

ФЕДЕРАЛЬНОЕ АГЕНТСТВО ПО ОБРАЗОВАНИЮ
Южно-уральский государственный университет

624.014(07)
К891

А.Ф.Кузнецов, Н.Б.Козьмин, С.В.Амелькович

**ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ
КОНСТРУКЦИЙ ГРАЖДАНСКИХ
И ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ**

Учебное пособие
для студентов строительных специальностей

Челябинск
2009

УДК

Кузнецов А.Ф., Козьмин Н.Б., Амелькович С.В. Примеры расчета металлических конструкций гражданских и промышленных зданий. Учебное пособие для студентов строительных специальностей.

Изд. ЮУрГУ, 2009 г. 18 стр.

В пособии изложена методика расчета металлических конструкций при проектировании зданий, включая выбор конструкций, определение усилий, подбор сечений балок перекрытий, центрально сжатых колонн и стропильных ферм. В пособии даны примеры расчета болтовых и сварных соединений элементов конструкций.

Пособие предназначено для самостоятельной работы студентов, обучающихся на специальностях 27010062 «Строительство», 270205 «Городское строительство и хозяйство», 290100 «Архитектура» и 290200 «Дизайн архитектурной среды».

Одобрено учебно-методической комиссией архитектурно-строительного факультета.

Рецензенты:

	Оглавление	
	Введение	5
1.	Расчет балочных конструкций	5
1.1.	Конструктивные решения балочных перекрытий	5
1.2.	Определение нагрузок на балки	6
1.3.	Конструирование и подбор сечения вспомогательной балки	6
1.4.	Конструирование и подбор сечения главной балки	7
1.5.	Расчет узла сопряжения вспомогательной балки с главной	9
2.	Расчет стержня центрально сжатой колонны	10
2.1.	Расчетная схема. Определение нагрузок на колонну	10
2.2.	Подбор сечения колонны	10
2.2.1.	Вариант 1. Колонна из прокатного двутавра типа «К»	10
2.2.2.	Вариант 2. Колонна из электросварной трубы	11
2.2.3.	Вариант 3. Колонна из сварного двутавра	11
3.	Расчет стропильной фермы	12
3.1.	Схема конструкций покрытия по фермам	12
3.2.	Определение нагрузок на ферму	12
3.3.	Определение усилий в стержнях фермы	13
3.4.	Подбор сечений стержней фермы	14
3.4.1.	Подбор сечения стержня сжатого пояса	14
3.4.2.	Подбор сечения растянутого пояса	15
3.4.3.	Подбор сечения раскосов	15
3.5.	Расчет сварных угловых швов	16
	Литература	17

Введение

Проектировщик, разрабатывая проект здания, компоует его план, продольный и поперечный разрезы, выбирает строительные материалы и конструкции и решает узлы. Применяя те или иные несущие и ограждающие конструкции, он должен владеть знаниями о конструировании элементов, узлов их сопряжений и размеров сечений. Он должен ориентироваться в характере и вычислении нагрузок, уметь определять усилия и выполнять расчеты на прочность и устойчивость.

В пособии приведены примеры расчета металлических конструкций, включая прокатные и сварные балки перекрытий, стропильные фермы покрытий и центрально сжатые колонны, поддерживающие перекрытия и покрытия.

1. Расчет балочных конструкций

Основными несущими элементами перекрытий зданий являются стержни двутаврового сечения, работающие на изгиб, называемые балкой.

1.1. Конструктивные решения балочных перекрытий

Перекрытие представляет собой систему пересекающихся балок, называемую балочной клеткой. Балочные клетки состоят из системы главных балок, перекрывающих большой пролет и вспомогательных (второстепенных) балок, перекрывающих меньший пролет. В данном примере большой пролет составляет 15 м, меньший пролет – 6 м. Схема балочного перекрытия – балочной клетки показана на рис. 1.

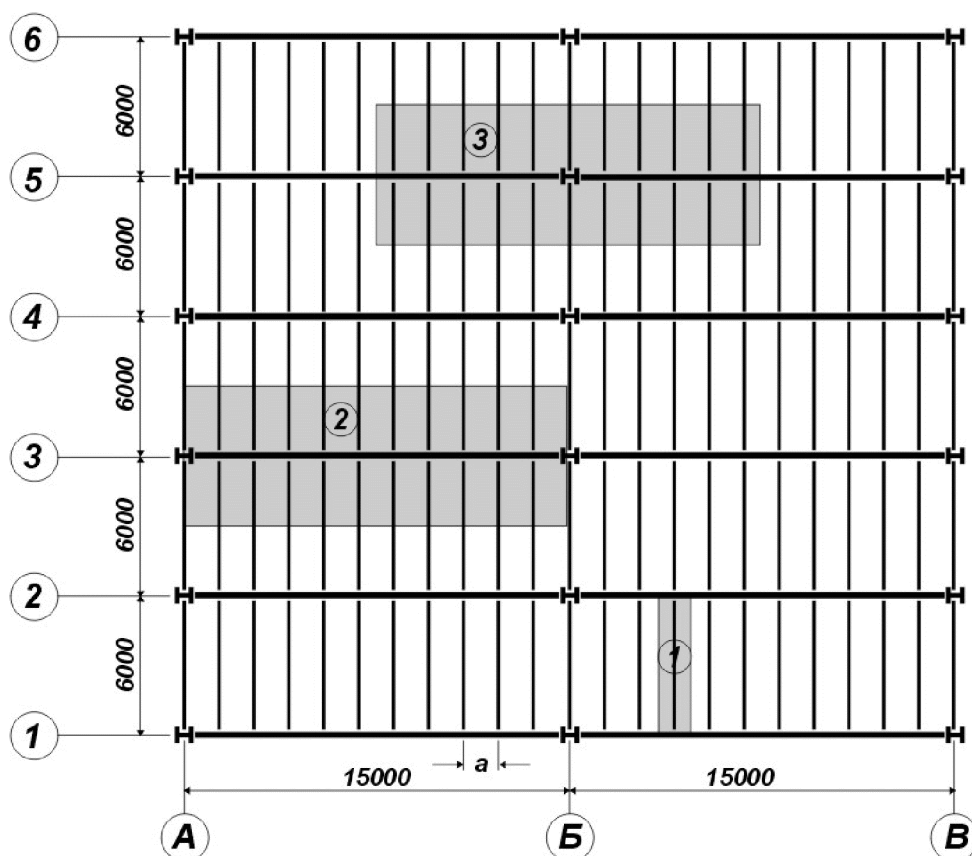


Рис. 1. Схема балочной клетки

- 1 – грузовая площадь вспомогательной балки
- 2 – грузовая площадь главной балки
- 3 – грузовая площадь колонны

1.2. Определение нагрузок на балки

Нагрузка на перекрытие принята равномерно распределенной. На рис. 1 цифрами указаны грузовые площади для определения нагрузок соответственно для главных и вспомогательных балок перекрытия и колонны.

