

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ
ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«ДОНСКОЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

С.В. Щуцкий, С.В. Скачков, А.А. Лиманцев, Д.А. Леонова

ПРИМЕРЫ РЕШЕНИЯ ЗАДАЧ ПО РАСЧЕТУ
ЭЛЕМЕНТОВ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

Учебное пособие

Ростов-на-Дону
ДГТУ
2020

УДК 624.014

Щ98

Рецензент

кандидат технических наук,
генеральный директор ООО «СтройЭксперт» *С.В. Халезин*

Щуцкий, Сергей Викторович.

Щ98 Примеры решения задач по расчету элементов металлических конструкций : учебное пособие / С.В. Щуцкий, С.В. Скачков, А.А. Лиманцев, Д.А. Леонова ; Донской государственный технический университет. – Ростов-на-Дону : ДГТУ, 2020. – 88 с.

ISBN 978-5-7890-1852-1

Рассмотрены примеры решения задач по расчету элементов металлических конструкций на прочность, жесткость и устойчивость по методу предельных состояний (в соответствии с требованиями СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*»).

Содержит примеры расчета элементов металлических конструкций и их соединений. Каждый из примеров наглядно иллюстрирует вопросы, излагаемые на лекционных и практических занятиях.

Предназначено для обучающихся по направлениям 08.03.01 Строительство, 08.05.01 Строительство уникальных зданий и сооружений.

УДК 624.014

Печатается по решению редакционно-издательского совета
Донского государственного технического университета

© Щуцкий С.В., Скачков С.В.,
Лиманцев А.А., Леонова Д.А., 2020

© Донской государственный
технический университет, 2020

ISBN 978-5-7890-1852-1

1. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ БАЛОЧНОЙ КЛЕТКИ

1.1. Расчет настила

Дано: рассчитать настил производственного цеха по схеме со следующими данными: шаг балок настила $l_n = 1,5$ м. По балкам уложен стальной настил с рифленой поверхностью (рис. 1). Нормальная полезная равномерно распределенная нагрузка на площадке $P^n = 17$ кН/м². Материал балки настила – сталь С245. Предельно допустимый относительный прогиб настила – $n_0 = 120$. Расчет настила выполняем из условия жесткости настила при действии нормативных временных нагрузок.

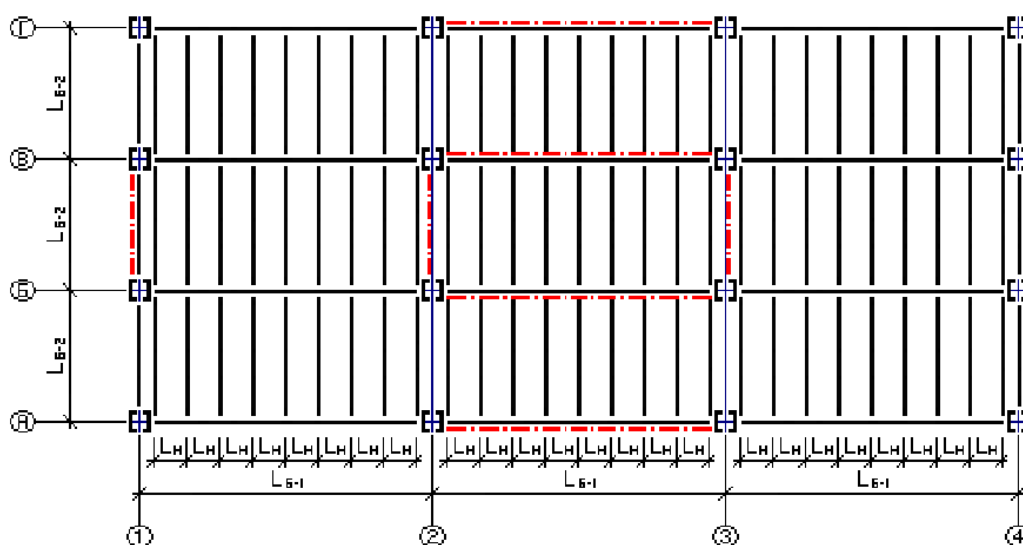


Рис. 1. Нормальная балочная клетка

Решение:

Назначаем толщину настила $t_{op} = 8$ мм. Постоянная нагрузка от собственного веса 1 м² настила толщиной t_{op} :

$$P_{наст}^n = \rho \cdot t_{op} = 78,5 \cdot 0,008 = 0,628 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2},$$

где $\rho = 7850 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$ – плотность прокатной стали (табл. Б.1 [1]).

Нормативная нагрузка, действующая на настил:

$$q^n = (P^n + P_{наст}^n) \gamma_n = (17 + 0,628) \cdot 1 = 17,628 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2},$$

где P^n – нормативная временная нагрузка на настил;

$\gamma_n = 1$ – коэффициент надежности по ответственности (ст. 16 п. 7 ФЗ № 384).

Наибольшую толщину настила из условия выполнения второй группы предельного состояния определяем по формуле:

$$t_n \geq \frac{l_n}{\frac{4n_0}{15} \left(1 + \frac{72E_1}{n_0^4 q^n} \right)},$$

где $l_n = 150$ см – пролет настила (шаг балок настила);

E_1 – приведенный модуль упругости стали:

$$E_1 = \frac{E}{1 - \nu^2} = \frac{20600}{1 - 0,3^2} = 22637,36 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

$E = 20600 \frac{\text{Н}}{\text{см}^2}$ – модуль упругости прокатной стали (табл. Б.1 [1]);

$\nu = 0,3$ – коэффициент поперечной деформации (Пуассона) (табл. Б.1 [1]).

Получаем:

$$t_n = \frac{150}{\frac{4 \cdot 120}{15} \cdot \left(1 + \frac{72 \cdot 2,26 \cdot 10^4}{120^4 \cdot 17,628 \cdot 10^{-4}} \right)} = 0,93 \text{ см.}$$

Из сортамента листового проката выбираем ближайшую большую величину, принимаем толщину настила $t_n = 10$ мм.

Определяем расход стали:

$$q_{nc} = \rho \cdot t_n = 78,5 \cdot 0,01 = 0,785 \text{ кН/м}^2.$$

1.2. Расчет прокатных балок

1.2.1. Балка настила нормальной балочной клетки

Дано: на рис. 2 приведена расчетная схема балки настила. Материал балки настила – сталь С245. Пролет балки настила $L_{Б-2} = 6$ м. Шаг балок настила $a = 1,5$ м. Нормальная полезная равномерно распределенная нагрузка на площадке $P^n = 17$ кН/м².

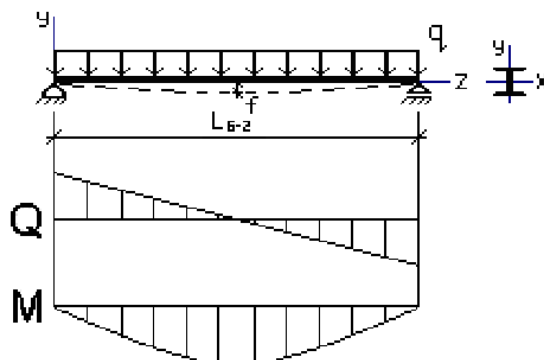


Рис. 2. Расчетная схема балки настила

Решение:

Определение нормативной и расчетной равномерно-распределенной нагрузки на балку:

– нормативная:

$$q^n = (P^n + q_{\text{нс}}) \cdot A_{\text{гр}}/l = (P^n + q_{\text{нс}}) \cdot al/l = (P^n + q_{\text{нс}}) \cdot a,$$

$$q^n = (17 + 0,785) \cdot 1,5 = 26,68 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

– расчетная:

$$q = \left[(P^n \cdot \gamma_f^n + q_{\text{нс}} \cdot \gamma_f^{\text{нс}}) \cdot A_{\text{гр}}/l \right] \cdot \gamma_n,$$

где $q_{\text{нс}} = 0,785 \text{ кН/м}^2$ – вес настила, принятый в задаче 1.1;

$\gamma_f^n = 1,2$ – коэффициент надежности по нагрузке, зависит от вида нагрузки (п. 8.2.2 [2]);

$\gamma_f^{\text{нс}} = 1,05$ – коэффициент надежности по нагрузке для собственного веса металлоконструкций (табл. 7.1 [2]);

$\gamma_n = 1$ – коэффициент надежности по ответственности (ст. 16 п. 7 [3]).

Получаем:

$$\begin{aligned} q &= \left[(P^n \cdot \gamma_f^n + q_{\text{нс}} \cdot \gamma_f^{\text{нс}}) \cdot a \right] \cdot \gamma_n, \\ &= [(17 \cdot 1,2 + 0,785 \cdot 1,05) \cdot 1,5] \cdot 1 = 31,84 \text{ кН/м}. \end{aligned}$$

Определение расчетных усилий Q и M .

Максимальный изгибающий момент в балке:

$$M_{\text{max}} = \frac{qL_{\text{Б-2}}^2}{8} = \frac{31,84 \cdot 6^2}{8} = 143,28 \text{ кНм}.$$

Максимальная поперечная сила в балке:

$$Q_{\text{max}} = \frac{qL_{\text{Б-2}}}{2} = \frac{31,84 \cdot 6}{2} = 95,52 \text{ кН}.$$

Определение требуемого момента сопротивления с учетом развития пластических деформаций и подбор по сортаменту профиля балки.

Расчет выполняем из условия прочности согласно п. 8.2.3 [1], по формуле:

$$W_{\text{хтр}} \geq \frac{M_x}{c_x \beta R_y \gamma_c} = \frac{143,28 \cdot 100}{1,1 \cdot 1 \cdot 24 \cdot 1} = 542,7 \text{ см}^3,$$

где $c_x = 1,1$ – коэффициент для расчета на прочность с учетом развития пластических деформаций при изгибе (принимаем предварительно);

$\beta = 1$ – коэффициент, зависящий от уровня касательных напряжений в балке (принимаем предварительно);

$R_y = 24 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести (табл. В.5 [1]);

$\gamma_c = 1$ – коэффициент условий работы (табл. 1 [1]).

По сортаменту принимаем I35Б1, имеющий следующие характеристики: $W_x = 641,3 \text{ см}^3$; $I_x = 11095 \text{ см}^4$; $h = 346 \text{ мм}$; $b_f = 174 \text{ мм}$; $t_w = 6 \text{ мм}$; $t_f = 9 \text{ мм}$; $R = 14 \text{ мм}$.

Проверка жесткости балки:

$$\frac{f}{L_{Б-2}} = \frac{5q^n L_{Б-2}^3}{384EI_x} \leq \left[\frac{f}{L_{Б-2}} \right],$$

где $\left[\frac{f}{L} \right] = \frac{1}{200}$ – предельно допустимый относительный прогиб балки настила, определяемый по табл. Д.1 [2] с учетом примечания 2 данной таблицы.

Имеем:

$$\frac{f}{L} = \frac{5 \cdot 0,267 \cdot 600^3}{384 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 11095} = 0,0033 < \left[\frac{f}{L} \right] = 0,005.$$

Условие выполняется.

Проверка прочности балки:

$$\frac{M_x}{c_x \beta W_x R_y \gamma_c} \leq 1.$$

Определение расхода стали:

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{b_f t_f}{(h - 2t_f - 2R)t_w} = \frac{17,4 \cdot 0,9}{29,3 \cdot 0,62} = 0,87 \text{ – отношение площади полки к}$$

площади стенки балки настила.

Значение коэффициента c_x следует определять по табл. Е.1 [1] в зависимости от отношения площадей полки и стенки двутавра $c_x = 1,083$.

Получаем:

$$\frac{143,28 \cdot 100}{1,083 \cdot 1 \cdot 641,3 \cdot 24 \cdot 1} = 0,86 \leq 1.$$

Условие прочности выполняется.

