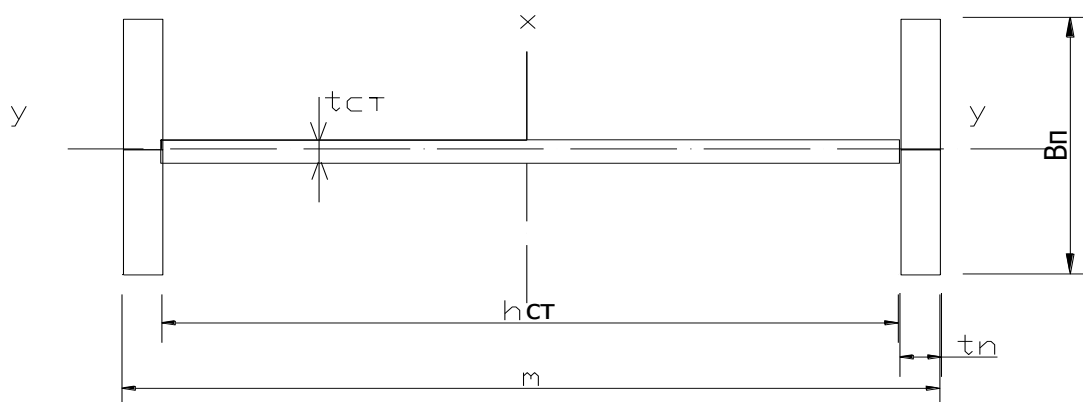


Рис. 5.4.1. К расчету нижней части колонны

Проверку устойчивости производят по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{c \cdot \varphi_y \cdot A} \leq R \gamma_c,$$

где  $\varphi_y$  - коэффициент продольного изгиба, вычисляемый по табл.72 СНиП II-23-81. Стальные конструкции,  
 $c$  - коэффициент, определяемый в зависимости от

$$m_x = \frac{M_x \cdot A}{W_x \cdot N} = \frac{1482,4 \cdot 10^2}{6249,01} \cdot \frac{320,8}{4568,46} = 1,67$$

при значениях относительного эксцентриситета  $m_x < 5$  по формуле:

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

где  $\alpha$  и  $\beta$  - коэффициенты, принимаемые по табл. 10; СНиП II-23-81.

Стальные конструкции,

$$\alpha = 0,65 + 0,05 m_x = 0,65 + 0,05 \cdot 1,67 = 0,73$$

$$\beta = \sqrt{\frac{\varphi_c}{\varphi_y}} = \sqrt{\frac{1}{0,524}} = 1,91$$

$$c = \frac{1,91}{1 + 0,73 \cdot 1,67} = 0,86$$

$$\sigma = \frac{4568,46 \cdot 100}{0,86 \cdot 0,924 \cdot 320,8} \leq 2300 \cdot 1,1$$

Д) Проверка устойчивости полок и стенки колонны принятого сечения.

Устойчивость полок колонны будет обеспечена, если

$$\frac{e_n}{t_n} \leq 2 \left( 0,36 + 0,1 \bar{\lambda} \right) \sqrt{\frac{E}{R}} + t_{cm}$$

$$30,59 \leq 2 \left( 0,36 + 0,1 \cdot 2,84 \right) \sqrt{\frac{2 \cdot 10^6}{2300}} + 1,2 = 39,18$$

Для проверки местной устойчивости стенки находим :

$$\alpha = \frac{\sigma - \sigma_1}{\sigma} \quad \text{и} \quad \tau = \frac{Q}{h_{cm} \cdot t_{cm}}$$

где  $\tau$  - среднее касательное напряжение в стенке;

Q- перерезывающая сила в расчетном сечении, численно равная алгебраической сумме распоров Н при неблагоприятном сочетании нагрузок:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot h_{cm}}{2J_x} = \frac{4568,46}{320,8} + \frac{1482,4 \cdot 10^2 \cdot 120}{2 \cdot 634899,768} = 28,25$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{M \cdot h_{cm}}{2J_x} = \frac{4568,46}{320,8} - \frac{1482,4 \cdot 10^2 \cdot 120}{2 \cdot 634899,768} = 0,23$$

$$\alpha = \frac{28,25 - 0,23}{28,25} = 0,98 \quad \tau = \frac{86,54 \cdot 10^2}{120 \cdot 1,2} = 60,1 \text{ кгс/см}^2$$

$$\text{при } \alpha \geq 1 \Rightarrow \frac{h_{cm}}{t_{cm}} \leq \sqrt{\frac{E}{R}} \quad 86,65 \geq 29,49$$

Стенки сплошных колонн при  $\frac{h_{cm}}{t_{cm}} \geq 2,2 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} \quad 86,65 \geq 64,87$  нужно

укреплять поперечными ребрами жесткости, расположенными на  $(2,5 \dots 3) h_{cm}$  друг от друга, которые увеличивают жесткость колонны при кручении. Ширину выступающей части ребра принимают:

$$b_p \geq \frac{h_{cm}}{30} + 40 \text{ мм} = \frac{120}{30} + 4 = 8 \text{ см}$$

Принято  $b_p = 8\text{см}$  - ширина выступающей части ребра. Толщину ребра принимают:

$$t_p \geq 2 \cdot b_p \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 2 \cdot 8 \cdot \sqrt{\frac{52}{2,06 \cdot 10^4}} = 0,8\text{см}$$

Принято  $t_p = 1\text{см}$  - толщина ребра.