В рассматриваемых примерах расчетная нагрузка на перекрытие, включая собственный вес конструкций, составляет $q_o = 500 \text{ кгс/м}^2$ (5 кН/м^2). Коэффициенты надежности по нагрузкам здесь учтены.

1.3. Конструирование и подбор сечения вспомогательной балки

В соответствии с рис. 1. погонная равномерно распределенная нагрузка на вспомогательную балку составляет $q_{вб} = q_o \cdot a = 5 \cdot 1.2 = 6.0 \text{ кН/м}$. Здесь $a = 1.2 \text{ м}$ является шагом вспомогательных балок.

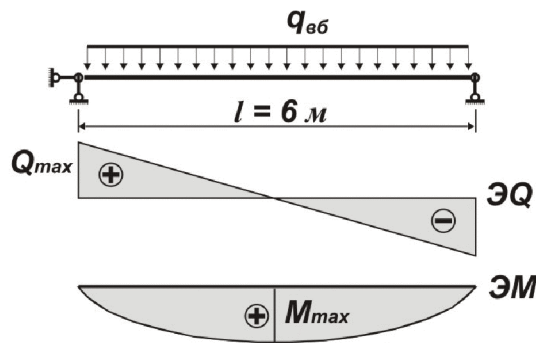


Рис. 2 Расчетная схема вспомогательной балки.

$$Q_{\max} = \frac{q_{вб} \cdot l}{2} = \frac{6 \cdot 6}{2} = 18 \text{ кН} \quad M_{\max} = \frac{q_{вб} \cdot l^2}{8} = \frac{6 \cdot 6^2}{8} = 27 \text{ кНм}$$

Для вспомогательных балок принимаем прокатный двутавр по ГОСТ 8239-89 из стали С235 с $R_y = 23 \text{ кН/см}^2$, так как балки перекрытий относятся к группе 3 конструкций (табл. 50 [3]).

Требуемый момент сопротивления равен $W_{mp} = \frac{M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{2700}{23 \cdot 1} = 117.39 \text{ см}^3$

По сортаменту принимаем двутавр № 18, $W = 143 \text{ см}^3$, $J_x = 1290 \text{ см}^4$

Фактическое напряжение $\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{2700}{143 \cdot 1} = 18.9 < R_y \cdot \gamma_c = 23 \text{ кН/см}^2$

Проверка жесткости (прогиба) балки. Нормируемый прогиб принимаем по СНиП [4];

$\left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{250}$. Прогиб проверяется на действие нормативной нагрузки.

$$q_s^n = \frac{q_{вб}}{\gamma_q} = \frac{6}{1.2} = 5.0 \text{ кН/м} = 0.05 \text{ кН/см}$$

Относительный прогиб $\frac{f}{l} = \frac{5 \cdot q_{вб}^{(n)} \cdot l^3}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot 0.05 \cdot 600^3}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^4 \cdot 1290} = \frac{1}{193} > \frac{1}{250}$.

Жесткость *не обеспечена*. Принимаем двутавр № 20, $W = 184 \text{ см}^3$, $J_x = 1840 \text{ см}^4$.

Относительный прогиб $\frac{f}{l} = \frac{5 \cdot q_{вб}^n \cdot l^3}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot 0.05 \cdot 600^3}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^4 \cdot 1840} = \frac{1}{274} < \frac{1}{250}$.

Жесткость обеспечена. Окончательно принимаем двутавр № 20.

1.4. Конструирование и подбор сечения главной балки

Грузовая площадь для расчета главной балки показана на рис. 1 цифрой 2. Погонная равномерно распределенная нагрузка на главную балку равна произведению расчетной нагрузки на 1 квадратный метр на пролет второстепенной балки.

$$q_{эл.б} = q_0 \cdot l_{в.б} = 5 \cdot 6 = 30 \text{ кН / м}$$

Главная балка сварная с ребрами жесткости. Расчетная схема главной балки по определению усилий показана на рис. 3.

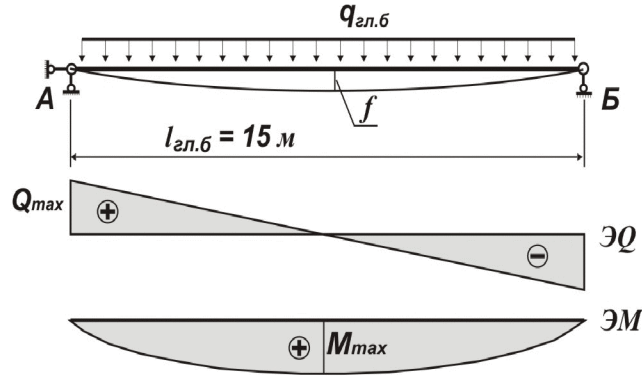


Рис. 3. Расчетная схема главной балки.

Максимальные значения изгибающего момента и поперечной силы равны:

$$Q_{\max} = \frac{q_{эл.б} \cdot l_{эл.б}}{2} = \frac{30 \cdot 15}{2} = 225 \text{ кН}; \quad M_{\max} = \frac{q_{эл.б} \cdot l_{эл.б}^2}{8} = \frac{30 \cdot 15^2}{8} = 843,75 \text{ кНм}.$$

Главные балки сварные относятся ко второй группе ответственности. По табл. 50 [3] принимаем сталь С255. При толщинах прокатного листа от 4 до 20 мм расчетное сопротивление по пределу текучести по табл. 51* $R_y = 24,50 \text{ кН / см}^2$.

Требуемый момент сопротивления сечения равен:

$$W_{mp} = \frac{M_{\max}}{R_y} = \frac{84375}{24,5} = 4017,86 \text{ см}^3.$$

Оптимальная высота балки при $t_w = 0,8$ мм.

$$h_{opt} = k \cdot \sqrt{\frac{W_{mp}}{t_w}} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{4017,86}{0,8}} \approx 82 \text{ см}$$

Принимаем $h_w = 80$ см; $t_w = 0,8$ см. Проверяем условие $\frac{h_{opt}}{t_w} = \frac{82}{0,8} = 102,5$.