1.2.2. Балка настила сложной балочной клетки

Дано: на рис. 3 приведена расчетная схема балки настила. Материал балки настила – сталь С245. Пролет балки настила $L_{Б-3} = 2 \text{ м}$ (рис. 4). Шаг балок настила $a = 1,0 \text{ м}$. Нормальная полезная равномерно распределенная нагрузка на площадке $P^n = 22,5 \text{ кН/м}^2$.

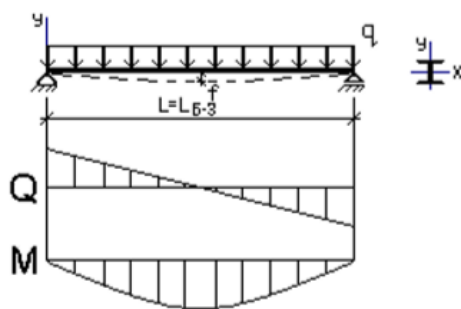


Рис. 3. Расчетная схема балки настила

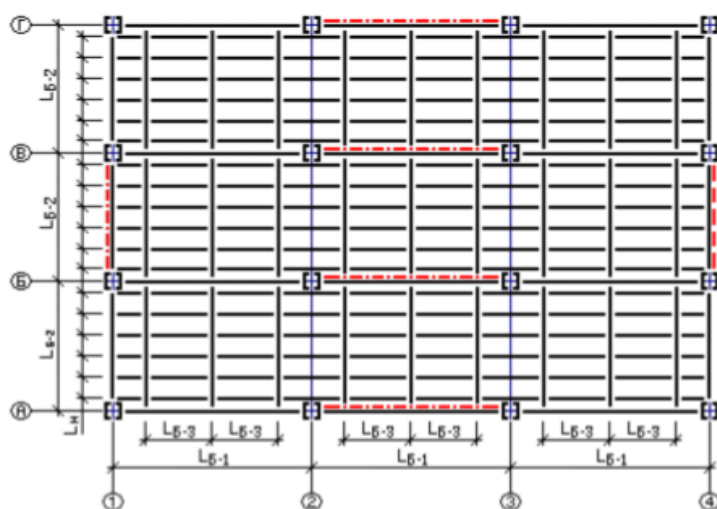


Рис. 4. Сложная балочная клетка

Решение:

Определяем нормативную и расчетную нагрузку, действующую на балку настила:

– нормативная:

$$q^n = (P^n + q_{\text{нс}}) \cdot a = (22,5 + 0,785) \cdot 1 = 23,285 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

– расчетная:

$$q = \left[\left(P^n \cdot \gamma_f^n + q_{\text{нс}} \cdot \gamma_{\text{нс}}^{\text{нс}} \right) \cdot a \right] \cdot \gamma_n$$

$$= \left[\left((22,5 \cdot 1,2 + 0,785 \cdot 1,05) \cdot 1 \right) \right] \cdot 1 = 27,82 \frac{\text{кН}}{\text{м}},$$

где $q_{\text{нс}} = 0,785 \text{ кН/м}^2$ – вес настила, принятый в задаче 1.1.

Определение расчетных усилий Q и M .

Максимальный изгибающий момент в балке:

$$M_{\text{max}} = \frac{q L_{\text{Б-3}}^2}{8} = \frac{27,82 \cdot 2^2}{8} = 13,91 \text{ кНм}.$$

Максимальная поперечная сила в балке:

$$Q_{max} = \frac{qL_{Б-3}}{2} = \frac{27,82 \cdot 2}{2} = 27,82 \text{ кН.}$$

Определяем требуемый момент сопротивления балки:

$$W_{хтр} \geq \frac{M_{max}}{c_x \beta R_y \gamma_c} = \frac{13,91 \cdot 100}{1,1 \cdot 1 \cdot 24 \cdot 1} = 53,69 \text{ см}^3.$$

По сортаменту принимаем I14Б1, имеющий следующие характеристики: $W_x = 63,3 \text{ см}^3$; $I_x = 435 \text{ см}^4$; $h = 137,4 \text{ мм}$; $b_f = 73 \text{ мм}$; $t_w = 3,8 \text{ мм}$; $t_f = 5,6 \text{ мм}$; $R = 7 \text{ мм}$.

Расчет на прочность балки выполняем с учетом развития пластических деформаций в сечении по формуле:

$$\frac{M_{max}}{c_x \beta W_x} \leq R_y \gamma_c.$$

Уточняем коэффициент c_x по табл. Е.1 [1] в зависимости от отношения площадей полки и стенки двутавра $\frac{A_f}{A_w}$:

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{73 \cdot 5,6}{112,2 \cdot 3,8} = 0,959.$$

Откуда $c_x^{\text{точн}} = 1,0741$.

Выполняем окончательную проверку прочности балки:

$$\frac{M_{max}}{c_x^{\text{точн}} \beta W_x^{\text{сорт}}} = \frac{13,91 \cdot 100}{1,0741 \cdot 1 \cdot 63,3} = 20,46 \text{ кН/см}^2 \leq R_y \gamma_c = 24 \text{ кН/см}^2.$$

Выполняем проверку жесткости балки:

$$\frac{f}{L_{Б-3}} = \frac{5q^n L_{Б-3}^3}{384EI_x^{\text{сорт}}} \leq \left[\frac{f}{L_{Б-3}} \right],$$

где $\left[\frac{f}{L} \right] = \frac{1}{135}$ – для пролета 2 м.

Имеем:

$$\frac{f}{L} = \frac{5 \cdot 23,285 \cdot 10^{-2} \cdot 200^3}{384 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 435} = 2,7 \cdot 10^{-3} < \frac{1}{135} = 7,4 \cdot 10^{-3}.$$

Условие выполняется.

1.2.3. Вспомогательная балка сложной балочной клетки

Дано: материал балки настила – сталь С245. Пролет вспомогательной балки $L_{Б-3} = 5 \text{ м}$. Пролет балки настила $L_{Б-2} = 2 \text{ м}$. Нормальная полезная равномерно распределенная нагрузка на площадке $P^n = 22,5 \text{ кН/м}^2$.

Решение:

Определяем нормативную и расчетную нагрузку, действующую на вспомогательную балку:

– нормативная:

$$q^n = (P^n + q_{\text{нс}} + q_{\text{бн}}) \cdot L_{\text{Б-2}} = (22,5 + 1,077 + 10,5 \cdot 9,8 \cdot 10^{-3}) \cdot 2 = 47,36 \text{ кН/м.}$$

– расчетная:

$$\begin{aligned} q &= \left[(P^n \cdot \gamma_f^n + q_{\text{нс}} \cdot \gamma_{\text{нс}}^{\text{нс}} + q_{\text{бн}} \cdot \gamma_{\text{бн}}^{\text{бн}}) \cdot A_{\text{гр}}/l \right] \cdot \gamma_n = \\ &= \left[((22,5 \cdot 1,2 + 1,077 \cdot 1,05 + 10,5 \cdot 9,8 \cdot 10^{-3} \cdot 1,05) \cdot 2) \right] \cdot 1 = \\ &= 56,48 \frac{\text{кН}}{\text{м}}, \end{aligned}$$

где $q_{\text{нс}}$ – вес настила,

$q_{\text{бн}}$ – вес балки настила.

Определяем максимальные изгибающий момент и поперечную силу:

$$M_{\text{max}} = \frac{qL_{\text{Б-3}}^2}{8} = \frac{56,48 \cdot 5^2}{8} = 176,5 \text{ кНм,}$$

$$Q_{\text{max}} = \frac{qL_{\text{Б-3}}}{2} = \frac{56,48 \cdot 5}{2} = 141,2 \text{ кН.}$$

Расчет на прочность балки выполняем с учетом развития пластических деформаций в сечении по формуле:

$$\frac{M_{\text{max}}}{c_x \beta W_x} \leq R_y \gamma_c.$$

Определяем требуемый момент сопротивления балки:

$$W_{\text{хтр}} \geq \frac{M_{\text{max}}}{c_x \beta R_y \gamma_c} = \frac{176,5 \cdot 100}{1,1 \cdot 1 \cdot 24 \cdot 1} = 668,56 \text{ см}^3.$$

По сортаменту принимаем I35Б2, имеющий следующие характеристики: $W_x = 774,8 \text{ см}^3$; $I_x = 13560 \text{ см}^4$; $h = 350 \text{ мм}$; $b_f = 175 \text{ мм}$; $t_w = 7 \text{ мм}$; $t_f = 11 \text{ мм}$; $R = 14 \text{ мм}$.

Уточняем коэффициент c_x по табл. Е.1 [1] в зависимости от отношения площадей полки и стенки двутавра $\frac{A_f}{A_w}$:

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{175 \cdot 11}{300 \cdot 7} = 0,917.$$

Отсюда $c_x^{\text{точн}} = 1,0783$.

Выполняем окончательную проверку прочности балки:

$$\frac{M_{max}}{c_x^{точн} \beta W_x^{сорт}} = \frac{176,5 \cdot 100}{1,0783 \cdot 1 \cdot 774,8} = 21,13 \text{ кН/см}^2 \leq R_y \gamma_c = 24 \text{ кН/см}^2.$$

Выполняем проверку жесткости балки:

$$\frac{f}{L_{Б-3}} = \frac{5q^n L_{Б-3}^3}{384 E I_x^{сорт}} \leq \left[\frac{f}{L_{Б-3}} \right],$$

где $\left[\frac{f}{L} \right] = \frac{1}{183,33}$ – для пролета 5 м. Получаем:

$$\frac{f}{L} = \frac{5 \cdot 47,36 \cdot 10^{-2} \cdot 500^3}{384 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 13560} = 2,8 \cdot 10^{-3} < \frac{1}{183,33} = 5,45 \cdot 10^{-3}.$$

Условие выполняется.

1.3. Расчет главной балки

1.3.1. Подбор сечения главной балки

Дано: выполнить подбор сечения главной балки, исходя из условий: расчетная погонная нагрузка на главную балку $q = 165,7 \text{ кН/м}$, пролет главной балки $L = 10,5 \text{ м}$. Материал – сталь С255 (рис. 5).

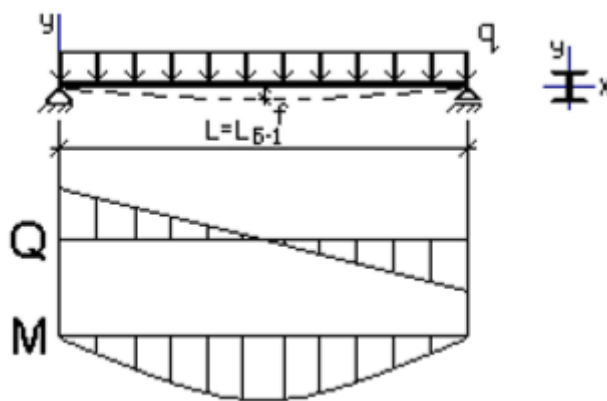


Рис. 5. Расчетная схема главной балки

Решение:

Определяем максимальные изгибающий момент и поперечную силу:

$$M_{max} = \frac{q L_{Б-1}^2}{8} = \frac{165,7 \cdot 10,5^2}{8} = 2283,55 \text{ кНм}.$$

$$Q_{max} = \frac{q L_{Б-1}}{2} = \frac{165,7 \cdot 10,5}{2} = 869,93 \text{ кН}.$$

Вычислим требуемый момент сопротивления сечения балки:

$$W_{xтр} \geq \frac{M_{max}}{R_y \gamma_c} = \frac{2283,55 \cdot 100}{23 \cdot 1} = 9928,5 \text{ см}^3,$$

где $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$ при толщине проката от 4 до 20 мм (табл. В.3 [1]);

$R_y = 23 \text{ кН/см}^2$ при толщине проката свыше 20 мм (табл. В.3 [1]);

$\gamma_c = 1$ – коэффициент условий работы (табл. 1 [1]).