Сварные швы, соединяющие стенку и полку колонны, выполняют сплошными, а их высоту назначают в зависимости от толщины полок.

*Е) Подбор сечения верхней части колонны.*

Расчет и конструирование сечения верхней части колонны в проекте не производят, размеры сечения принимают конструктивно по нижней части колонны: высоту сечения – по компоновке, толщину стенки – равной толщине в нижней части, ширину полки и толщину полки – равными размерам в нижней части.

Принято:

$$h_{cm} = 60\text{см} \quad b_n = 52\text{см}$$

$$t_{cm} = 1,2\text{см} \quad t_n = 1,7\text{см}$$

## 5. Расчет базы колонны.

В проекте под колонны принимают базу типа «Общая». Рассчитывают базу по усилиям  $M$  и  $N$  в сечении  $A$  при неблагоприятном сочетании нагрузок.

*А) Определение размеров базы в плане.*

Ширина опорной плиты базы равна:  $B = b_n + 2t_{mp} + 2a$

где,  $b_n$  - ширина полки колонны;

$t_{mp}$  - толщина траверсы базы (10..16 мм)

$a$  – выступ плиты за траверсой, принимаемый 30...50 мм

$$t_{mp} = 10\text{мм}$$

$$a = 40\text{мм}$$

$$B = 52,0 + 2 \cdot 1,0 + 2 \cdot 4 = 62\text{см}$$

Ширину плиты по ГОСТ 82-70 с округлением до целого числа в большую сторону.

Длину плиты определяют по формуле:

$$L = \frac{N}{2BR_6} + \sqrt{\left(\frac{N}{2BR_6}\right)^2 + \frac{6M}{BR_6}},$$

где  $R_6 = 1,5\text{кН} / \text{см}^2$  - расчетное сопротивление бетона фундамента на сжатие

(бетон класса В-15)

$$L = \frac{4568,46}{2 \cdot 62 \cdot 1,5} + \sqrt{\left(\frac{4568,46}{2 \cdot 62 \cdot 1,5}\right)^2 + \frac{6 \cdot 1482,4 \cdot 10^2}{62 \cdot 1,5}} = 124,39\text{см}$$

$$R_{cu,\delta} = h_{mp} \sqrt{\frac{A_\phi}{A_{пл}}} = R_{нл} \cdot \gamma = 0,85 \cdot 2 = 1,7 \text{ кН / см}$$

$\gamma = 2$ , как для отдельно стоящего фундамента

$R_{np} = 0,85 \text{ кН / см}^2$  - расчетное сопротивление бетона осевому сжатию для бетона класса В-15

$A_\phi$  - площадь фундамента по обрезу

$A_{нл}$  - площадь плиты базы

Минимальная длина плиты базы из конструктивных соображений равна:

$$L_{\min} = m + 2c_1$$

где  $m$  - высота сечения колонны

$c_1 = 25 \text{ см}$  - минимальная длина консольного выступа плиты

$$L_{\min} = m + 2 \cdot 25 = 125 + 50 = 175 \text{ см}$$

Длину плиты принимают не менее  $L$  и не менее  $L_{\min}$  она должна быть кратной единому модулю 100 мм.

Принимаем плиту с размерами в плане  $500 \times 1800 \text{ мм}$

#### Б) Толщина плиты базы

Установив размер плиты, намечают конструкцию базы с учетом необходимого подкрепления опорной плиты траверсами, ребрами жесткости и создания упоров для анкерных болтов (рис 6.2.1. с эпюрой).

Траверсы принимают длиной:

$$l_{mp} = c + t_n + 2$$

$$c = \frac{L_{нл} - m}{2} = \frac{180 - 125}{2} = 27,5$$

$$l_{mp} = 27,5 + 1,2 + 1,7 = 30,4 \text{ см}$$

Ребра между траверсами стоят на расстоянии 10 см от обреза плиты базы по оси анкерных болтов. Ребра по стенке колонны ставят с шагом 25...30 см. Траверсы и ребра расчленяют плиту на участки, опертые по трем сторонам (участки 1,3 и 4) и четырем сторонам (участок 2). Вычисляют фактические напряжения под плитой базы:  $\sigma_{\max}$  и  $\sigma_{\min}$

$$\sigma_{\phi \min}^{\max} = \frac{N}{B \cdot L} \pm \frac{6 \cdot M}{B \cdot L^2}$$

$$\sigma_{\phi}^{\max} = \frac{4568,46}{62 \cdot 180} + \frac{6 \cdot 1482,4 \cdot 10^2}{62 \cdot 180^2} = 0,409 + 0,443 = 0,852 \text{ кН / см}^2$$

$$\sigma_{\phi}^{\min} = \frac{4568,46}{62 \cdot 180} - \frac{6 \cdot 1482,4 \cdot 10^2}{62 \cdot 180^2} = 0,409 - 0,443 = -0,034 \text{ кН / см}^2$$

Принимая напряжение под плитой для каждого участка равномерно распределенным и равным наибольшему в пределах этого участка, определяют изгибающие моменты в каждом участке плиты по формулам:

Для участка опертого по трем сторонам:

$$M = \beta \cdot \sigma_i \cdot d_i^2$$

где  $\beta$ -коэффициент, определяемый по [I, табл.8.7] в зависимости от отношения закрепленной стороны пластинки  $v_i$  к свободной  $d_i$ .