Размеры сечения балки в обозначениях СНиП [3] изображены на рис. 4. При гибкости стенки $\frac{h_w}{t_w} \geq 100$ сечение оптимально при закреплении стенки сварной балки поперечными ребрами жесткости. Находим требуемый момент инерции.

$$J_{mp} = W_{mp} \cdot \frac{h}{2}; \quad J_{mp} = J_w + J_f;$$

$$J_w = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} = \frac{0,8 \cdot 80^3}{12} = 34133 \text{ см}^3; \quad J_f = 2 \cdot b_f t_f \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^2 = \frac{b_f t_f \cdot h^2}{2}.$$

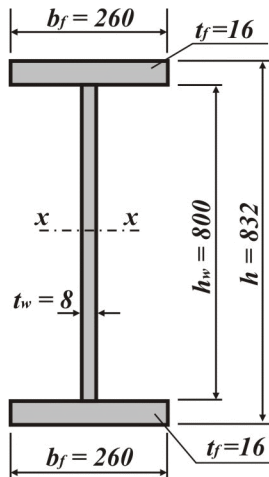


Рис. 4. Размеры сечения главной балки

Определяем размеры полок главной балки:

$$J_{mp} = W_{mp} \cdot \frac{h_{opt}}{2} = 4017.86 \cdot \frac{82}{2} = 164732,26 \text{ см}^4; \quad b_f \cdot t_f = \frac{2J_f}{h_{opt}^2};$$

$$J_f = J_{mp} - J_w = 164732 - 3413 = 130599 \text{ см}^4.$$

Принимаем $t_f = 1.6 \text{ см}$; тогда

$$b_f = \frac{2J_f}{h_{opt}^2 \cdot t_f} = \frac{2 \cdot 130599}{82^2 \cdot 1.6} = 24.3 \text{ см}. \text{ Принимаем } b_f = 26 \text{ см}.$$

Проверяем местную устойчивость пояса, при

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq (10 \dots 14); \quad \frac{26}{2 \cdot 1.6} = 8.125 \leq 10, \text{ т.е. местная}$$

устойчивость пояса обеспечена.

Проверка прочности балки по нормальным и касательным напряжениям для принятых размеров сечения.

$$I_\phi = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^2 = \frac{0.8 \cdot 80^3}{12} + 2 \cdot 26 \cdot 1.6 \cdot \left(\frac{82}{2}\right)^2 = 34133 + 139859 = 173992 \text{ см}^4;$$

$$W_\phi = \frac{2 \cdot I_\phi}{h} = \frac{2 \cdot 173992}{82} = 4243 \text{ см}^3; \quad \sigma = \frac{M_{max}}{W_\phi} = \frac{84375}{4244} = 19.88 < R_y \cdot \gamma_c = 24 \text{ кН / см}^2.$$

По нормальным напряжениям сварная балка удовлетворяет требованиям прочности.

$$\tau = \frac{Q_{max} \cdot S_x}{I \cdot t_\xi} \leq R_s \cdot \gamma_c. \text{ Здесь } S_x - \text{ статический момент полусечения балки.}$$

$$S_x = b_f \cdot t_f \cdot \frac{h - t_f}{2} + t_w \cdot \frac{h_w \cdot h_w}{2 \cdot 4} = 26 \cdot 1.6 \cdot \frac{82 - 16}{2} + 0.8 \cdot \frac{80 \cdot 80}{2 \cdot 4} = 1672 + 640 = 2312 \text{ см}^3$$

По табл. 1* СНиП [3] расчетное сопротивление срезу определяется формулой $R_s = 0.58 \cdot R_{yn} / \gamma_m = 0.58 \cdot R_y$. Для листовой стали С255 $R_s = 0.58 \cdot 24 = 13.92 \text{ кН / см}^2$

$$\tau = \frac{Q_{max} \cdot S_x}{I_x \cdot t_w} = \frac{225 \cdot 2312.2}{173992 \cdot 0.8} = 3.73 < R_s \cdot \gamma_c = 13.92 \text{ кН / см}^2.$$

В опорном сечении поперечная сила воспринимается только стенкой, так как поясные сварные швы в начале и конце швов имеют непровары. В этом случае

$$t_{w, min} = 1.5 \frac{Q_{max}}{h \cdot R_s \cdot \gamma_c} = 1.5 \frac{225}{80 \cdot 13.92 \cdot 1.0} = 0.3 \text{ см}$$

Принятая $t_w = 0.8 \text{ см}$ удовлетворяет требованиям обеспечения работы опорного сечения балки на срез.

Проверяем жесткость (прогиб) главной балки. В соответствии с нормами [4] допустимый прогиб принимаем $\left[\frac{f}{l}\right] = \frac{1}{400}$. Нормативная нагрузка на балку

$$q_{zn.б}^{(H)} = \frac{q_{zn.б}}{\gamma_q} = \frac{30}{1.2} = 25 \text{ кН / м} = 0,25 \text{ кН / см}; \quad \gamma_q - \text{коэффициент надежности по нагрузке.}$$

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{zn.б}^{(H)} \cdot l^3}{E \cdot I_x} = \frac{5 \cdot 0,25 \cdot 1500^3}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^4 \cdot 173992} = \frac{1}{333} > \frac{1}{400}; \text{ прогиб балки больше предельного.}$$

Увеличим момент инерции сечения балки за счет увеличения ширины полок.

Принимаем $b_f = 34\text{см}$ (рис. 5), проверяем условие $\frac{b_f}{2t_f} = \frac{34}{2 \cdot 1.6} = 10.6 \leq 10 \div 14$.

В этом случае момент сопротивления сечения балки

$$I_\phi = \frac{t_\omega \cdot h_\omega^3}{12} + 2b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^2 = \frac{0.8 \cdot 80^3}{12} + 2 \cdot 34 \cdot 1.6 \cdot \left(\frac{82}{2}\right)^2 = 217026\text{см}^4,$$

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{\text{эл.б}}^{(n)} \cdot l_{\text{эл.б}}^3}{E \cdot I} = \frac{5 \cdot 0.25 \cdot 1500^3}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^4 \cdot 217026} = \frac{1}{414} < \frac{1}{400}.$$

Жесткость (прогиб) балки обеспечена.

1.5. Расчет узла сопряжения вспомогательной балки с главной

Выполняем соединений на болтах класса прочности 4.6. диаметром 16 мм, $A_b = 2.01\text{ см}^2$. Болты в соединении работают на срез и смятие.

Расчетное усилие воспринимаемое одним болтом на срез

$$N_b = R_{bs} \cdot \gamma_b \cdot A_b \cdot n_s,$$

где R_{bs} - расчетное сопротивление болта на срез [табл. 58* 3] равное 15 кН/см^2 ;

γ_b - коэффициент надежности болтового соединения по условиям работы болтов класса точности В и С, равный 0.9 [табл. 35* 3];

A_b - расчетная площадь сечения стержня болта;

n_s - число расчетных срезов одного болта, равное 1.

$$N_b = 15 \cdot 0.9 \cdot 2.0 \cdot 1 = 27.14\text{кН}$$

Расчетное усилие болта на смятие

$$N_b = R_{bp} \cdot \gamma_b \cdot d \cdot \Sigma t,$$

где R_{bp} - расчетное сопротивление смятию элементов, определяемое по [табл. 59* 3] равное 43 кН/см^2 ;

d - диаметр болта, равный 16 мм;

Σt - минимальная суммарная толщина элементов, сминаемых в одном направлении, равная толщине стенки вспомогательной балки 0.52 см.

$$N_b = 43.0 \cdot 0.9 \cdot 1.6 \cdot 0.52 = 32.2\text{ кН}.$$

Соединение балок показано на рис. 5.