Высота балки из условия жесткости:

$$h_{min} = \frac{5}{24} \frac{R_y L_{Б-1}}{E} \left[\frac{L_{Б-1}}{f} \right] \frac{q^n}{q} = \frac{5}{24} \cdot \frac{23 \cdot 1050}{20600} \cdot 212,5 \cdot \frac{138,08}{165,7} = 43,2 \text{ см},$$

где $\left[\frac{f}{L_{Б-1}} \right] = \frac{1}{212,5}$ – предельно допустимый относительный прогиб главной балки, определяемый по табл. Д.1 [2] с учетом примечания 2 данной таблицы.

Высота балка из условия минимального расхода стали:

$$h_{опт} = 1,15 \sqrt{\frac{W_{xтр}}{t_w}} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{9928,5}{0,8}} = 128,11 \text{ см}.$$

В последней формуле толщина стенки принята из условия прочности стенки при ее работе на срез:

$$t_w = 1,5 \frac{Q_{max}}{h R_s \gamma_c} = 1,5 \cdot \frac{869,93}{127,8 \cdot 13,34 \cdot 1} = 0,8 \text{ см},$$

где $R_s = 0,58 R_y = 0,58 \cdot 23 = 13,34 \text{ кН/см}^2$ – по (табл. 2 [1]);

$\gamma_c = 1$ – коэффициент условий работы.

Высота балки назначается предварительно как $L/10$ и по эмпирической формуле:

$$t_w = 7 + \frac{3h}{1000} = 7 + \frac{3 \cdot 1050}{1000} = 10,15 \text{ мм}.$$

Толщину стенки (принимаем $t_w = 10 \text{ мм}$ – ближайшую толщину стального листа по сортаменту). Условие коррозионной стойкости $t_w \geq 6 \text{ мм}$ выполняется.

Поскольку размеры полок пока неизвестны, полученные выше высоты используем для назначения высоты стенки балки не менее h_{min} и по возможности близкой к $h_{опт}$ из условий: $h_w \approx h \geq h_{min} = 43,2 \text{ см}$ и $h_w \approx h \cong h_{опт} = 128,11 \text{ см}$ и принимаем равной 130 см (кратно 50 мм).

Для определения ширины полки вычисляем требуемый момент инерции сечения относительно оси x .

Имеем:

$$I_x = W_{x\text{тр}} \cdot \frac{\max(h_{\min}; h_{\text{опт}})}{2} = 9928,5 \cdot \frac{130}{2} = 645352,5 \text{ см}^4;$$

$$I_{w_x} = \frac{t_w h_w^3}{12} = \frac{1 \cdot 130^3}{12} = 183082,33 \text{ см}^4 - \text{момент инерции стенки};$$

$I_{f_x} = I_x - I_{w_x} = 645352,5 - 183082,33 = 462270,17 \text{ см}^4$ – требуемый момент инерции полок;

$A_f \approx \frac{I_{f_x}}{2\left(\frac{h}{2}\right)^2} = \frac{462270,17}{2 \cdot \left(\frac{130}{2}\right)^2} = 54,71 \text{ см}^2$ – требуемая ориентировочная площадь сечения полки.

Вычислим толщину полки:

$$t_f = \sqrt{A_f \sqrt{\frac{R_y}{E}}} = \sqrt{54,71 \sqrt{\frac{23}{20600}}} = 1,4 \text{ см.}$$

Принимаем толщину полки $t_f = 1,4$ см. Последний размер должен находиться в пределах от одной до трех толщин стенки балки для исключения необходимости выполнения неравнократного сварного шва, соединяющего полку со стенкой.

Требуемая ширина полки:

$$b_f = \frac{A_f}{t_f} = \frac{54,71}{1,4} = 39,08 \text{ см.}$$

По сортаменту широкополосной стали принимаем ширину полки $b_f = 42$ см и корректируем толщину полки – $t_f \geq \frac{A_f}{b_f} = \frac{54,71}{42} = 1,3$ см, тогда $t_f = 1,4$ см.

Полная высота балки составит:

$$h = h_w + 2t_f = 130 + 2 \cdot 1,4 = 132,8 \text{ см.}$$

Из опыта проектирования рекомендуется, чтобы $b_f = 42 \leq \frac{h}{3} = \frac{132,8}{3} = 44$ см.

Условие соблюдается.

1.3.2. Определение размеров полок главной балки

Дано: определить размеры полок главной балки, если требуемый момент сопротивления сечения балки $W_{x\text{тр}} = 9928,5 \text{ см}^3$, высота балки $h = 130 \text{ см}$, толщина стенки $t_w = 10 \text{ мм}$. Материал главной балки – сталь С255 (рис. 6).

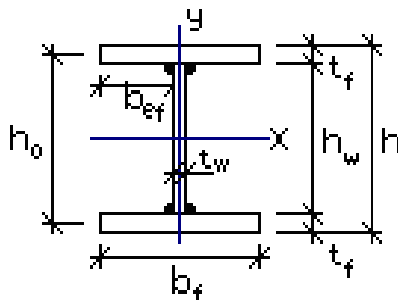


Рис. 6. Сечение главной балки

Решение:

Для определения ширины полки вычисляем требуемый момент инерции сечения относительно оси x :

$$I_x = W_{x\text{тр}} \cdot \frac{\max(h_{\min}; h_{\text{опт}})}{2} = 9928,5 \cdot \frac{130}{2} = 645352,5 \text{ см}^4;$$

$$I_{w_x} = \frac{t_w h_w^3}{12} = \frac{1 \cdot 130^3}{12} = 183083,33 \text{ см}^4 - \text{момент инерции стенки};$$

$I_{f_x} = I_x - I_{w_x} = 645352,5 - 183083,33 = 462269,17 \text{ см}^4$ – требуемый момент инерции полок;

$$A_f \approx \frac{I_{f_x}}{2 \left(\frac{h}{2}\right)^2} = \frac{462269,17}{2 \cdot \left(\frac{130}{2}\right)^2} = 54,7 \text{ см}^2 - \text{требуемая ориентировочная площадь сечения полки}.$$

Согласно п. 8.5.18 [1], устойчивость сжатых поясов балок двутаврового сечения 1-го класса следует считать обеспеченной, если условная гибкость свеса пояса $\bar{\lambda}_f = \left(\frac{b_{ef}}{t_f}\right) \sqrt{\frac{R_{yf}}{E}}$ не превосходит предельного значения, определяемого по формуле (97) [1] $\bar{\lambda}_{uf} = 0,5 \sqrt{\frac{R_{yf}}{\sigma_c}}$. Поскольку напряжение в сжатом поясе σ_c пока неизвестно, для предварительных расчетов принимаем его равным R_{yf} , тогда $\bar{\lambda}_{uf} = 0,5$. Приравняв две гибкости и выполнив несложные преобразования, получим с учетом того, что свес полки $b_{ef} \approx \frac{b_f}{2}$:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_f}{2 \cdot t_f} \left(\frac{b_{ef}}{t_f} \right) \sqrt{\frac{R_y}{E}} \cdot \frac{t_f}{t_f} = \frac{A_f}{2 \cdot t_f^2} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \bar{\lambda}_{uf} = \frac{1}{2}.$$

Из последнего равенства имеем:

$$t_f = \sqrt{A_f \sqrt{\frac{R_y}{E}}} = \sqrt{54,7 \sqrt{\frac{23}{20600}}} = 1,4 \text{ см.}$$

Принимаем толщину полки $t_f = 1,4$ см. Последний размер должен находиться в пределах от одной до трех толщин стенки балки для исключения необходимости выполнения неравнократного сварного шва, соединяющего полку со стенкой.

Требуемая ширина полки:

$$b_f = \frac{A_f}{t_f} = \frac{54,7}{1,4} = 39,1 \text{ см.}$$

По сортаменту широкополосной стали принимаем ширину полки $b_f = 40$ см.

1.3.3. Определение высоты главной балки

Дано: определить высоту главной балки, если пролет главной балки $L = 10,5$ м, нормативная расчетная нагрузка на главную балку $q^n = 138,08$ кН/м, расчетная погонная $q = 165,7$ кН/м, поперечная сила в балке $Q_{max} = 869,93$ кН, требуемый момент сопротивления сечения балки $W_{хтр} = 9928,5$ см³. Материал – сталь С255.

Решение:

Высота балки из условия жесткости:

$$h_{min} = \frac{5}{24} \frac{R_y L_{Б-1}}{E} \left[\frac{L_{Б-1}}{f} \right] \frac{q^n}{q} = \frac{5}{24} \cdot \frac{23 \cdot 1050}{20600} \cdot 212,5 \cdot \frac{138,08}{165,7} = 43,2 \text{ см,}$$

где $\left[\frac{f}{L_{Б-1}} \right] = \frac{1}{212,5}$ – предельно допустимый относительный прогиб главной балки, определяемый по табл. Д.1 [2] с учетом примечания 2 данной таблицы.

Высота балка из условия минимального расхода стали:

$$h_{опт} = 1,15 \sqrt{\frac{W_{хтр}}{t_w}} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{9928,5}{0,8}} = 128,11 \text{ см.}$$

В последней формуле толщина стенки принята из условия прочности стенки при ее работе на срез:

$$t_w = 1,5 \frac{Q_{max}}{h R_s \gamma_c} = 1,5 \cdot \frac{869,93}{127,8 \cdot 13,34 \cdot 1} = 0,8 \text{ см},$$

где $R_s = 0,58 R_y = 0,58 \cdot 23 = 13,34 \text{ кН/см}^2$ – (по табл. 2[1]);

$\gamma_c = 1$ – коэффициент условий работы.

Высота балки назначается предварительно как $L/10$ и по эмпирической формуле:

$$t_w = 7 + \frac{3h}{1000} = 7 + \frac{3 \cdot 1050}{1000} = 10,15 \text{ мм}.$$

Толщину стенки принимаем $t_w = 10 \text{ мм}$ – ближайшую толщину стального листа по сортаменту. Условие коррозионной стойкости $t_w \geq 6 \text{ мм}$ выполняется.

Поскольку размеры полков пока неизвестны, полученные выше высоты используем для назначения высоты стенки балки не менее h_{min} и по возможности близкой к $h_{опт}$ из условий: $h_w \approx h \geq h_{min} = 43,2 \text{ см}$ и $h_w \approx h \cong h_{опт} = 128,11 \text{ см}$ и принимаем ее равной 130 см (кратно 50 мм).

Для определения ширины полки вычисляем требуемый момент инерции сечения относительно оси x :

$$I_x = W_{хтр} \cdot \frac{\max(h_{min}; h_{опт})}{2} = 9928,5 \cdot \frac{130}{2} = 645352,5 \text{ см}^4;$$

$$I_{wx} = \frac{t_w h_w^3}{12} = \frac{1 \cdot 130^3}{12} = 183083,33 \text{ см}^4 \text{ – момент инерции стенки};$$

$I_{fx} = I_x - I_{wx} = 645352,5 - 183083,33 = 462269,17 \text{ см}^4$ – требуемый момент инерции полков;

$A_f \approx \frac{I_{fx}}{2\left(\frac{h}{2}\right)^2} = \frac{462269,17}{2 \cdot \left(\frac{130}{2}\right)^2} = 54,71 \text{ см}^2$ – требуемая ориентировочная площадь сечения полки.

Согласно п. 8.5.18 [1], устойчивость сжатых поясов балок двутаврового сечения 1-го класса следует считать обеспеченной, если условная

гибкость свеса пояса $\bar{\lambda}_f = \left(\frac{b_{ef}}{t_f}\right) \sqrt{\frac{R_{yf}}{E}}$ не превосходит предельного значе-

ния, определяемого по формуле (97) [1] $\bar{\lambda}_{uf} = 0,5 \sqrt{\frac{R_{yf}}{\sigma_c}}$.