При отношении меньше 0,5 расчетный момент определяют как для консоли с вылетом  $e_i$ , равным закрепленной стороне:

$$M = \frac{\sigma_i \cdot e_i^2}{2}$$

для участка опертого по 4-м сторонам:

$$M = \alpha \cdot \sigma_i \cdot a_i^2$$

где  $\alpha$ - коэффициент, определяемый по [I, табл.8.6] и зависит от отношения большего размера пластинки к меньшему;

$a_i$  - меньшая сторона пластинки.

1. Участки опертые по трем сторонам:

$$\beta = \frac{a}{b} = \frac{10}{52} = 0,2 \Rightarrow M_1 = \frac{0,852 \cdot 10^2}{2} = 42,6 \text{ кГ/см}^2$$

$$\beta = \frac{a}{b} = \frac{17,05}{31} = 0,55 \Rightarrow M_3 = 0,088 \cdot 0,646 \cdot 17,05^2 = 16,53 \text{ кГ/см}^2$$

2. Участки опертые по четырем сторонам:

$$\alpha = \frac{b}{a} = \frac{52}{14,1} = 3,69 \Rightarrow \text{при } \frac{b}{a} > 2 \text{ пластинка работает по балочной схеме,}$$

поэтому момент будет равен:

$$M_2 = 0,125 \cdot \sigma_2 \cdot a_2^2 = 0,125 \cdot 0,778 \cdot 14,1^2 = 19,33 \text{ кГ/см}^2$$

$$\alpha = \frac{b}{a} = \frac{27,5}{31} = 0,89 \Rightarrow M_4 = 0,097 \cdot \sigma_3 \cdot a_3^2 = 0,097 \cdot 0,646 \cdot 27,5^2 = 47,39 \text{ кГ/см}^2$$

По наибольшему из моментов определяют толщину плиты базы:

$$t_{пл} = \sqrt{\frac{6M_{\max}}{R_y \gamma_c}}$$

$R = 52 \text{ кН/см}^2$  - расчетное сопротивление материала плиты

Полученную толщину плиты округляют в соответствии с ГОСТ 82-70[I].

Обычно толщину плиты принимают в пределах 20...40мм.

$$t_{пл} = \sqrt{\frac{6 \cdot 47,39}{22,56 \cdot 1}} = 3,55$$

Принято:  $t_{пл} = 4 \text{ см}$  ГОСТ 82-70[I]

Масса 1 м полосы 70,65 кг

### В) Расчет траверс базы

Высоту траверс базы сплошных колон определяют из условий:

1. Прочности швов, соединяющих стержень колонны с траверсами.

2. Прочности траверсы на изгиб.

3. Прочности траверсы на срез.

1. Из условия прочности угловых швов соединяющих траверсу с полкой колонны:

$$h_{мп} = \frac{0,5 \cdot B \cdot c \cdot 0,5(\sigma_{\max} + \sigma_3)}{2 \cdot k_{ш} \cdot \left( \beta \cdot R_y^{св} \cdot \gamma_y^{св} \right)_{\min} \cdot \gamma_c} + 1 = \frac{0,5 \cdot 62 \cdot 27,5 \cdot 0,5(0,852 + 0,034)}{2 \cdot 0,6 \cdot (12,873)_{\min} \cdot 1} + 1 = 25,45 \text{ см}$$

$C = 27,5\text{см}$  – величина консольно-выступающей плиты за пояс колонны

$B = 62\text{см}$  ширина плиты

$0,5 \cdot (\sigma_{\max} + \sigma_3)$  – среднее напряжение под подошвой базы в пределах

участка

$K_{\text{ш}}$  – катет шва уч. ч. 1 табл. 4.5 стр. 164

$\beta_f = 0,7$  – уч. ч. 1 табл. 4.4 стр. 155

$R_y^{ce}$  – расчетное сопротивление сварного углового шва [приложению 2 стр.

503 уч. ч. 1]

$\gamma_y^{ce} = 1$  – коэффициент условий работы шва

$\gamma_c = 1$  – коэффициент условий работы конструкции

тип электрода Э46

марка провода СВ-10ГА

2. Из условия прочности траверсы на изгиб:

$$h_{mp} = \sqrt{\frac{6M}{t_{mp} \cdot R}} = \sqrt{\frac{6 \cdot (0,25 \cdot 62 \cdot 28^2 (0,852 + 0,034))}{1 \cdot 52}} = 32,18\text{см}$$

$t_{\text{тр}} = 1,0\text{см}$  – толщина траверсы

$R_y = 52\text{кН} / \text{см}^2$  – расчетное сопротивление материала траверсы

3. Из условия прочности траверсы на срез:

$$h_{mp} = \frac{0,5 \cdot B \cdot c \cdot 0,5(\sigma_{\max} + \sigma_3)}{t_{mp} \cdot R_{cp}} = \frac{0,5 \cdot 62 \cdot 27,5 \cdot 0,5(0,852 + 0,034)}{1,0 \cdot 27,5} = 13,73\text{см}$$

$R_y = 27,5\text{кН} / \text{см}^2$  – расчетное сопротивление материала траверсы на срез