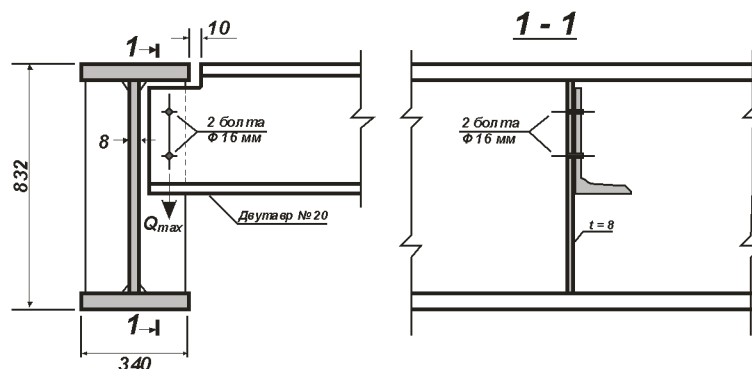


Рис.5. Соединение вспомогательной балки с главной

Количество болтов в соединении $n = \frac{Q_{\text{max}}}{\gamma_b \cdot N_{b,\text{min}}} = \frac{18}{1.0 \cdot 27.14} = 0.74$

Принимаем соединение на двух болтах.

2. Расчет стержня центрально сжатой колонны

2.1. Расчетная схема. Определение нагрузок на колонну

Нагрузка на колонну определяется с грузовой площади колонны, которая на рис. 1 обозначена цифрой 3.

Геометрические размеры колонны и схема опорных частей изображены на рис. 6.

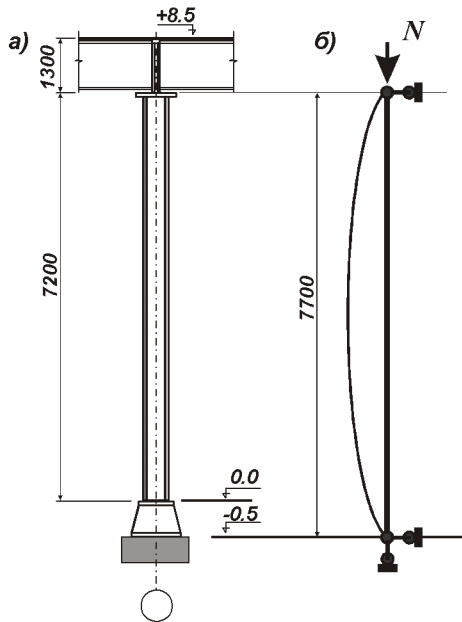


Рис.6. Схема колонны
а) конструктивная схема;
б) расчетная схема

Как было указано при расчете балок перекрытия, расчетная нагрузка на перекрытие q_0 составляет 500 кгс/м^2 (5 кН/м^2). С учетом грузовой площади для колонны нагрузка составляет

$$N_0 = q_0 \cdot A_{cp} = 6 \cdot 5 \cdot 15 = 450 \text{ кН.}$$

С учетом собственного веса колонны составляющего 5% от нагрузки на перекрытие, расчетная нагрузка равна

$$N = N_0 + 0.05 \cdot N_0 = 450 + 22.5 = 472.5 \text{ кН.}$$

Расчетные длины приведены на рис. 7.

Балки перекрытия опираются сверху на оголовки колонны, а база колонны крепится к фундаменту

двумя анкерными болтами за опорную плиту. Таким образом, стержень колонны сверху и снизу закреплен шарнирно. Поэтому $l_{ef} = 7.2 + 0.5 = 7.7 \text{ м}$.

Для колонн использована сталь С235 по ГОСТ 27772-88, для которой по табл. 51* [3] $R_y = 23 \text{ кН/см}^2$. Обычно применяют различные варианты сечений стержней центрально сжатых колонн. Далее рассмотрим три варианта:

- колонна из прокатного двутавра типа «К» по ГОСТ 26020-83;
- колонна из электросварных труб по ГОСТ 10704-76;
- колонна из сварного двутавра из толстолистовой стали.

2.2. Подбор сечения колонны

2.2.1. Вариант 1. Колонна из прокатного двутавра типа «К»

Основная расчетная формула: $\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c$. Формула содержит два не-

известных: A – площадь сечения и φ – коэффициент продольного изгиба при центральном сжатии. Предварительно принимаем гибкость $\lambda = 100$, по табл. 72 СНиП [3] для гибкости 100 $\varphi = 0.542$. Используя эти данные можно определить требуемую площадь сечения колонны

$$A_{mp} = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{472.5}{0.542 \cdot 23.0 \cdot 1.0} = 37.92 \text{ см}^2.$$

Используем колонный двутавр по ГОСТ 26020-83. После двух попыток принимаем двутавр 23К1, для которого $A = 66.51 \text{ см}^2$, $i_x = 9.95 \text{ см}$, $i_y = 6.03 \text{ см}$.

$$\lambda_x = \frac{l_{ef}}{i_x} = \frac{770}{9.95} = 77.4; \quad \lambda_y = \frac{l_{ef}}{i_y} = \frac{770}{6.03} = 127; \quad \text{по табл. 72* [3] } \varphi_x = 0.703 \quad \varphi_y = 0.381$$

$$\sigma_x = \frac{N}{\varphi_x \cdot A} = \frac{472.5}{0.703 \cdot 66.51} = 10.19 < R_y \cdot \gamma_c = 23 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_y = \frac{N}{\varphi_y \cdot A} = \frac{472.5}{0.381 \cdot 66.51} = 18.6 < R_y \cdot \gamma_c = 23 \text{ кН/см}^2.$$

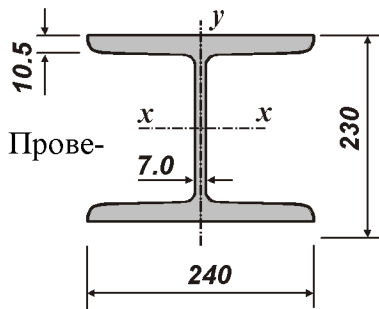


Рис. 7. Размеры сечения двутавра 23К1

ръем соответствие предельной гибкости $\lambda_y = 127$.