Поскольку напряжение в сжатом поясе σ_c пока неизвестно, для предварительных расчетов принимаем его равным R_{yf} , тогда $\bar{\lambda}_{uf} = 0,5$. Приравняв две гибкости и выполнив несложные преобразования, получим с учетом того, что свес полки $b_{ef} \approx \frac{b_f}{2}$:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_f}{2 \cdot t_f} \left(\frac{b_{ef}}{t_f} \right) \sqrt{\frac{R_y}{E}} \cdot \frac{t_f}{t_f} = \frac{A_f}{2 \cdot t_f^2} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \bar{\lambda}_{uf} = \frac{1}{2}.$$

Из последнего равенства имеем:

$$t_f = \sqrt{A_f \sqrt{\frac{R_y}{E}}} = \sqrt{54,71 \sqrt{\frac{23}{20600}}} = 1,4 \text{ см.}$$

Принимаем толщину полки $t_f = 1,4$ см. Последний размер должен находиться в пределах от одной до трех толщин стенки балки для исключения необходимости выполнения неравнократного сварного шва, соединяющего полку со стенкой.

Требуемая ширина полки:

$$b_f = \frac{A_f}{t_f} = \frac{54,71}{1,4} = 39,1 \text{ см.}$$

По сортаменту широкополосной стали принимаем ширину полки $b_f = 40$ см и корректируем толщину полки – $t_f \geq \frac{A_f}{b_f} = \frac{54,71}{40} = 1,368$ см, тогда $t_f = 1,4$ см.

Полная высота балки составит:

$$h = h_w + 2t_f = 130 + 2 \cdot 1,4 = 132,8 \text{ см.}$$

1.3.4. Проверка устойчивости стенки главной балки

Дано: проверить устойчивость стенки главной балки (рис. 7) и при необходимости рассчитать толщину ребер жесткости, если высота стенки балки $h_w = 125$ см, толщина стенки балки $t_w = 10$ мм. Материал – сталь С255.

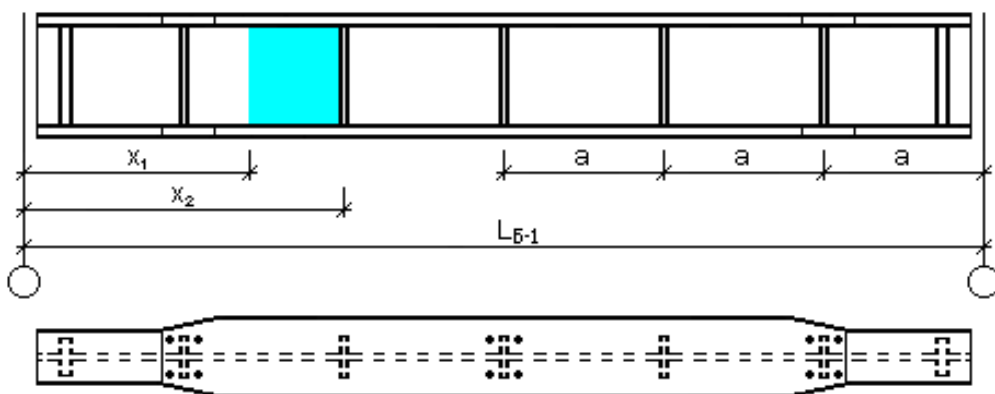


Рис. 7. Главная балка

Решение:

Условная гибкость стенки главной балки:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{125}{1} \sqrt{\frac{24}{20600}} = 4,27,$$

где $h_{ef} = h_w = 125$ см.

Так как $\bar{\lambda}_w \geq 3,2$, главную балку необходимо укрепить ребрами жесткости.

Шаг ребер $\geq 2h_w = 250$ см.

Окончательно шаг ребер принимаем $a = 150$ см.

Ширину ребра принимаем $b_r = 70$ мм, так как, согласно требованиям п. 8.5.9 [1],

$$b_r \geq \frac{h_w}{30} + 25 \text{ мм} = \frac{1250}{30} + 25 = 66,67 \text{ мм} = 70 \text{ мм} (\Delta 5 \text{ мм}).$$

Толщину ребра принимаем $t_r = \text{мм}$, так как

$$t_r \geq 2b_r \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 2 \cdot 70 \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 5,5 \text{ мм} = 6 \text{ мм}.$$

1.3.5. Проверка устойчивости главной балки измененного сечения

Дано: проверить устойчивость главной балки измененного сечения, если расстояние между центрами тяжести полок балки $h_0 = 146,4$ мм, уменьшенная ширина поясов $b'_f = 18$ мм, высота $l_{ef} = 230$ мм, $b = 210$ мм, $t = 11,2$ мм. Материал – сталь С255.

Решение:

В учебных целях проверка устойчивости главной балки измененного сечения выполняется только в месте изменения ширины полки, хотя при реальном проектировании ее также необходимо производить для сечения с максимальным изгибающим моментом.

Так как $\frac{h_0}{b'_f} = \frac{146,4}{18} = 8,13 < 6$, то

$$\begin{aligned}\bar{\lambda}_{ub} &= 0,41 + 0,0032 \frac{b}{t} + \left(0,73 - 0,016 \frac{b}{t}\right) \frac{b}{h} = \\ &= 0,41 + 0,0032 \cdot \frac{30}{2} + \left(0,73 - 0,016 \cdot \frac{30}{2}\right) \frac{21}{112} = 0,55.\end{aligned}$$

Фактическая условная гибкость сжатого пояса второстепенной балки:

$$\bar{\lambda}_b = \left(\frac{l_{ef}}{b}\right) \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \left(\frac{230}{21}\right) \sqrt{\frac{24}{20600}} = 0,374 < \bar{\lambda}_{ub} = 0,55.$$

Устойчивость главной балки в измененном сечении обеспечивается.

1.3.6. Проверка прочности стенок главной балки

Дано: проверить на прочность стенки главной балки, если высота $h_w = 145$ мм, изгибающий момент $M_x = 1712$ кНм, поперечная сила в расчетном сечении $Q_x = 435$ кН, момент инерции относительно оси x $I_x = 764172$ см⁴, статический момент пояса балки относительно нейтральной оси $S_f = 3484,3$ см³. Материал – сталь С255.

Решение:

Выполняем проверку прочности стенки балки по формуле:

$$\frac{0,87}{R_y \gamma_c} \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2}; \quad \frac{\tau_{xy}}{R_s \gamma_c} \leq 1,$$

где $\sigma_x = \frac{M_x h_w}{I_x 2}$ – нормальное напряжение в срединной плоскости стенки, параллельное оси балки;

$\sigma_y = 0$ – нормальное напряжение в срединной плоскости стенки, перпендикулярное оси балки, в том числе σ_{loc} (так как в местах опирания вспомогательных балок установлены поперечные ребра жесткости, то σ_{loc} не учитываем);

$\tau_{xy} = \frac{Q_x S_f}{I_x t_w}$ – касательное напряжение в стенке балки.

Прочность стенки должна быть обеспечена по всей длине балки, однако в учебных целях проверим только одно сечение главной балки в четверти пролета $x = \frac{L}{4} = \frac{1000}{4} = 250$ см от опоры.

Нормальное напряжение в стенке в расчетном сечении:

$$\sigma_x = \frac{M_x}{I_x} \frac{h_w}{2} = \frac{171270 \cdot 145}{764172 \cdot 2} = 16,25 \text{ кН/см}^2.$$

Касательное напряжение в стенке в расчетном сечении:

$$\tau_{xy} = \frac{Q_x \cdot S_f}{I_x t_w} = \frac{435 \cdot 3484,3}{764172 \cdot 1} = 1,98 \text{ кН/см}^2.$$

Получим:

$$\frac{0,87}{R_y \gamma_c} \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} = \frac{0,87}{24 \cdot 1} \sqrt{16,25^2 + 3 \cdot 1,98^2} = 0,602 < 1.$$

$$\frac{\tau_{xy}}{R_s \gamma_c} = \frac{1,98}{13,92 \cdot 1} = 0,14 < 1.$$

Условия выполняются.

2. СОЕДИНЕНИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

2.1. Болтовые соединения

2.1.1. Расчет болтового стыка с болтами нормальной точности

Дано: рассчитать и сконструировать болтовой стык для затяжки арки (рис. 8) при действии расчетного усилия $N = 2250$ кН. Материал нижнего пояса и накладок – сталь С245. Болты класса прочности 5.6, соединение – многоболтовое, болты – нормальной точности (класс В).

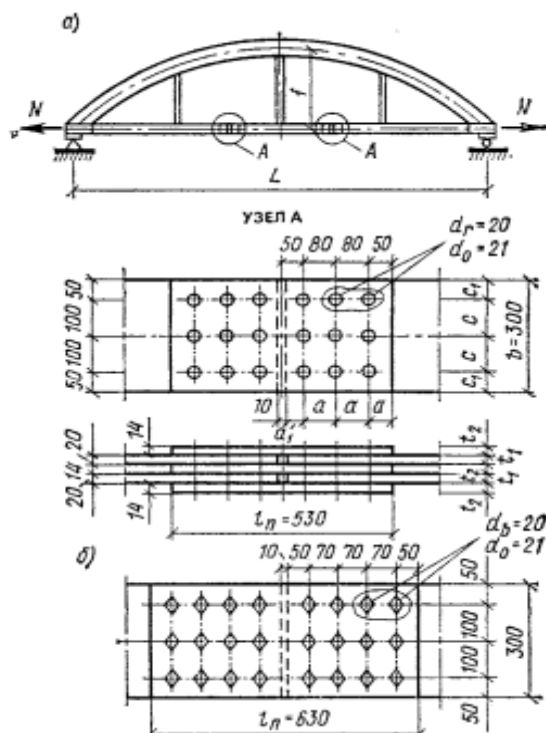


Рис. 8. Болтовой стык затяжки арки (болты нормальной точности)

Решение:

Принимаем расчетное сопротивление срезу болтов $R_{bs} = 210$ МПа и смятию элементов $R_{bp} = 485$ МПа, $d = 20$ мм и $d_0 = 23$ мм (сверление отверстий по группе С), $\gamma_b = 0,9$ (при $n = 5 \dots 10$).

Определим необходимое число болтов:

Из условия прочности на срез:

$$N_{bs} = R_{bs} A_b n_s \gamma_b \gamma_c,$$

$$n \geq \frac{4N}{n_s \pi d^2 R_{bs} \gamma_b \gamma_c},$$

где n_s – число рабочих срезов одной заклепки или болта;

d – наружный диаметр стержня болтов.

Расчетное количество болтов:

$$n = \frac{4 \cdot 2250}{4 \cdot 3,14 \cdot 2^2 \cdot 210 \cdot 10^{-1} \cdot 0,9 \cdot 1} = 9,5.$$

Из условия прочности на смятие:

$$N_{bp} = R_{bp} d_b \sum t \gamma_b \gamma_c,$$

$$n \geq \frac{N}{d_b \sum t_{min} R_{bp} \gamma_b \gamma_c},$$

где t_{min} – наименьшая толщина элементов, сминаемых в одном направлении.

Расчетное количество болтов:

$$n = \frac{2250}{2 \cdot 4 \cdot 485 \cdot 10^{-1} \cdot 0,9 \cdot 1} = 6,4.$$

Принимаем с каждой стороны стыка по 12 болтов, размещая их в шахматном порядке (рис. 9).