Высоту траверсы принимают по большему из трех размеров в соответствии с ГОСТ 82-70[I]. По ГОСТ 82-70[I] принято:  $h_{\text{тр}} = 35\text{см}$ ;

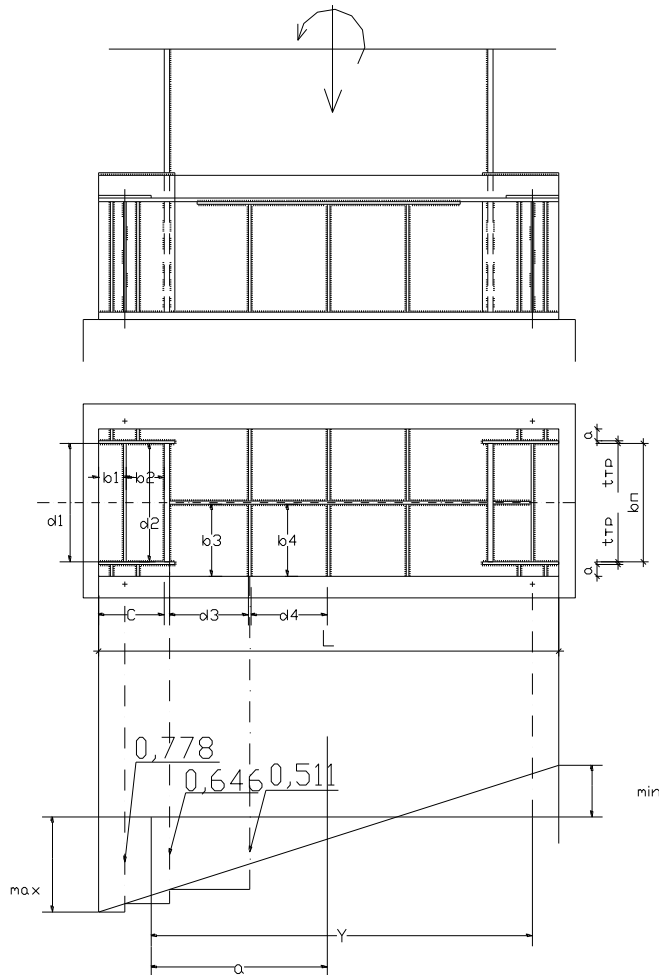
Полученную высоту траверсы проверяют по допустимой расчетной длине шва:  $l_{\text{ш}} = (h_{mp} - 2) \leq 85 \cdot \beta_{\text{ш}} \cdot k_{\text{ш}}$  – длина шва

$$l_{\text{ш}} = (35 - 2) \leq 85 \cdot 0,7 \cdot 0,6 \Rightarrow 33 \leq 35,7$$

Г) *Расчет анкерных болтов.*

Требуемую площадь анкерных болтов определяют из предположения, что растягивающая сила  $Z$ , соответствующая растянутой зоне эпюры напряжений (рис с эпюрой), полностью воспринимается анкерными болтами.





Требуемая площадь сечения одного анкерного болта равна:

$$A_{\sigma}^{um} = \frac{M - N \cdot a}{n \cdot y \cdot R_p^a} = \frac{557,72 - 210,06 \cdot 21,53}{2 \cdot 80 \cdot 24} = 9,08 \text{ см}^2$$

M и N- момент и продольная сила в сечении в табл.4.2;

n- Количество анкерных болтов с одной стороны базы;

$n = 2um$  - количество анкерных болтов с одной стороны базы

$R_p^a = 240 \text{ МПа} = 24 \text{ кН / см}^2$  - расчетное сопротивление анкерных болтов

растяжению

По вычисленной площади сечения  $A_{\sigma}^{um}$  в соответствии с ГОСТ 192.81-73 подбирают анкерные болты.

Принято:

Наружный диаметр = 42мм

Площадь  $10,45 \text{ см}^2$

Нормальная длина заделки = 1500мм

Приближение к траверсе = 50мм

Крепление плиты базы к фундаменту анкерными болтами осуществляется при помощи неравнобоких уголков, связывающих отдельные полутраверсы в единую систему. Уголки размещают большими полками в стороны. Толщину уголков принимают в пределах 14...19мм, ширину горизонтальной полки уголка определяют:

$$b_{ye} \geq e + 1,3 \cdot d + t_{ye} = 75 + 1,3 \cdot 42 + 14 = 143,6 \text{ мм}$$

$t_{ye} = 14 \text{ мм}$  - толщина уголка

$e = 50 \text{ мм}$  - приближение к траверсе

$d = \text{мм}$  - принятый диаметр анкерного болта

Принято:

Уголок  $160 \times 100 \times 14$

Площадь =  $34,72 \text{ см}^2$

## 6. Расчет и конструирование стропильной фермы

Конструктивная длина фермы определяется расстоянием в свету между подкрановыми участками колонн:  $L_{\phi} = L - 2 \cdot (e - 250)$ ,

где  $L = 24,8 \text{ м}$  - пролет рамы;  $e = 750 \text{ мм}$  - высота сечения надкрановой части колонны;  $250 \text{ мм}$  - привязка колонн к осям;

$$L_{\phi} = 24,8 - 2 \cdot (0,75 - 0,25) = 24,4 \text{ м}$$

### 6.1. Сбор нагрузок на ферму

Основными нагрузками на ферму являются постоянная нагрузка и нагрузка от снега (III, п.1.3, табл.1.3.1), (рис.1.1)