По табл. 19* [3] для основных колонн предельная гибкость равна $180 - 60 \cdot \alpha$. В нашем случае

$$\alpha = \frac{N}{\varphi_y \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{472.5}{0.381 \cdot 66.51 \cdot 23 \cdot 1.0} = 0.81$$

$$127 < 180 - 60 \cdot 0.81 = 180 - 48.6 = 131.4$$

Гибкость колонны относительно оси y-y не превышает предельную по нормам.

2.2.2. Вариант 2. Колонна из электросварной трубы

Учитывая большую гибкость варианта из прокатного колонного двутавра примем предварительно гибкость $\lambda = 100$; по нормам [3] $\varphi = 0.542$.

$$A_{mp} = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{472.5}{0.542 \cdot 23.0 \cdot 1.0} = 37.92 \text{ см}^2.$$

По сортаменту ГОСТ 10704-91 принимаем трубу диаметром 219 мм с толщиной стенки 6 мм. $A = 40.2 \text{ см}^2$, $I = 7.5 \text{ см}$.

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i} = \frac{770}{7.5} = 102.67; \quad \varphi = 0.529; \quad \sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A} = \frac{472.5}{0.529 \cdot 40.2} = 22.2 < R_y \cdot \gamma_c = 23 \text{ кН/см}^2;$$

2.2.3. Вариант 3. Колонна из сварного двутавра

С учетом размеров прокатного двутавра 23К1, принятого в варианте 1, назначим размеры сварного сечения из листовой стали (Рис. 8)

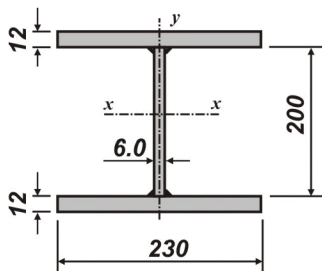


Рис. 8. Сечение сварного двутавра

Вычислим геометрические характеристики принятого сечения.

$$J_x = t_w \cdot h_w^3 / 12 + 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^2 = 0.6 \cdot \frac{20^3}{12} + 2 \cdot 2 \cdot 3 \cdot 1.2 \cdot \left(\frac{22.4}{2}\right)^2 = 400 + 6924 = 7324 \text{ см}^4$$

$$J_y = 2 \cdot t_f \cdot b_f^3 / 12 = 2 \cdot 1.2 \cdot 23^3 / 12 = 2433 \text{ см}^4$$

$$A = t_w \cdot h_w + 2 \cdot t_f \cdot b_f = 0.6 \cdot 20 + 2 \cdot 1.2 \cdot 23 = 67.2 \text{ см}^2$$

$$i_x = \sqrt{\frac{7324}{67.2}} = 10.4 \text{ см} \quad i_y = \sqrt{\frac{2433}{67.2}} = 6.01 \text{ см}; \quad \varphi_x = 0.727; \quad \varphi_y = 0.375$$

$$\sigma_x = \frac{N}{\varphi_x \cdot A} = \frac{472.5}{0.727 \cdot 67.2} = 9.67 < R_y \cdot \gamma_c = 23 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_n = \frac{N}{\varphi_n \cdot A} = \frac{472.5}{0.375 \cdot 67.2} = 18.75 < R_y \cdot \gamma_c = 23 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка гибкости колонны по СНиП [3] $\alpha = \frac{N}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{472.5}{0.375 \cdot 67.2 \cdot 23 \cdot 1.0} = 0.81$

Вычисление предельной гибкости $[\lambda] = 180 - 60 \cdot \alpha = 180 - 49.2 = 130.8$; $128 < 130.8$
 $\lambda_y < [\lambda]$. Гибкость колонны меньше предельной.

3. Расчет стропильной фермы

3.1. Схема конструкций покрытия по фермам

Схема расположения стропильных ферм показана на рис. 9. Покрытие имеет прогоны из швеллеров, расположенные в узлах верхнего пояса фермы с шагом 3.0 м. Геометрическая схема фермы и ее основные геометрические размеры изображены на рис. 10. Высота фермы на опоре 2.2 м. При принятом уклоне верхнего пояса 10 % высота фермы в середине пролета составляет $h_{\text{ф}} = 2.2 + 15.0 \cdot 0.1 = 3.7$ м.

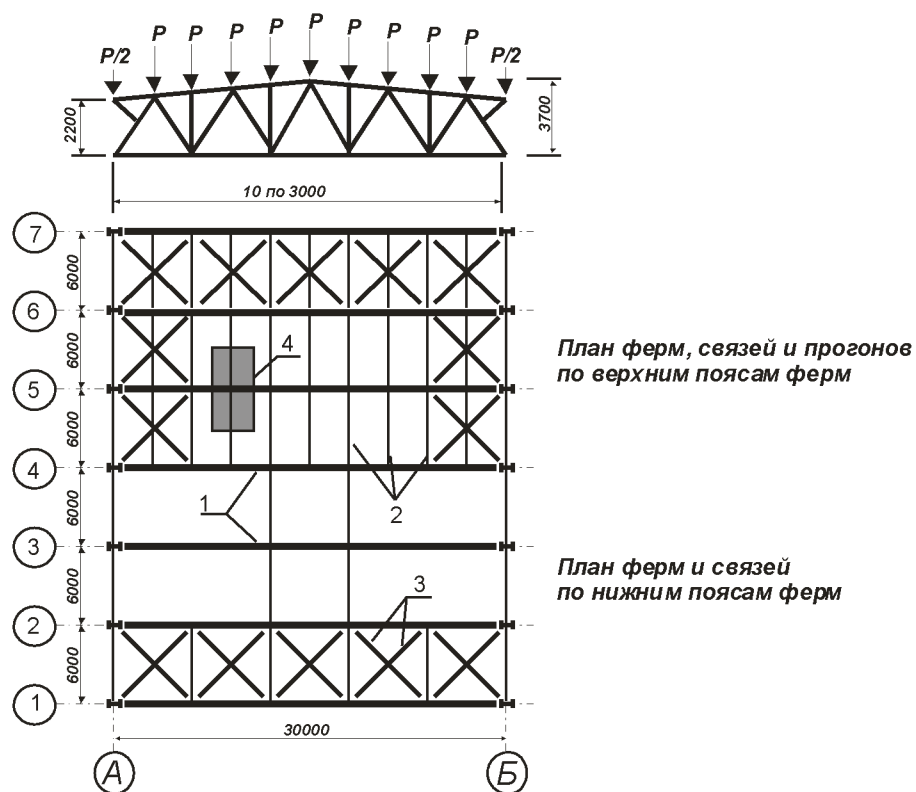


Рис. 9. Схема покрытия по фермам
 1 – стропильные фермы; 2 – прогоны; 3 – система связей;
 4 – грузовая площадь на узел фермы.