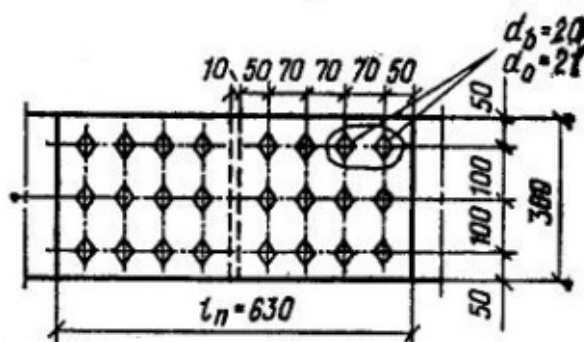


Рис. 9. Размещение болтов

Проверяем прочность листов на разрыв по ослабленному отверстию сечению при $\gamma_c = 1,1$ (по табл. 1 [1]):

$$\sigma = \frac{N}{(b - kd_0) \sum t_1} \leq R_y \gamma_c,$$

$$\frac{2250}{(300 - 3 \cdot 23) \cdot 4} = 24,35 \text{ кН/см}^2 = 243,5 \text{ МПа} < 230 \cdot 1,1 = 253 \text{ МПа}.$$

Прочность обеспечена.

Назначаем размеры между осями болтов и до краев элементов $d = 20$ мм, $d_0 = 23$ мм:

$$a = 70 \text{ мм} > 2,5d_0 = 2,5 \cdot 23 = 57,5 \text{ мм},$$

$$a_1 = 50 \text{ мм} > 2d_0 = 2 \cdot 23 = 46 \text{ мм},$$

$$c_1 = 50 \text{ мм} > 1,5d_0 = 1,5 \cdot 23 = 34,5 \text{ мм},$$

$$c = (b - 2c_1)0,5 = (300 - 2 \cdot 50) \cdot 0,5 = 100 \text{ мм} > 2,5d_0 = 57,5 \text{ мм}.$$

2.1.2. Расчет болтового стыка с болтами повышенной точности

Дано: рассчитать и сконструировать болтовой стык для затяжки арки (рис. 10) при действии расчетного усилия $N = 2250$ кН. Материал нижнего пояса и накладок – сталь С245. Болты класса прочности 8.8, соединение – многоболтовое, болты – повышенной точности (класс А).

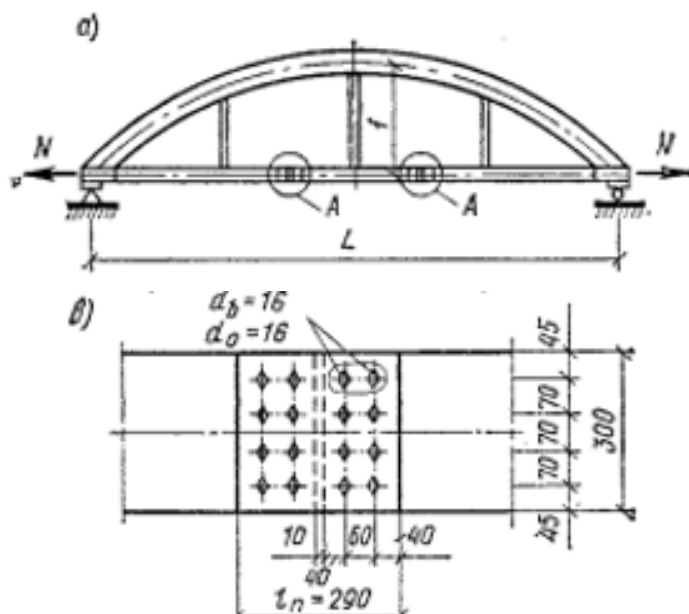


Рис. 10. Болтовой стык затяжки арки (болты повышенной точности)

Решение:

Такое соединение хорошо работает на срез, но требует высокой точности исполнения.

Значения расчетных сопротивлений [1]: сопротивление срезу болтов $R_{bs} = 332$ МПа и смятию элементов $R_{bp} = 580$ МПа, $d = 16$ мм, $\gamma_b = 1$.

Число болтов повышенной точности составит:

Из условия прочности на срез:

$$n \geq \frac{4N}{n_s \pi d^2 R_{bs} \gamma_b \gamma_c},$$

где n_s – число рабочих срезов одной заклепки или болта;

d – наружный диаметр стержня болтов.

Расчетное количество болтов:

$$n = \frac{4 \cdot 2250}{4 \cdot 3,14 \cdot 1,6^2 \cdot 332 \cdot 10^{-1} \cdot 1 \cdot 1} = 8,4.$$

Из условия прочности на смятие:

$$N_{bp} = R_{bp} d_b \sum t \gamma_b \gamma_c,$$

$$n \geq \frac{N}{d_b \sum t_{min} R_{bp} \gamma_b \gamma_c},$$

где t_{min} – наименьшая толщина элементов, сминаемых в одном направлении.

Расчетное количество болтов:

$$n = \frac{2250}{1,6 \cdot 4 \cdot 580 \cdot 10^{-1} \cdot 1 \cdot 1} = 6,1.$$

Принимаем 8 болтов с расположением их по два в четыре горизонтальных ряда (рис. 11).

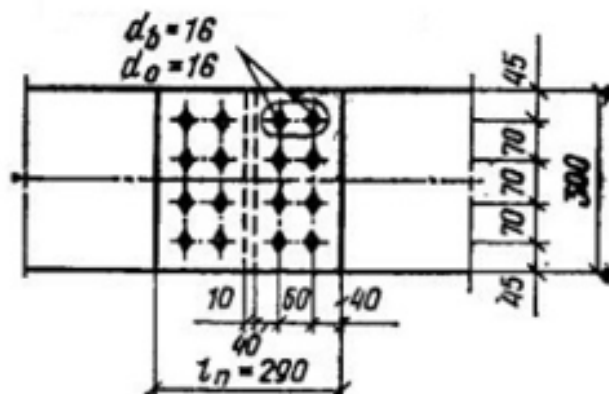


Рис. 11. Размещение болтов

Назначаем размеры между осями болтов и до краев элементов $d = d_0 = 16$ мм:

$$a = 60 \text{ мм} > 2,5d_0 = 2,5 \cdot 16 = 40 \text{ мм},$$

$$a_1 = 40 \text{ мм} > 2d_0 = 2 \cdot 16 = 32 \text{ мм},$$

$$c_1 = 45 \text{ мм} > 1,5d_0 = 1,5 \cdot 16 = 24 \text{ мм},$$

$$c = (b - 2c_1)/3 = (300 - 2 \cdot 45)/3 = 70 \text{ мм} > 2,5d_0 = 40 \text{ мм}.$$

2.1.3. Расчет болтов грубой точности конструкции подвески нижнего пояса фермы

Дано: рассчитать болты конструкции подвески к нижнему поясу фермы (рис. 12). Расчетное растягивающее усилие в подвеске $N = 50$ кН. Болты грубой точности с диаметром $d = 20$ мм.

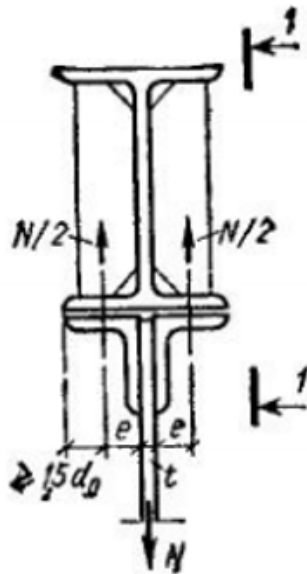


Рис. 12. Схема соединения

Решение:

Значения расчетных сопротивлений [1]: $R_{bt} = 485 \text{ МПа}$, $\gamma_b = 1$.

Определяем расчетное усилие одного болта на растяжение:

$$N_b = R_{bt} A_{bn} \gamma_c,$$

где $A_{bn} = 2,45 \text{ см}^2$ – площадь сечения болта нетто при $d = 20 \text{ мм}$, принимаемая согласно табл. Г.9 [1].

Имеем:

$$N_b = 48,5 \cdot 2,45 \cdot 1 = 118,8 \text{ кН.}$$

Определим число болтов:

$$n \geq \frac{N}{N_b \gamma_b \gamma_c} = \frac{500}{118,8 \cdot 1 \cdot 1} = 4,2 \text{ шт.}$$

Принимаем 6 болтов $d = 20 \text{ мм}$ по три на каждый уголок.

2.1.4. Расчет болтов повышенной точности конструкции подвески нижнего пояса фермы

Дано: рассчитать болты конструкции подвески к нижнему поясу фермы. Расчетное растягивающее усилие в подвеске $N = 40 \text{ кН}$. Болты повышенной точности с диаметром $d = 20 \text{ мм}$.

Решение:

Значения расчетных сопротивлений [1]: $R_{bt} = 580 \text{ МПа}$, $\gamma_b = 1$.

Определяем расчетное усилие одного болта на растяжение:

$$N_b = R_{bt} A_{bn} \gamma_c,$$

где $A_{bn} = 2,45 \text{ см}^2$ – площадь сечения болта нетто при $d = 20 \text{ мм}$, принимаемые согласно табл. Г.9 [1].

Имеем:

$$N_b = 58 \cdot 2,45 \cdot 1 = 142,1 \text{ кН.}$$

Определим число болтов:

$$n \geq \frac{N}{N_b \gamma_b \gamma_c} = \frac{400}{142,1 \cdot 1 \cdot 1} = 2,8 \text{ шт.}$$

Принимаем 4 болта $d = 20 \text{ мм}$ по два на каждый уголок.

2.2. Сварные соединения

2.2.1. Расчет прямого стыка

Дано: рассчитать сварное соединение встык листов шириной $b = 500$ мм, толщиной $t_1 = 6$ мм и $t_2 = 12$ мм при действии расчетного осевого усилия растяжения $N = 480$ кН. Материал листов – сталь марки С245, сварка – ручная электродами Э42 с визуальным способом контроля качества шва. Коэффициент условий работы $\gamma_c = 0,9$.

Решение:

Определим значение расчетного сопротивления растяжению стыкового шва (рис. 13) для стали С245 в соответствии с табл. 4 [1]:

$$R_{wy} = 0,85R_y = 0,85 \cdot 240 = 204 \text{ МПа},$$

где R_y – расчетное сопротивление, определяемое по табл. В.3. [1].

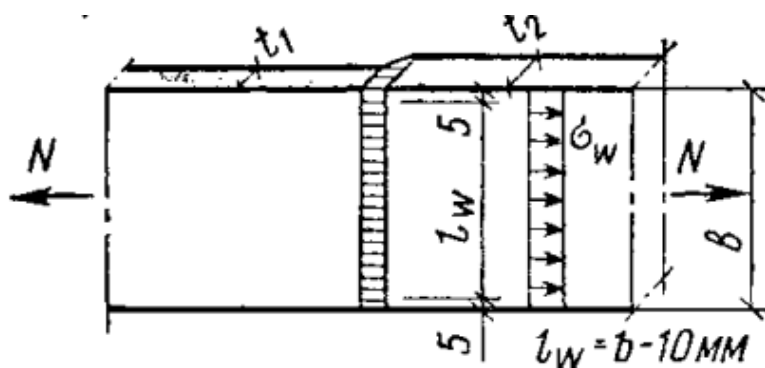


Рис. 13. Прямой стыковой шов

По конструктивным требованиям принимаем:

$$t_{min} = t_1 = 0,006 \text{ м}, \quad b = 0,5 \text{ м}, \quad l_w = b - 2t_1 \text{ см.}$$

Проверяем прочность шва:

$$\begin{aligned} \sigma_w &= \frac{N}{t_{min} l_w} = \frac{N}{t_{min} \cdot (b - 0,012)} = \frac{480000}{0,006 \cdot (0,5 - 0,012)} \\ &= 164 \cdot 10^6 \text{ Па} = 164 \text{ МПа} < R_{wy} \gamma_c = 204 \cdot 0,9 \\ &= 183,6 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Прочность прямого шва обеспечена.