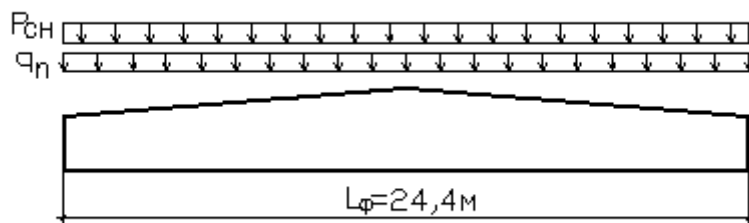


Рис 1.1 Схема нагрузок на ферму

#### а) Постоянная нагрузка

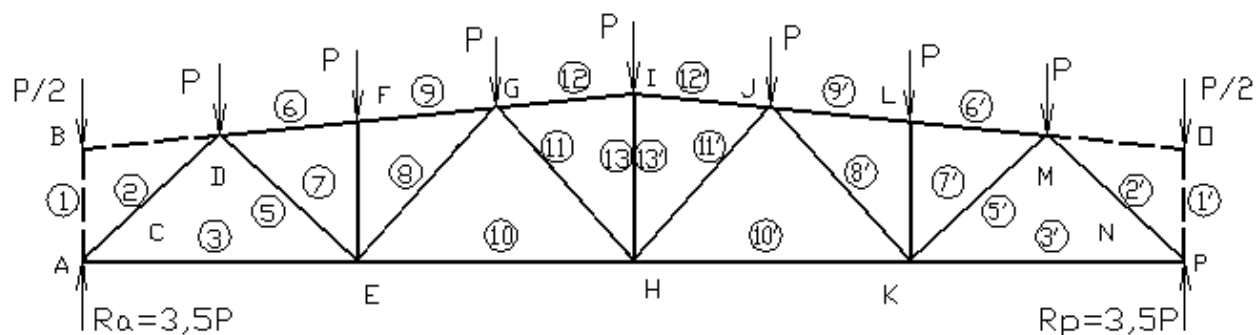
Расчетная линейная постоянная нагрузка на ферму от веса кровли, собственного веса плит покрытия, веса стропильных ферм и конструкций связей принимаем равномерно распределенной с интенсивностью  $q_n = 46,24 \text{ кН/м}$ .

#### б) Снеговая нагрузка

Учитывая небольшой уклон кровли и отсутствие фонарей на фермах покрытий, расчетное значение снеговой нагрузки на ферму принимаем равной линейной снеговой нагрузке при расчете поперечной рамы (III, п.1.3, табл.1.3.1)

$$P_{сн.} = 19,8 \text{ кН/м}$$

## 6.2. Определение усилий в стержнях фермы



Усилия от опорных моментов определяем аналитическим методом.

Усилия от всех видов загрузений сводим в таблицу (табл. 2.2) расчетных усилий в стержнях фермы и находим расчетные усилия. Усилия от опорных моментов учитываем только в том случае, если они догружают стержень или меняют знак.

Таблица 2.2 Подбор и проверка сечений стержней ферм

Элементы фермы	Стержни	Расчетные усилия, кН	Сечение элемента	Площадь сечения элемента, см <sup>2</sup>	Длины элемента, см		Радиусы инерции, см		Гибкость			Y <sub>c</sub>	φ <sub>min</sub>	Напряжение б <sub>max</sub>
					расчетные		i <sub>x</sub>	i <sub>y</sub>	λ <sub>x</sub>	λ <sub>y</sub>	[λ]			
					l <sub>ox</sub>	l <sub>oy</sub>								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Верхний пояс	BD	-45,032	2(40×40×4)	3,08	276		1,22	1,66	226,23	166,265	400	0,95	0,72	8,51
	DF	-1055,54	2(160×160×18)	54,79	276		4,87	6,7	56,67	41,194	124		0,72	13,63
	FG	-1055,54	2(160×160×18)	54,79	276		4,87	6,7	56,67	41,194	124		0,72	13,63
	GI	-299,191	2(110×110×8)	17,2	276		3,39	4,53	81,42	60,927	125		0,72	9,94
Нижний пояс	AE	429,666	2(125×125×10)	24,33	550		3,85	5,17	142,857	106,38	400		0,72	17,74
	EH	505,683	2(125×125×10)	24,33	550		3,85	5,17	142,857	106,38	400		0,72	17,86
Раскосы	AD	-239,243	2(110×110×8)	17,2	338		3,39	4,53	99,705	74,449	132		0,72	7,31
	DE	-889,496	2(160×160×18)	54,79	338		4,87	5,71	69,405	50,373	400		0,72	10,15
	EG	1650,363	2(200×200×20)	76,54	353		6,12	8,37	57,679	42,174	151		0,72	12,79
	GH	-843,777	2(160×1600×20)	60,4	353		4,85	6,75	72,784	52,296	126		0,72	9,2
Стойки	EF	548,829	2(160×160×14)	43,57	222		4,92	6,64	45,122	33,434	400		0,72	7,57
	HI	520,062	2(160×160×14)	43,57	275		4,92	6,64	55,894	41,416	400		0,72	16,71

### 6.3. Подбор сечений стержней фермы

Подбор и проверку сечений стержней ферм производим в табличной (табл.3.2). Предварительно задаемся толщиной фасонки фермы [1, табл.7.3]. Согласно рекомендациям принимаем толщину фасонки  $t = 16$  мм.