3.2. Определение нагрузок на ферму

Грузовая площадь для определения нагрузок на узел фермы изображена на рис. 10 цифрой 4 и составляет $A_{\text{гр}} = 3.0 \cdot 6.0 = 18 \text{ м}^2$. По заданию, расчетная постоянная нагрузка от собственного веса покрытия составляет 170 кгс/м^2 (1.7 кН/м^2). Расчетная снеговая

нагрузка для принятого снегового района строительства составляет 120 кгс/м^2 (1.2 кН/м^2).
 Нагрузка на каждый узел фермы составляет:

$$P = A_{ep} \cdot (q_{ноч} + q_{сн}) = 18 \cdot (1.7 + 1.2) = 52.2 \text{ кН.}$$

3.3. Определение усилий в стержнях фермы

Существуют различные методы определения усилий в стержнях фермы (вырезание узлов, метод моментных точек, метод сечений, графический метод Максвелла-Кремоны и др.) Однако, усилия в стержнях фермы можно определить и приближенным способом, представив ферму в виде статически определимой балки. При этом пояса фермы воспринимают изгибающий момент, а решетка – поперечную силу. Балочная статическая схема фермы показана на рис. 10.

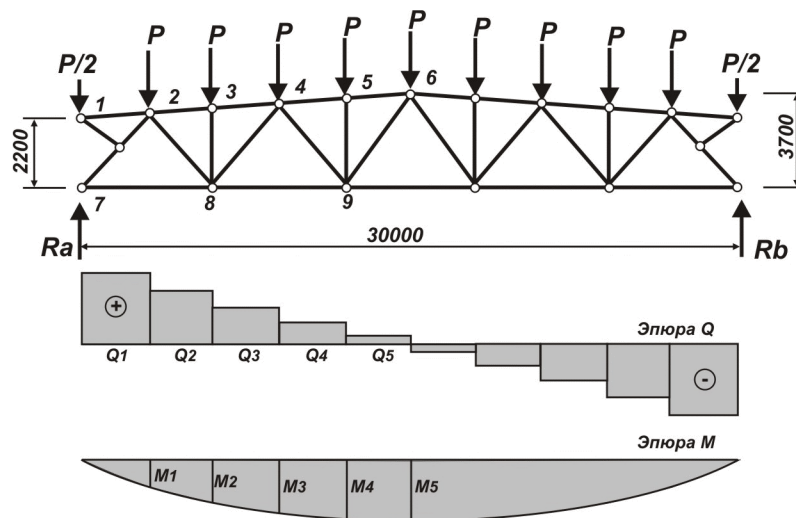


Рис. 10. Статическая схема фермы

Усилия в балка определяем при действии сосредоточенных сил (узловых нагрузок).

Опорные реакции:

$$R_A = R_B = 4.5 \cdot P = 4.5 \cdot 52.2 = 234.9 \text{ кН.}$$

$$Q_{\max} = Q_1 = 4.5 \cdot P; \quad Q_2 = 3.5 \cdot P; \quad Q_3 = 2.5 \cdot P; \quad Q_4 = 1.5 \cdot P; \quad Q_5 = 0.5 \cdot P$$

$$M_1 = 3 \cdot R_A - 3 \cdot P; \quad M_2 = 6 \cdot R_A - 3 \cdot P - 6 \cdot P; \quad M_3 = 9 \cdot R_A - 3 \cdot P - 6 \cdot P - 9 \cdot P;$$

$$M_4 = 12 \cdot R_A - 3 \cdot P - 6 \cdot P - 9 \cdot P - 12 \cdot P;$$

$$M_{\max} = M_5 = 15 \cdot R_A - 3 \cdot P - 6 \cdot P - 9 \cdot P - 12 \cdot P = 15 \cdot R_A - 30 \cdot P = 15 \cdot R_A - 30 \cdot P.$$

Подставляя $P = 52.2 \text{ кН}$ получим ординаты эпюр M и Q :

$$Q_{\max} = Q_1 = 4.5 \cdot 52.2 = 234.9 \text{ кН}; \quad Q_2 = 3.5 \cdot 52.2 = 182.7 \text{ кН}; \quad Q_3 = 2.5 \cdot 52.2 = 130.5 \text{ кН};$$

$$Q_4 = 1.5 \cdot 52.2 = 78.3 \text{ кН}; \quad Q_5 = 0.5 \cdot 52.2 = 26.1 \text{ кН.}$$

$$M_{\max} = 234.9 \cdot 15 - 52.2 \cdot 30 = 1957.5 \text{ кНм.}$$

Наибольшие усилия в верхнем и нижнем поясе фермы возникают в середине пролета от пары сил.

$$N_{вн} = N_{ни} = \frac{M_{\max}}{h_{\max}} = \frac{1957.5}{3.7} = 529 \text{ кН}$$

Для определения усилий в раскосах необходимо спроектировать неизвестное усилие в раскосах и поперечную силу на вертикальную ось. Схема определения усилий показана на рис 11.

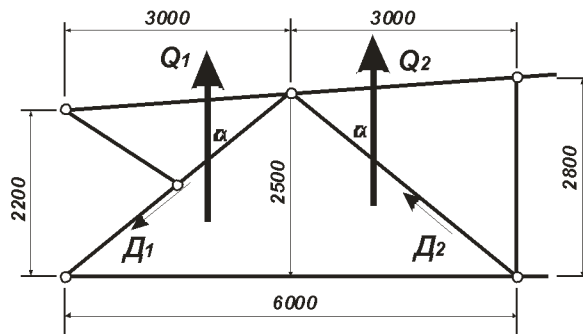


Рис. 11. Схема определения усилий в поясах и раскосах

Длины раскосов D_1 и D_2 равны

$$S = \sqrt{2.5^2 + 3^2} = 3.91 \text{ м}; \quad \cos \alpha = 2.5/3.91 = 0.639$$

$$\text{Усилие сжатия в раскосе } D_1 \quad N_1 = \frac{Q_1}{\cos \alpha} = \frac{234.9}{0.639} = 367.6 \text{ кН}$$

$$\text{Усилие растяжения в раскосе } D_2 \quad N_2 = \frac{Q_2}{\cos \alpha} = \frac{182.7}{0.639} = 285.9 \text{ кН}$$

3.4. Подбор сечений стержней фермы

Стропильные фермы относятся к группе 2 ответственности конструкций [3]. Проектируем стержни фермы из стали С245 с $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$ из прокатных не равнополочных уголков (ГОСТ 8510-86) и равнополочных (ГОСТ 8509-93).