2.2.2. Расчет косого стыка

Дано: рассчитать сварное соединение встык листов шириной $b = 400$ мм, толщиной $t_1 = 6$ мм и $t_2 = 11$ мм при действии расчетного осевого усилия растяжения $N = 380$ кН. Материал листов – сталь марки С245, сварка – ручная электродами Э42 с визуальным способом контроля качества шва. Коэффициент условий работы $\gamma_c = 0,9$.

Решение:

Определим значение расчетного сопротивления растяжению стыкового шва (рис. 14) и сдвига для стали С245 в соответствии с табл. 4 [1]:

$$R_{wy} = 0,85R_y = 0,85 \cdot 240 = 204 \text{ МПа},$$

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

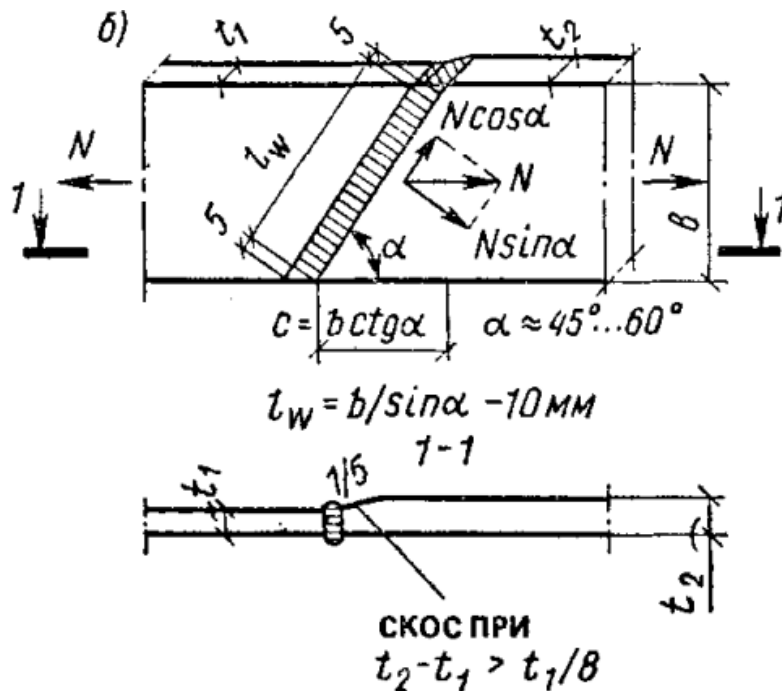


Рис. 14. Косой стыковой шов

Назначаем стык с отношением $b:c = 2:1$, что соответствует углу $\alpha = \arctg 2 = 73^\circ 31'$.

Длина косого шва:

$$l_w = \left(\frac{b}{\sin 73^\circ 31'} \right) - 2t_1 = \left(\frac{400}{0,9589} \right) - 2 \cdot 6 = 40,5 \text{ см}.$$

Нормальные напряжения в шве:

$$\sigma_w = \frac{N \cdot \sin 73^\circ 31'}{t_1 l_w} = \frac{380000 \cdot 0,9589}{0,006 \cdot 0,405} = 150 \cdot 10^6 \text{ Па} = 150 \text{ МПа}$$

$$< R_{wy} \gamma_c = 204 \cdot 0,9 = 183,6 \text{ МПа.}$$

Касательные напряжения в шве:

$$\tau_w = \frac{N \cdot \cos 73^\circ 31'}{t_1 l_w} = \frac{380000 \cdot 0,2837}{0,006 \cdot 0,405} = 44 \cdot 10^6 \text{ Па} = 44 \text{ МПа}$$

$$< R_{ws} \gamma_c = 139,2 \cdot 0,9 = 125,28 \text{ МПа.}$$

Прочность косого стыкового шва обеспечена.

Так как $t_2 - t_1 = 11 - 6 = 5 > \frac{t_1}{8} = 0,75 \text{ мм}$, то по конструктивным требованиям толстый лист в месте стыка должен иметь скос с уклоном 1:5.

2.3.3. Расчетное усилие сварного шва

Дано: определить расчетное усилие сварного шва, которое могут воспринять листы сечением $b \times t = 700 \times 7 \text{ мм}$ из алюминиевого сплава марки АК5М. Листы сварены косым швом встык с полным проваром под углом $\alpha = 45^\circ$. Сварка – ручная, аргонодуговая вольфрамовым электродом, контроль качества шва – физическими способами. Коэффициент условий работы $\gamma_c = 1$.

Решение:

Определим значение расчетного сопротивления растяжению стыкового шва и сдвига в соответствии с табл. 4 [1]:

$$R_y = 55 \text{ МПа}, \quad R_{wy} = R_y = 55 \text{ МПа}, \quad R_{ws} = 35 \text{ МПа.}$$

Несущая способность листов составит:

$$N_1 = \gamma_c R_y A_n = \gamma_c R_y b t = 55 \cdot 10^6 \cdot 0,7 \cdot 0,007 = 269,5 \text{ кН.}$$

Несущая способность косого шва на растяжение:

$$N_2 = R_{wy} \left(\frac{l_w t}{\sin 45^\circ} \right) = 55 \cdot 10^6 \cdot \left(\frac{0,976 \cdot 0,007}{0,707} \right) = 531 \text{ кН,}$$

$$l_w = \left(\frac{b}{\sin 45^\circ} \right) - 2t = \left(\frac{70}{0,707} \right) - 2 \cdot 0,7 = 97,6 \text{ см,}$$

$$N_3 = \gamma_c R_{ws} \left(\frac{l_w t}{\cos 45^\circ} \right) = 35 \cdot 10^6 \cdot \left(\frac{0,976 \cdot 0,007}{0,707} \right) = 338 \text{ кН.}$$

Расчетное осевое усилие, которое может выдержать сварное соединение, определяют по наименьшей несущей способности, в данном случае по несущей способности листов:

$$N = N_{min} = N_1 = 269,5 \text{ кН.}$$

Следует иметь в виду, что для термически упрочняемых сплавов необходимо также определить несущую способность в околошовной зоне, так как при сварке происходит местный ожог сплава и расчетное сопротивление R сплава снижается.

3. РАСЧЕТ КОЛОННЫ

3.1. Подбор сечения из условия устойчивости относительно материальной оси

Дано: высота колонны $H = 9$ м, опорная реакция главной балки $Q_{max} = 897,26$ кН, учесть шарнирное опирание колонны.

Решение:

Выполним подбор поперечного сечения колонны (рис. 15) по условиям работы ее на устойчивость в главных плоскостях сечения.

Расчетная нагрузка на колонну (рис. 16):

$$N = 2Q_{max} = 2 \cdot 897,26 = 1794,52 \text{ кН.}$$

В соответствии с условиями закрепления концов колонны находим расчетную длину стержня:

$$l_{efx} = \mu_x H = 1 \cdot 900 = 900 \text{ см,}$$

$$l_{efy} = \mu_y H = 1 \cdot 900 = 900 \text{ см,}$$

где $\mu = 1$ – коэффициент расчетной длины колонны постоянного сечения (табл. 30 [1]).

Расчет сечения колонны ведем относительно материальной оси $x - x$.

Задаемся условной гибкостью колонны $\bar{\lambda}_x = 2$ и по табл. Д.1 [1] для типа сечения «б», согласно табл. 7 [1], находим коэффициент продольного изгиба $\varphi_x = 0,826$.

Требуемую площадь сечения вычисляем согласно п. 7.2.2 [1]:

$$A_{тр} \geq \frac{N}{\varphi_x R_y \gamma_c} = \frac{1794,54}{0,826 \cdot 24 \cdot 1} = 90,52 \text{ см}^2,$$

где $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$ (табл. В.5 [1]);

$\gamma_c = 1$ – коэффициент условий работы (табл. 1 [1]).

Согласно сортаменту, принимаем два швеллера 36, имеющие следующие характеристики: $A = 53,4 \text{ см}^2$, $i_x = 14,2 \text{ см}$, $h = 36 \text{ см}$, $b_f = 11 \text{ см}$.

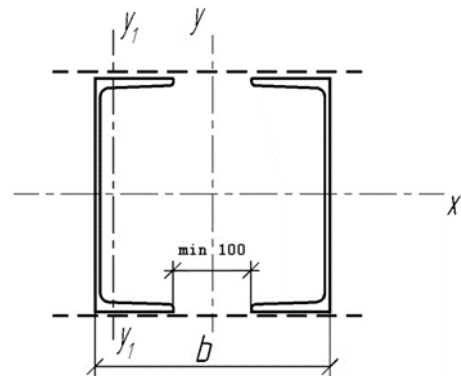


Рис. 15. Сечение колонны

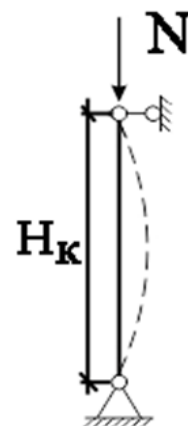


Рис. 16. Расчетная схема центрально-сжатой колонны

Гибкость колонны относительно материальной оси $x - x$:

$$\lambda_x = \frac{l_{efx}}{i_x} = \frac{900}{14,2} = 63,38 < \lambda_u = 127,08,$$

где $\lambda_u = 180 - 60\alpha_x = 180 - 60 \cdot 0,882 = 127,08$,

$$\alpha_x = \frac{N}{\varphi_x A R_y \gamma_c} = \frac{1794,54}{0,794 \cdot 2 \cdot 53,4 \cdot 24 \cdot 1} = 0,882.$$

Условная гибкость стержня:

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 63,38 \sqrt{\frac{24}{20600}} = 2,2, \varphi_x = 0,794.$$

Проверка устойчивости стержня:

$$\frac{N}{\varphi_x A R_y \gamma_c} = \frac{1794,54}{0,794 \cdot 2 \cdot 46,5 \cdot 24 \cdot 1} = 0,882 < 1.$$

Условие выполняется.

3.2. Определение раздвижки ветвей из условия устойчивости относительно свободной оси

Дано: высота колонны $H = 9$ м, расчетная длина стержня $l_{ef} = 900$ см, расстояние между планками принять $l_0 = 80$ см.

Решение:

Расстояние между ветвями (рис. 17) определяем из условия равностойчивости:

$$\lambda_x = \lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82 \cdot (1 + n) \cdot \lambda_{b1}^2},$$

где λ_{ef} – приведенная гибкость относительно свободной оси, определяется по табл. 8 [1] (тип 1, с планками);

λ_y – гибкость ветвей относительно свободной оси;

λ_{b1} – гибкость отдельных ветвей относительно оси y_1 ;

$$n = \frac{2I_{b1}a}{I_s l_b},$$

где I_{b1} – момент инерции сечения ветви относительно оси $y_1 - y_1$;

I_s – момент инерции сечения одной планки относительно собственной оси;

a – половина раздвижки осей колонны;

l_b – длина ветви колонны.

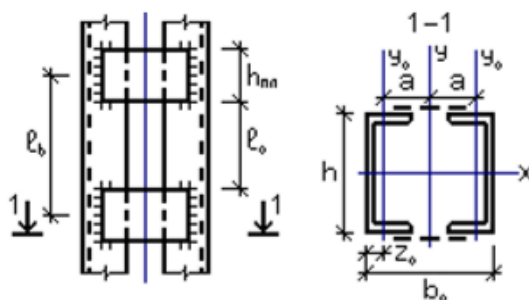


Рис. 17. Соединение ветвей колонны

Задаемся $\lambda_{b1} = 30$.

Величина раздвижки ветвей определяется из условия равноустойчивости колонны в двух плоскостях, т. е. $\lambda_{ef} \leq \lambda_x$.

При этом необходимо предварительно задаться размерами планок.