Расчетные длины элементов в плоскости  $l_{ox}$  и из плоскости  $l_{oy}$  фермы определяем в соответствии [1, п6, табл.11]. Расчетные длины элементов фермы представлен в табл.3.1 Геометрические размеры элементов фермы представлены на рис.3.1

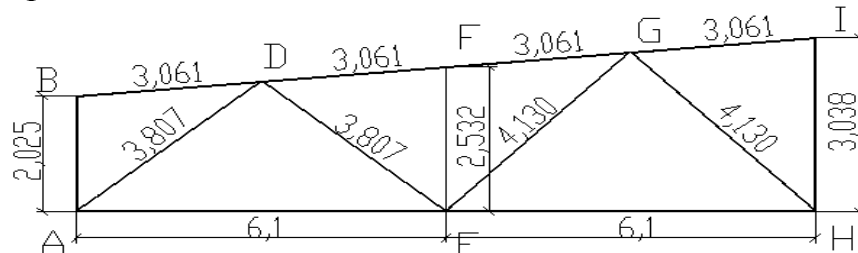


Рис.3.1 Геометрические размеры элементов фермы

Подбор сечения сжатых стержней начинаем с определения требуемой площади и радиусов инерции сечения:

$$A_{mp.} = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c}, \quad i_{x,mp.} = \frac{l_{ox}}{\lambda}, \quad i_{y,mp.} = \frac{l_{oy}}{\lambda},$$

где  $\lambda$  - принятая гибкость элемента фермы (принимаем для поясов  $\lambda = 70, \varphi = 0,754$ ; для раскосов и стоек  $\lambda = 100, \varphi = 0,542$ );  $\varphi$  - коэффициент продольного изгиба центрально-сжатого элемента [1, табл.72], в зависимости от принятой гибкости;  $\gamma_c$  - коэффициент условия работы [1, табл.6];

Таблица 3.1 Определение требуемых площадей и радиусов инерции элементов фермы (предварительно)

Элементы фермы	Стержни	Расчетные усилия, кН	$\lambda$	$\varphi$	$A_{mp.}, \text{см}^2$	$i_{x,mp.}$	$i_{y,mp.}$
1	2	3	4	5	6	7	8
Верхний пояс	BD	-68,77	70	0,754	-4,96	1,95	3,48
	DF	-827,34	70	0,754	-59,95	4,30	4,30
	FG	-827,34	70	0,754	-59,95	4,30	4,30
	GI	-176,06	70	0,754	-12,69	2,14	2,68
Нижний пояс	AE	247,64	-	1	13,46	-	-
	EH	393,2	-	1	21,37	-	-
Раскосы	AD	-122,16	100	0,542	-12,24	2,14	2,68
	DE	-727,9	100	0,542	-72,99	-	-
	EG	386,26	-	1	20,99	-	-
	GH	-481,99	100	0,542	-48,33	2,48	3,86
Стойки	EF	468,05	-	1	25,44	-	-
	HI	308,71	-	1	16,78	-	-

Для удобства изготовления фермы и комплектования сортамента металла предусматриваем установку 4-6 различных видов профиля, из которых подбираем все элементы фермы.

Стержни, составленные из двух уголков, соединенных через прокладки, рассчитываем как сплошностенчатые, что обеспечивается установленными расстояниями между прокладками. Для растянутых элементов не более  $80 \cdot i_{min}$ , для сжатых не более  $40 \cdot i_{min}$ .

Из условия обеспечения необходимой жесткости при монтаже и перевозке в сварных фермах применяют уголки с полками не менее 50 мм.

## 7. Расчет узлов фермы

### 7.1 Нижний опорный узел

а) Нагрузка на узел:

Максимальную величину распора  $H$ , вызванного опорным моментом фермы  $M_{лев.} = 815,81 \text{ кН} \cdot \text{м}$ , определим по формуле:

$$H = \frac{M_{лев.}}{h_{\phi}} = \frac{815,81}{303,8} = 2,69 \text{ кН}$$

где  $h_{\phi}$  - высота фермы на опоре;

б) Размеры опорной фасонки:

Толщину опорной фасонки принимаем равной толщине узловых фасонок  $t = 16 \text{ мм}$ .

Ширину и высоту опорной фасонки определяем из условия расположения швов, прикрепляющих уголки опорного распора и нижнего пояса к опорной фасонке.

Принимаем двухсторонний шов с катетом  $k_{fw} = 8 \text{ мм}$ .

Сварка полуавтоматическая проволокой марки Св-08А.