3.4.1. Подбор сечения стержня сжатого пояса

Расчетное усилие для верхнего пояса $N_{en} = 529 \text{ кН}$. Расчетная длина в плоскости фермы $l_{ef} = 3 \text{ м}$, т.е. равна расстоянию между узлами верхнего пояса. Расчетная длина из плоскости фермы равна расстоянию между узлами связей по верхнему поясу $l_{ef} = 6 \text{ м}$. Это хорошо видно на рис. 12. Учитывая разные расчетные длины целесообразно принять не равнополочные уголки, поставленные меньшими полками вместе.

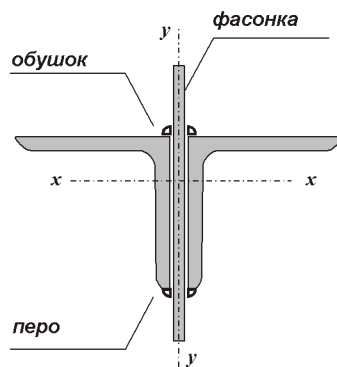


Рис. 12

Зазор между вертикальными полками уголков равен толщине узловых фасонки 8 мм.

Для определения площади сечения уголков пояса фермы принимаем $\varphi = 0.6$.

Требуемая площадь сечения стержней верхнего пояса фермы равна: $A_{mp} = \frac{N_{en}}{\varphi \cdot R_y} = \frac{529}{0.6 \cdot 24} = 36.4 \text{ см}^2$.

Принимаем сечение из двух не равнобоких уголков 140 x 90 x 8 мм, для которых.

$$A = 2 \cdot 18.0 = 36.0 \text{ см}^2; \quad r_x = 4.49 \text{ см}; \quad r_y = 6.64 \text{ см}$$

$$\lambda_x = \frac{l_{ef}}{r_x} = \frac{300}{4.49} = 66.8; \quad \lambda_y = \frac{l_{ef}}{r_y} = \frac{600}{6.64} = 90.4; \quad \text{По табл. 72 [3]} \quad \varphi_x = 0.72 \text{ и } \varphi_y = 0.542.$$

$$\text{Вычисляем нормальные напряжения: } \sigma_x = \frac{N}{\varphi_x \cdot A} = \frac{529}{0.77 \cdot 36} = 19.1 < R_y \cdot \gamma_c = 24 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_y = \frac{N}{\varphi_y \cdot A} = \frac{529}{0.608 \cdot 36} = 24.2 \cong R_y \cdot \gamma_c = 24 \text{ кН/см}^2.$$

3.4.2. Подбор сечения растянутого пояса

В соответствии с СНиП [3] табл. 20* предельная гибкость поясов плоских ферм при воздействии статических нагрузок принимается равной $[\lambda] = 400$.

$$A_{mp} = \frac{N_{en}}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{529}{24 \cdot 1.0} = 22.04 \text{ см}^2$$

Принимаем сечение из двух не равнобоких уголков 110 x 70 x 8 мм поставленные узкими полками вместе. $A = 2 \cdot 13.93 = 27.86 \text{ см}^2$; $r_x = 3.51 \text{ см}$; $r_y = 5.33 \text{ см}$

$$\sigma_x = \frac{N_{mn}}{A} = \frac{529}{27.86} = 19.0 < R_y \cdot \gamma_c = 24 \text{ кН/см}^2.$$

Для обеспечения требований по предельной гибкости $[\lambda] = 400$ проектируем связевую распорку по всей длине здания в одном из узлов нижнего пояса на расстоянии 18 м от одной из опор фермы. Тогда расчетная длина нижнего пояса из плоскости фермы равна

$$l_{ef} = 18 \text{ м. При } r_y = 5.33 \text{ см}; \quad \lambda_y = \frac{l_{ef}}{r_y} = \frac{1800}{5.33} = 338 < [\lambda] = 400.$$

3.4.3. Подбор сечения раскосов

1) Опорный раскос D_1 сжат усилием $N_{on} = 367.6 \text{ кН}$.

Расчетная длина опорного раскоса в плоскости фермы равна $l_x = 1.955 \text{ м}$; из плоскости $l_y = 3.91 \text{ м}$. Принимая гибкость $\lambda = 70$, по табл. 72 [3] $\varphi = 0.754$. Требуемая площадь

$$\text{сечения опорного раскоса фермы равна: } A_{раск} = \frac{N_{on}}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{367.6}{0.754 \cdot 24 \cdot 1} = 20.3 \text{ см}^2$$

Принимаем сечение опорного раскоса из не равнополочных уголков 110x70x6.5, поставленных узкими полками вместе с зазором 8 мм.

$A = 2 \cdot 11.45 = 22.9 \text{ см}^2$; $r_x = 3.53 \text{ см}$; $r_y = 5.30 \text{ см}$. С учетом расчетных длин l_{ef}

$$\lambda_x = \frac{l_x}{r_x} = \frac{195.3}{3.53} = 55.4; \quad \lambda_y = \frac{l_y}{r_y} = \frac{391}{5.30} = 73.8 \quad \text{По табл. 72 [3] } \varphi_x = 0.827; \quad \varphi_y = 0.729.$$

Вычисляем нормальные напряжения:

$$\sigma_x = \frac{N_{on}}{\varphi_x \cdot A} = \frac{367.6}{0.827 \cdot 22.9} = 19.4 < R_y \cdot \gamma_c = 24 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_y = \frac{N_{on}}{\varphi_y \cdot A} = \frac{367.6}{0.729 \cdot 22.9} = 22.0 \cong R_y \cdot \gamma_c = 24 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность и устойчивость опорного раскоса обеспечена.

2) Раскос D_2 растянут усилием $N = 285.9 \text{ кН}$.

$$\text{Требуемая площадь сечения раскоса равна: } A_{раск} = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{285.9}{24 \cdot 1} = 11.9 \text{ см}^2$$

Принимаем сечение раскоса из двух равнополочных уголков 63 x 5.

$$A = 2 \cdot 6.13 = 12.26 \text{ см}^2; \quad r_x = 1.94 \text{ см}; \quad r_y = 2.89 \text{ см}.$$

$$\text{Вычисляем нормальные напряжения: } \sigma = \frac{N}{A} = \frac{285.9}{12.26} = 23.32 < R_y \cdot \gamma_c = 24 \text{ кН/см}^2;$$

Длина раскоса $l_{ef} = 3.91 \text{ м}$. Проверяем гибкость и сравниваем ее с предельной по СНиП

$$[3] \quad [\lambda] = 400. \quad \lambda = \frac{l}{r_x} = \frac{391}{1.94} = 202 < [\lambda] = 400. \quad \text{Прочность и устойчивость обеспечена.}$$

3.5. Расчет сварных угловых швов

Швы, прикрепляющие стержни фермы к узловым фасонкам – угловые. Расчет угловых швов выполняем в соответствии с п. 11.2* [3] по двум сечениям на основе рис. 13.