Высота планки определяется из условия ее жесткости:

$$h_{пл} = (0,5 \div 0,75)h = 0,6 \cdot 36 = 21,6 \text{ см} = 22 \text{ см (кратно 10 мм)}.$$

Толщина планки определяется из условия местной устойчивости:

$$t_{пл} \geq \frac{h_{пл}}{15} = \frac{22}{15} = 1,5 \text{ см} = 16 \text{ мм (по сортаменту)}.$$

С учетом принятых размеров планок вычисляем:

$$I_s = \frac{bh^3}{12} = \frac{t_{пл} \cdot h_{пл}^3}{12} = \frac{1,6 \cdot 22^3}{12} = 1419,73 \text{ см}^4.$$

Расстояние между осями планок:

$$l_b = l_0 + h_{пл} = 80 + 22 = 102 \text{ см}.$$

Гибкость ветвей относительно свободной оси:

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y}.$$

Радиус инерции для сечения колонны из двух швеллеров $i_y = 0,44b_0$, тогда получим:

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{0,44b_0},$$

где b_0 – раздвижка ветвей.

Получим:

$$\lambda_x = \sqrt{\left(\frac{l_{ef,y}}{0,44b_0}\right)^2 + 0,82 \cdot \left(1 + \frac{(b_0 - 2z_0)I_{b1}}{I_s l_b}\right) \cdot \lambda_{b1}^2}.$$

Подставим в последнее выражение все известные величины и возведем обе части равенства в квадрат:

$$63,38^2 = \left(\frac{900}{0,44b_0} \right)^2 + 0,82 \cdot \left(1 + \frac{(b_0 - 2 \cdot 3,1) \cdot 513}{1419,73 \cdot 102} \right) \cdot 30^2,$$

$$b_0^3 - 1261,3b_0^2 + 1601474,55 = 0.$$

Получим $b_0 = 36,15$ см. Принимаем $b_0 = 40$ см.

3.3. Проверка устойчивости отдельной ветви

Дано: расчетная нагрузка на колонну $N = 1794,52$ кН, сечение колонны принять из швеллера 36, материал колонны принимаем в зависимости от группы конструкции и расчетной температуры воздуха.

Решение:

По табл. В.1 [1] принимаем сталь С245.

Расчетное сопротивление определяем по табл. В.5 [1], для С245 при $t = 4 - 20$ мм принимаем $R_y = 24$ кН/см².

Модуль упругости $E = 20600$ кН/см² (табл. Б.1 [1]).

По сортаменту определим необходимые характеристики для принятого сечения швеллера 36: $A = 53,4$ см², $i_x = 14,2$ см, $i_{x1} = 3,1$ см, $x_0 = 2,68$ см.

Гибкость $\lambda_{b1} = 30$; по приложению Д [1] коэффициент $\varphi_1 = 0,931$.

Проверяем устойчивость отдельной ветви колонны по формуле (7) [1]:

$$\frac{N}{\varphi_1 A R_y \gamma_c} = \frac{1794,52}{0,931 \cdot 2 \cdot 53,4 \cdot 24 \cdot 1} = 0,752 < 1.$$

Условие выполняется.

Расстояние в свету между планками:

$$l_b = \lambda_{b1} i_{x1} = 30 \cdot 3,1 = 93 \text{ см.}$$

3.4. Расчет соединительных планок

Дано: высота колонны $H = 11$ м, расчетная нагрузка на колонну $N = 1769$ кН.

Решение:

Принимаем сталь С245. Расчетное сопротивление R_y определяем по табл. В.5 [1], для С245 при $t = 4 - 20$ мм принимаем 24 кН/см². Модуль упругости $E = 20600$ кН/см² (табл. Б.1 [1]).

Расчет выполняется на условную поперечную силу, которая определяется по формуле (18) [1]:

$$Q_{fic} = \frac{7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) N}{\varphi} = \frac{7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{20600}{24} \right) \cdot 1769}{0,948} = 18,61 \text{ кН.}$$

Задаемся размерами планок:

$$\begin{aligned} l_n &= (0,6 \dots 0,8) b_0 = (0,6 \dots 0,8) \cdot 40 = 30 \text{ см,} \\ b_n &= 0,4 l_n = 0,4 \cdot 30 = 12 \text{ см,} \\ t_n &= \frac{1}{15} b_n = \frac{1}{15} \cdot 12 = 0,8 \text{ см.} \end{aligned}$$

Расчет планок выполняем из условия прочности сварных швов, прикрепляющих планку к ветвям колонны:

$$\begin{aligned} M &= \frac{Q_s l}{2} = \frac{9,31 \cdot 105}{2} = 488,78 \text{ кН,} \\ F &= \frac{Q_s l}{b'} = \frac{9,31 \cdot 105}{31,64} = 30,9 \text{ кН,} \\ Q_s &= \frac{Q_{fic}}{2} = \frac{18,61}{2} = 9,31 \text{ кН,} \\ l &= l_b + b_n = 93 + 12 = 105 \text{ см,} \\ b' &= b_0 - 2x_0 = 37 - 2 \cdot 2,68 = 31,64 \text{ см.} \end{aligned}$$

Определяются напряжения, действующие в сварных швах от срезающей силы и изгибающего момента:

$$\tau_f = \sqrt{\tau_{F,f}^2 + \tau_{M,f}^2} = \sqrt{3,7^2 + 15,4^2} = 15,83 \text{ кН/см}^2.$$

Определим напряжения в сварном шве (по металлу шва) от действия поперечной силы:

$$\tau_{F,f} = \frac{F}{A_{шв}} = \frac{30,9}{8,28} = 3,7 \text{ кН/см}^2.$$

Определим напряжения в сварном шве (по металлу шва) от действия момента:

$$\tau_{M,f} = \frac{M}{W_{шв}} = \frac{488,78}{31,74} = 15,4 \text{ кН/см}^2.$$

Определим площадь расчетного сечения (по металлу шва):

$$A_{шв} = \beta_f k_f l_w = 0,9 \cdot 0,4 \cdot 23 = 8,28 \text{ см}^2,$$

где $l_w = 23 \text{ см.}$

Определим момент сопротивления расчетного сечения (по металлу шва):

$$W_{шв} = \frac{\beta_f k_f l_w^2}{6} = \frac{0,9 \cdot 0,4 \cdot 23^2}{6} = 31,74 \text{ см}^3.$$

В соответствии с табл. 38 [1] принимаем минимальный катет шва:

$$k_f = 4 \text{ мм.}$$

Коэффициенты $\beta_f = 0,9$, $\beta_z = 1,05$ – по табл. 39 [1].

Расчетное сопротивление по табл. Г.2 [1]: $R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2$.

Проверку прочности сварного шва (по металлу границы сплавления) выполняем по формуле:

$$\frac{\tau_f}{R_{wf} \gamma_c} = \frac{15,83}{18 \cdot 1} = 0,88 < 1.$$

Условие выполняется.

Суммарные напряжения в сварном шве:

$$\tau_z = \sqrt{\tau_{F,z}^2 + \tau_{M,z}^2} = \sqrt{3,2^2 + 13,2^2} = 13,58 \text{ кН/см}^2.$$

Определим напряжения в сварном шве (по металлу границы сплавления) от действия поперечной силы:

$$\tau_{F,z} = \frac{F}{A_{шв}} = \frac{30,9}{9,66} = 3,2 \text{ кН/см}^2.$$

Определим напряжения в сварном шве (по металлу границы сплавления) от действия момента:

$$\tau_{M,z} = \frac{M}{W_{шв}} = \frac{488,78}{37,03} = 13,2 \text{ кН/см}^2.$$

Определим площадь расчетного сечения (по металлу границы сплавления):

$$A_{шв} = \beta_z k_f l_w = 1,05 \cdot 0,4 \cdot 23 = 9,66 \text{ см}^2,$$

где $l_w = 23 \text{ см}$.

Определим момент сопротивления расчетного сечения (по металлу границы сплавления):

$$W_{шв} = \frac{\beta_z k_f l_w^2}{6} = \frac{1,05 \cdot 0,4 \cdot 23^2}{6} = 37,03 \text{ см}^3.$$

В соответствии с табл. 38 [1] принимаем минимальный катет шва:

$$k_f = 4 \text{ мм.}$$

Коэффициенты $\beta_f = 0,9$, $\beta_z = 1,05$ – по табл. 39 [1].

Расчетное сопротивление по табл. 4 [1]:

$$R_{wz} = 0,45R_{un} = 0,45 \cdot 37 = 16,65 \text{ кН/см}^2,$$

где $R_{un} = 37 \text{ кН/см}^2$ (табл. В.5 [1]).

Проверку прочности сварного шва (по металлу шва) выполняем по формуле:

$$\frac{\tau_f}{R_{wf}\gamma_c} = \frac{13,58}{16,65 \cdot 1} = 0,82 < 1.$$

Условие выполняется.

3.5. Расчет траверсы и опорной плиты

Дано: высота колонны $H = 9 \text{ м}$, расчетная нагрузка на колонну $N = 1769 \text{ кН}$, высота сечения швеллера $h_{\text{вет}} = 360 \text{ мм}$, толщина траверсы $t_{\text{тр}} = 16 \text{ мм}$, c – свес плиты, принимается не менее 80 мм (рис. 18).

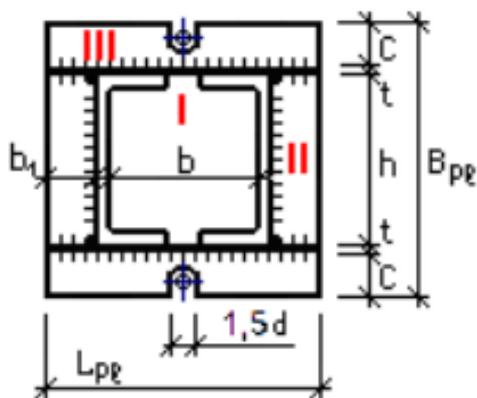


Рис. 18. Схема опорной плиты и траверсы

Решение:

Принимаем сталь С245. Расчетное сопротивление R_y определяем по табл. В.5 [1], для С245 $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$. Модуль упругости прокатной стали $E = 20600 \text{ кН/см}^2$ – по табл. Б.1. [1].

Определяем высоту траверсы из расчета на прочность сварных швов, прикрепляющих траверсы к ветвям колонны.

Выполняем расчет сварных угловых швов по металлу шва и по металлу границы сплавления:

$$\frac{N'}{4\beta_f k_f l_w} \leq R_{wf}\gamma_c; \quad \frac{N'}{4\beta_z k_f l_w} \leq R_{wz}\gamma_c.$$

Продольное усилие в колонне с учетом собственного веса:

$$N' = N + \gamma_f G_k = 1769 + 1,05 \cdot 5,44 = 1774,7 \text{ кН},$$

где $G_k = 2 \cdot 41,9 \cdot 9,8 \cdot 6,63 = 5444,821 \text{ Н} = 5,44 \text{ кН}$ – вес колонны.

Коэффициенты $\beta_f = 0,9$, $\beta_z = 1,05$ – по табл. 39 [1].

Определим расчетные характеристики:

по табл. Г.2 [1] $R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2$,

по табл. 4 [1] $R_{wz} = 0,45 R_{un} = 0,45 \cdot 37 = 16,65 \text{ кН/см}^2$,

$R_{un} = 37 \text{ кН/см}^2$ – табл. В.5 [1].

Требуемая длина сварного шва:

$$l_w \geq \frac{1774,7}{4 \cdot 0,9 \cdot 0,4 \cdot 18} = 68,47 \text{ см},$$

$$l_w \geq \frac{1774,7}{4 \cdot 1,05 \cdot 0,4 \cdot 16,65} = 63,45 \text{ см}.$$

Принимаем $l_w = 68,5 \text{ см}$.