$\beta_f = 0,9$ ;  $\beta_z = 1,05$ ;  $R_{wf} \cdot \beta_f = 1766 \cdot 0,9 = 1589,4 \text{ кг/см}^2 < R_{wz} \cdot \beta_z = 1571 \cdot 1,05 = 1649,55 \text{ кг/см}^2$ ,

$$N_{об.} = \frac{N \cdot (b - z_0)}{b} = \alpha_1 \cdot N, \quad N_n = \frac{N \cdot z_0}{b} = \alpha_2 \cdot N$$

где  $\alpha_1 = 0,65$ ,  $\alpha_3 = 0,35$  - соответственно коэффициент распределения усилий по обуху и перу [3, п.7.6.2, табл.7.4];

$$l_f^{об.} = \frac{N_{об.}}{2 \cdot k_f \cdot (\beta \cdot \gamma_w \cdot R_w)_{min}}, \quad l_f^n = \frac{N_n}{2 \cdot k_f \cdot (\beta \cdot \gamma_w \cdot R_w)_{min}}$$

$k_f$  - катет шва, принимаем исходя из условия  $k_f \geq k_{f,min}$ , где  $k_{f,min}$  - нормативное минимальное значение катета шва в зависимости от толщины более толстого из свариваемых элементов [1, п.12.6, табл.38\*];

- для панели  $AE$ ,  $N = 247,64 \text{ кН}$ , (табл. 3.2.), принимаем  $k_f = 5 \text{ мм}$ ,

$$l_f^{об.} = \frac{0,65 \cdot 247,64}{2 \cdot 0,5 \cdot 15,894} = 10,13 \text{ см}, \quad l_f^n = \frac{0,35 \cdot 247,64}{2 \cdot 0,5 \cdot 15,894} = 5,45 \text{ см}$$

- для опорного раскоса  $AD$ ,  $N = -122,16 \text{ кН}$ , принимаем  $k_f = 5 \text{ мм}$ ,

$$l_f^{об.} = \frac{0,65 \cdot 122,16}{2 \cdot 0,5 \cdot 15,894} = 5 \text{ см}, \quad l_f^n = \frac{0,35 \cdot 122,16}{2 \cdot 0,5 \cdot 15,894} = 3 \text{ см}$$

Швы крепления фланца к фасонке воспринимают опорную реакцию фермы  $F_R$ , и внецентренно приложенную (относительно центра шва) силу  $H$

Прочность соединения по материалу шва для наиболее нагруженной точки определяем по формуле:

$$\tau_f = \sqrt{\tau_{fF}^2 + (\tau_{fH} + \tau_{fM})^2} \leq (\gamma_w \cdot R_w)_{min},$$

$$\tau_{fF} = \frac{F_R}{2 \cdot \beta \cdot k_f \cdot l_w}, \quad \tau_{fH} = \frac{H}{2 \cdot \beta \cdot k_f \cdot l_w}, \quad \tau_{fM} = \frac{6 \cdot H \cdot e}{2 \cdot \beta \cdot k_f \cdot l_w^2},$$

где  $e = 20,32 \text{ см}$  – эксцентриситет приложения силы  $H$ ;  $l_w = 33 \text{ см}$  – длина шва;

катет шва принимаем максимально возможным, исходя из конструктивных требований:

$$k_f \leq 1,2 \cdot t_{min} = 1,2 \cdot 1,6 = 1,92 \text{ см}, \text{ принимаем } k_f = 1,6$$

где  $t_{min}$  – наименьшая толщина свариваемых элементов (толщина фасонки 16 мм),

$$\tau_{fF} = \frac{40213,8}{2 \cdot 0,9 \cdot 1,6 \cdot 33} = 423,125 \text{ кг},$$

$$\tau_{fH} = \frac{26900}{2 \cdot 0,9 \cdot 1,6 \cdot 33} = 283,04 \text{ кг},$$

$$\tau_{fM} = \frac{6 \cdot 26900 \cdot 20,32}{2 \cdot 0,9 \cdot 1,6 \cdot 33^2} = 1045,7 \text{ кг},$$

$$\tau_f = \sqrt{423,125^2 + (283,04 + 1045,7)^2} = 1394,48 \leq 1766, \text{ прочность шва обеспечена.}$$

в) Опорный фланец:

Площадь опорного фланца определяем из условия смятия по формуле:

$$A_{mp.} \geq \frac{F_R}{R_p},$$

где  $R_p$  – расчетное сопротивление стали смятию торцевой поверхности при наличии пригонки [1, табл.1\*];

$$A_{mp.} = \frac{40213,8}{3609} = 21,14 \text{ см}^2,$$

по конструктивным соображениям принимаем ширину опорного фланца  $b = 13 \text{ см}$ , толщину принимаем 16 мм;

$$A = 13 \cdot 1,6 = 20,8 < A_{mp.}$$

Толщину опорного столика принимаем 32 мм.

Сварные швы, крепящие опорный столик к колонне, рассчитываем по формуле:

$$\sigma_f = \frac{1,2 \cdot F_R}{k_f \cdot \sum l_w} \leq \gamma \cdot (\beta \cdot \gamma_w \cdot R_w)_{min},$$

где  $\sum l_w = [(b_{\text{стол.}} - 1) + 2 \cdot (h_{\text{стол.}} - 1)]$  - суммарная длина швов, крепящих опорный столик;  $b_{\text{стол.}}$  - ширина опорного столика (принимаем 20 см);  $h_{\text{стол.}}$  - высота опорного столика;

Определим высоту опорного столика по формуле:

принимаем  $k_f = 7$  мм,

$$h_{\text{стол.}} \geq \frac{1,2 \cdot 40213,8}{2 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 1650} - 20 + 3 = 13,89 \text{ см},$$

Принимаем высоту опорного столика  $h_{\text{стол.}} = 14$  см.