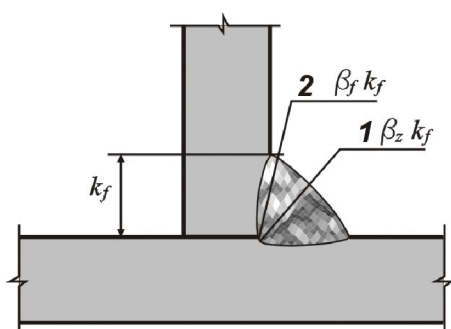


Рис. 13. Схема расчетных сечений сварных соединений с угловыми швами.

1 – сечение по металлу шва;

2 – сечение по металлу границы сплавления.

Расчет по металлу шва
$$\frac{N}{\beta_f \cdot k_f \cdot l_w} \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c,$$

Расчет по границе сплавления
$$\frac{N}{\beta_z \cdot k_f \cdot l_w} \leq R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c$$

Сварку узловых соединений ферм выполняют вручную или полуавтоматом в среде защитных газов. Для ручной и полуавтоматической сварки $\beta_f = 0.7$; $\beta_z = 1.0$;

$\gamma_{wf}, \gamma_{wz} = 1.0$ табл. 34* [3].

Расчетное сопротивление углового шва (по табл. 56 [3]) $R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2$

Сталь для ферм (группа 2) табл. 50 [3] С245. По табл. 51 $R_{un} = 37 \text{ кН/см}^2$.

Расчетное сопротивление углового шва по зоне сплавления:

$$R_{wz} = 0.45 \cdot R_{un} = 0.45 \cdot 37 = 16.7 \text{ кН/см}^2 \text{ (табл. 3 [3])}.$$

В соответствии с п. 11.2.* норм [3] для сталей с $R_y \leq 28.5 \text{ кН/см}^2$ должно выполняться условие $R_{oz} < R_{of} \leq R_{oz} \cdot \beta_z / \beta_f$. В нашем случае условие выполняется.

$$16.7 < 18 \leq 16.7 \cdot 1.0 / 0.7 = 23.86 \text{ кН/см}^2$$

На основе этого расчет можно проводить по прочности металла шва. Узел примыкания раскосов Д1 и Д2 к верхнему поясу фермы с изображением сварных швов, их толщины и длины показаны на рис. 14.

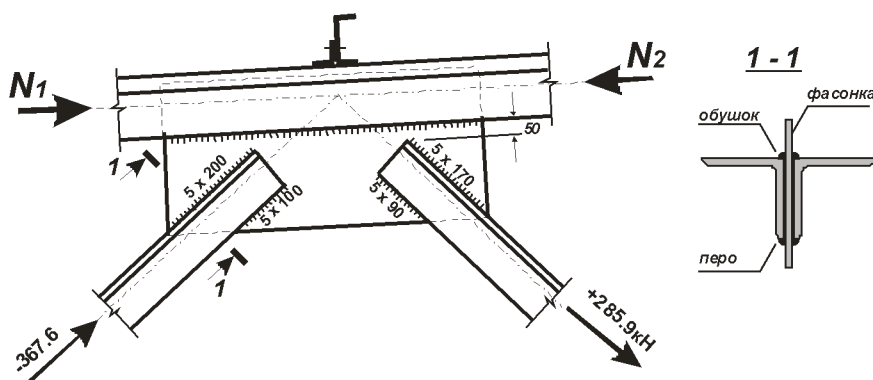


Рис. 14. Конструкция узла верхнего пояса фермы

Швы, прикрепляющие раскосы к фасонке рассчитываем на усилие, действующее в раскосе, а швы прикрепляющие пояс фермы к фасонке – на разность усилий $N_1 - N_2$ и узловую нагрузку $P = 52.2 \text{ кН}$ от прогона кровли.

Общую длину угловых швов, крепления раскоса Д к фасонке, определяем расчетом по прочности металла шва. Принимаем $k_f = 5 \text{ мм}$ исходя из толщины свариваемых деталей

(табл. 38* [3]).

$$l_w = \frac{N}{\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_w \cdot \gamma_c} = \frac{367.6}{0.7 \cdot 0.5 \cdot 18 \cdot 1.0 \cdot 1.0} = 58.35 \text{ см}.$$

Швы по обушку (рис.14) составляют 70%, т.е. $58.35 \cdot 0.7 = 40.8$ см, а по перу $58.35 \cdot 0.3 = 17.5$ см.

Учитывая, что швы двусторонние, а с учетом непроваров в начале и конце шва, равных 1 см, длина шва по обушку составляет $l_{wo} = 20.4 + 1 = 21.4$ см, принимаем окончательно длину шва по обушку 22 см.

Аналогично определяем длину швов по перу $l_{wp} = 8.75 + 1 = 9.75$ см, принимаем окончательно длину шва по перу 10 см.

Длину угловых швов, прикрепляющих раскос D_2 рассчитываем на усилие $N = 285.9$ кН.

Длина угловых швов, крепления раскоса D_2 к фасонке, определяем расчетом по прочности металла шва. Принимаем $k_f = 5$ мм исходя из толщины свариваемых деталей (табл. 38* [3]).

$$l_{wo} = \frac{N}{\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_w \cdot \gamma_c} = \frac{285.9}{0.7 \cdot 0.5 \cdot 18 \cdot 1.0 \cdot 1.0} = 45.4 \text{ см.}$$

Швы по обушку (рис.14) составляют 70%, т.е. $45.4 \cdot 0.7 = 31.78$ см, а по перу $45.4 \cdot 0.3 = 15.1$ см.

Учитывая, что швы двусторонние, а с учетом непроваров в начале и конце шва, равных 1 см, длина шва по обушку 17 см.

Аналогично определяем длину швов по перу 9 см.

Литература

1. Металлические конструкции: учебник для студ. высш. учеб. заведений / [И.Ю.Кудишин, Е.И.Беленя, В.С.Игнатъева и др.]; под ред. Ю.И.Кудишина. – 8-е изд., перераб. и доп. – М.: Издательский центр «Академия», 2006.
2. Металлические конструкции. В 3 т. Т.1. Элементы стальных конструкций: учебное пособие для строит. вузов / В.В.Горев, Б.Ю.Уваров, В.В.Филиппов и др.; под ред. В.В.Горева – М.: Высш. шк. –1997.
3. СНиП 2-23-81* Стальные конструкции. Нормы проектирования –М.: ГУП ЦПП, 2001.
4. СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия – М.: ГУП ЦПП, 2004.