## 7.2. Верхний коньковый узел

Горизонтальные полки поясных уголков перекрывают сверху гнутой листовой накладкой.

Площадь сечения накладки определяем по усилию  $N_{H1}$ , приходящегося на обушки поясных уголков:

$$N_{об.} = \frac{N \cdot (b - z_0)}{b} = \alpha \cdot N, \quad A_{H1} = \frac{N_{об.}}{R_y \cdot \gamma_c},$$

где  $\alpha = 0,65$  - коэффициент распределения усилий по обушке [3, п.7.6.2, табл.7.4];  $N = -106980,59$  кг – расчетное значение усилия в верхнем поясе (табл. 3.2, пояс GI);

$$A_{H1} = \frac{0,65 \cdot 95600}{2350 \cdot 1} = 26,44 \text{ см}^2,$$

Ширину поясной накладки  $b_n$  определяем конструктивно по формуле:

$$b_n = 2 \cdot b_{yz} + t_{\phi} + 2 \cdot c = 2 \cdot 11 + 1,6 + 2 \cdot 1 = 25,6 \text{ см}, \text{ принимаем } b_n = 26 \text{ см},$$

$$t_n = \frac{A_n}{b_n} = \frac{26,44}{26} = 1,02, \text{ согласно [6, табл.1]} \text{ принимаем } t_n = 1,0 \text{ см},$$

Длину поясной накладки конькового узла определяем из условия расположения на ней швов прикрепляющие полунакладку к полкам поясных уголков. Длину шва определяем по формуле (принимаем  $k_f = 10$  мм):

$$l_{w1} = \frac{N_{об.}}{k_f \cdot (\beta \cdot \gamma_w \cdot R_w)_{\min}} = \frac{0,65 \cdot 95600}{1 \cdot 1650} = 37,66 \text{ см},$$

Часть усилия в поясе воспринимается швами 2 и 3 длину которых определяем по формуле:

$$l_{w2} + l_{w3} = \frac{N_n}{k_f \cdot (\beta \cdot \gamma_w \cdot R_w)_{\min}} = \frac{0,35 \cdot 95600}{0,7 \cdot 1650} = 28,97 \text{ см},$$



## ЛИТЕРАТУРА

1. Зайцев, Ю.В. Механика разрушения для строителей [Электронный ресурс]: учебное пособие / Ю.В. Зайцев, Г.Э. Окольников, В.В. Доркин. - М.: ИНФРА-М, 2018. - 216 с. - ЭБС «Znanium.com» - Режим доступа: <http://znanium.com/catalog/product/928384>
2. Металлические конструкции одноэтажного промышленного здания [Электронный ресурс]: учебное пособие / В.А. Митрофанов [и др.]. - Саратов: Ай Пи Эр Медиа, 2018. - 200 с. - ЭБС «IPRbooks» - Режим доступа: <http://www.iprbookshop.ru/70770.html>
3. Мунчак, Л.А. Конструкции малоэтажных зданий [Электронный ресурс]: учебное пособие / Л.А. Мунчак. - М.: КУРС, ИНФРА-М, 2016. - 464 с. - ЭБС «Znanium.com» - Режим доступа: <http://znanium.com/catalog.php?bookinfo=503515>
4. Трепененков, Р.И. Альбом чертежей конструкций и деталей промышленных зданий: учебное пособие для вузов / Р.И. Трепененков. - Москва: Альянс, 2016. - 286 с.
5. \*\*Нехаев, Г.А. Металлические конструкции в примерах и задачах [Электронный ресурс]: учебное пособие / Г.А. Нехаев, И.А. Захарова. - М.: АСВ, 2010. -128 с. - ЭБС «Консультант студента» - Режим доступа: <http://www.studentlibrary.ru/book/ISBN9785930937169.html>
6. Яковлева, М. В. Строительные конструкции [Электронный ресурс]: подготовка, усиление, защита от коррозии: учебное пособие / М. В. Яковлева, Е. А. Фролов, А. Е. Фролов. - Москва: ФОРУМ: ИНФРА-М, 2015. - 208 с. - ЭБС «Znanium.com» - Режим доступа: <http://znanium.com/catalog.php?bookinfo=466359>
7. Добромыслов, А.Н. Железобетонные конструкции. Примеры расчета инженерных сооружений [Электронный ресурс]: справочное пособие / Добромыслов А.Н. - М.: АСВ, 2012. – 288 с. - ЭБС «Консультант студента» - Режим доступа: <http://www.studentlibrary.ru/book/ISBN9785930938494.html>

### Информационно-телекоммуникационные ресурсы сети «Интернет»

<http://gostrf.com/normadata/1/4293811/4293811639.htm> **снпс II-23-81 Стальные конструкции. Актуализированная редакция.**

<https://elit-knigi.ru/details.php?Id=213383> учебник Н.С. Москалев и др. Металлические конструкции, включая сварку .

Информационно-правовой портал «Гарант» [Электронный ресурс]: Режим доступа: <http://www.garant.ru/>

- Научная электронная библиотека [www.elibrary.RU](http://www.elibrary.RU) – Режим доступа: <http://elibrary.ru/>

- Электронный каталог библиотеки – Режим доступа: // <http://lib.mkgtu.ru:8004/catalog/fol2>;

- Единое окно доступа к образовательным ресурсам: Режим доступа: <http://window.edu.ru/>