Тогда высоту траверсы примем:

$$h_t = l_w + 1 = 68,5 + 1 = 69,5 \text{ см} \sim 70 \text{ см}.$$

Размеры плиты в плане определяем из расчета бетона фундамента под плитой:

$$\frac{N}{BL} \leq R_b.$$

Ширина плиты:

$$B = h_{\text{вет}} + 2t_{\text{тр}} + 2c = 36 + 2 \cdot 1,6 + 2 \cdot 8 = 55,2 \text{ см},$$

где $h_{\text{вет}} = 360 \text{ мм}$ – высота сечения швеллера,

$t_{\text{тр}} = t_{\text{план}} = 16 \text{ мм}$ – толщина траверсы,

c – свес плиты, принимается не менее 80 мм.

Принимаем $B = 53 \text{ см}$.

Длину плиты назначаем по наибольшему из значений:

$$L^{\text{тр}} \geq \frac{N'}{BR_b} = \frac{1774,7}{53 \cdot 0,85} = 39,39 \text{ см},$$

$$L = b + 2 \cdot 10 = 40 + 2 \cdot 10 = 60 \text{ см}.$$

Толщина плиты определяется из расчета на прочность опорной плиты при изгибе ее от действия реактивного давления со стороны фундамента на участках между ребрами жесткости.

Определяем изгибающие моменты на 3-х участках (п. 8.6.2 [1]):

$$M_a^1 = \alpha_1 q a^2,$$

$$M_b^1 = \alpha_2 q a^2,$$

$$M_2 = \alpha_3 q d_1^2,$$

$$M_3 = \frac{q c^2}{2},$$

где α – коэффициенты, определяемые в зависимости от размеров участков плиты (табл. Е.2 [1]).

При опирании на 4 стороны α_1 и α_2 выбираются в зависимости от отношения длины большей стороны участка к меньшей:

$$\frac{b}{a} = \frac{40 - 2 \cdot 0,75}{36} = 1,069 \rightarrow \alpha_1 = 0,0528; \alpha_2 = 0,04869.$$

При опирании на 3 стороны α_3 определяется из отношения длин свободной стороны d_1 и стороны, перпендикулярной к ней a_1 :

$$\frac{a_1}{d_1} = \frac{10}{36} = 0,278 \rightarrow \alpha_3 = 0,06.$$

Нагрузка на опорную плиту:

$$q = \sigma_{\text{бет}} = \frac{N}{BL} = \frac{1774,7}{53 \cdot 60} = 0,558 \text{ кН/см}^2.$$

Определяем изгибающие моменты на трех участках:

$$M_a^1 = \alpha_1 q a^2 = 0,0528 \cdot 0,558 \cdot 36^2 = 38,2 \text{ кН},$$

$$M_b^1 = \alpha_2 q a^2 = 0,04869 \cdot 0,558 \cdot 36^2 = 35,2 \text{ кН},$$

$$M_2 = \alpha_3 q d_1^2 = 0,06 \cdot 0,558 \cdot 36^2 = 43,39 \text{ кН},$$

$$M_3 = \frac{q c^2}{2} = \frac{0,558 \cdot 11^2}{2} = 33,76 \text{ кН}.$$

Из полученных значений моментов выбираем $M_{\text{max}} = 43,39 \text{ кН}$.

Определяем толщину плиты:

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6M_{\text{max}}}{R_y \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 43,39}{24 \cdot 1,2}} = 3 \text{ см}.$$

Принимаем $t_{pl} = 30 \text{ мм}$.

4. РАСЧЕТ СТРОПИЛЬНОЙ ФЕРМЫ

4.1. Сбор нагрузок на стропильную ферму

Дано: пролет фермы $L = 36$ м, шаг ферм $B = 6$ м (рис. 19), действующие на ферму нагрузки сведены в табл. 1.

Таблица 1

Сбор нагрузок на ферму

Наименование	Нормативная нагрузка	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка P , кН/см ²
Постоянные нагрузки			
1. Защитный слой из гравия	0,4	1,3	0,520
2. Водоизоляционный ковер – 4 слоя рубероида	0,16	1,2	0,192
3. Пенополистирол ($\delta=10$ см)	0,05	1,2	0,060
4. Пароизоляция из одного слоя рубероида	0,05	1,2	0,060
5. Профилированный стальной настил	0,15	1,2	0,180
6. Собственный вес стропильной фермы и связей	0,46	1,05	0,483
Всего от постоянных нагрузок			1,495
Временные нагрузки			
7. Снег (район II)	1,00	1,4	1,400
Всего от временных нагрузок			1,400
Всего			2,895

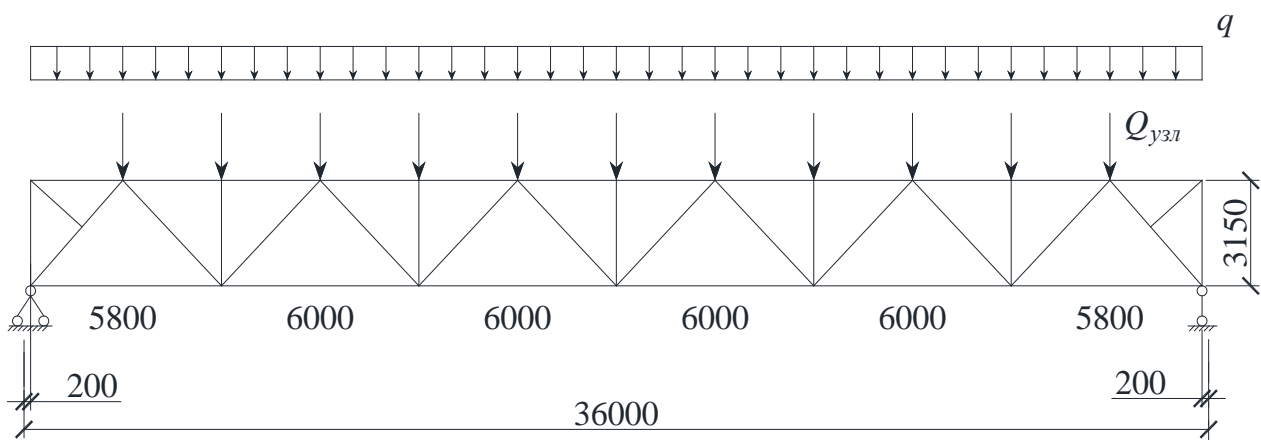


Рис. 19. Расчетная схема фермы

Решение:

В результате сбора нагрузок на стропильную ферму получаем значение расчетной нагрузки на квадратный метр площади. Для того чтобы осуществить переход от значения расчетной нагрузки на квадратный метр площади к значению расчетной нагрузки на погонный метр длины, необходимо значение нагрузки, распределенной по площади, умножить на ширину грузовой площади, которая равна шагу ферм:

$$q = \sum P \cdot B = 2,895 \cdot 6 = 17,37 \text{ кН/м},$$

так как элементы фермы должны работать не на изгиб, а на сжатие и растяжение. Поэтому нагрузки, приложенные к ферме, должны быть узловыми. Для перехода к значениям узловых нагрузок необходимо погонную нагрузку q умножить на длину панели фермы a :

$$Q_{\text{узн}} = q \cdot a = 17,37 \cdot 3 = 52,11 \text{ кН}.$$

4.2. Определение усилий в элементах фермы

Дано: пролет фермы $L = 36$ м, шаг ферм $B = 6$ м, значение узловых нагрузок $Q_{\text{узн}} = 52,11$ кН.

Решение:

Усилия в элементах фермы определим с помощью программы Кристалл, которая входит в программный комплекс SCAD Office. Результаты расчета сведены в табл. 2, обозначения элементов – в соответствии с рис. 20.

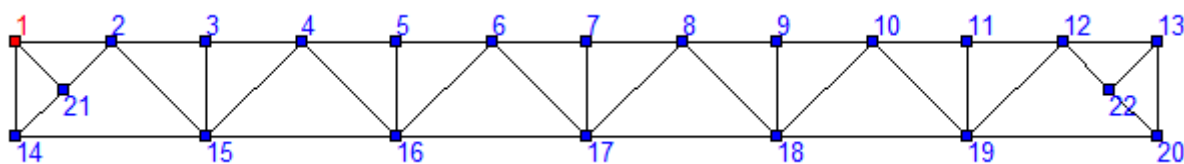


Рис. 20. Схема фермы

Таблица 2

Результаты расчета

№ элемента	Усилие, кН		№ элемента	Усилие, кН
Элементы верхнего пояса				
1-2	0		7-8	-937,98
2-3	-521,1		8-9	-833,76
3-4	-521,1		9-10	-833,76
4-5	-833,76		10-11	-521,1
5-6	-833,76		11-12	-521,1
6-7	-937,98		12-13	0

Окончание табл. 2

№ элемента	Усилие, кН		№ элемента	Усилие, кН
Элементы нижнего пояса				
14-15	286,61		17-18	911,93
15-16	703,49		18-19	703,49
16-17	911,93		19-20	286,61
Элементы решетки				
1-14	0		8-17	36,85
1-21	0		8-18	-110,54
14-21	-405,32		9-18	-52,11
2-21	-405,32		10-18	184,24
2-15	331,63		10-19	-257,93
3-15	-52,11		11-19	-52,11
4-15	-257,93		12-19	331,63
4-16	184,24		12-22	-405,32
5-16	-52,11		20-22	-405,32
6-16	-110,54		13-22	0
6-17	36,85		13-20	0
7-17	-52,11			

4.3. Подбор сечений центрально растянутых элементов

4.3.1. Расчет элементов нижнего пояса

Дано: схема фермы и внутренние усилии из задачи 4.2, сечение из спаренных равнополочных уголков, толщина фасонки, $t_{\phi} = 10$ мм, материал – сталь С245.

Решение:

Ферма пролетом 36 метров разбивается на 3 отправочных марки длиной 12 метров. Сечение нижнего пояса одной отправочной марки делается одинаковым, но может отличаться в разных отправочных марках, поэтому подбор сечения будем производить для наиболее нагруженного элемента для каждой марки: для элемента 15-16 и элемента 16-17. Расчет растянутых элементов фермы производится исходя из условия прочности согласно формуле (5) [1]:

$$\frac{N}{AR_y\gamma_c} \leq 1,$$

где N – внутреннее усилие в элементе фермы;

A – поперечная площадь сечения элемента фермы;

R_y – расчетное сопротивление стали по пределу текучести;

γ_c – коэффициент условия работы.

1) Элемент 15-16, усилие $N = 703,49$ кН.

Находим требуемую площадь поперечного сечения, пользуясь приведенной выше формулой:

$$A_{\text{тр}} \geq \frac{N}{R_y \gamma_c} = \frac{703,49}{24 \cdot 1} = 29,31 \text{ см}^2.$$

Из [4] выбираем равнополочный уголок с площадью поперечного сечения больше, чем $A_{\text{тр}}/2$, так как сечение составлено из двух уголков (рис. 21).

Выбираем уголок L100 x 8 со следующими характеристиками:

$$A = 15,6 \text{ см}^2, i_x = 3,07 \text{ см}, z_0 = 2,75 \text{ см}.$$

Определим гибкость элементов:

$$\lambda_{x,y} = \frac{\mu_{x,y} \cdot l_{\text{геом}}}{i_{x,y}} \leq [\lambda],$$

где $\lambda_{x,y}$ – гибкость элементов, соответственно, в плоскости и из плоскости фермы,

$\mu_{x,y}$ – коэффициент расчетной длины элементов, соответственно, в плоскости и из плоскости фермы согласно табл. 24 [1] (для данного случая $\mu_x = 1$, $\mu_y = 2$),

$l_{\text{геом}}$ – геометрическая длина элементов,

$i_{x,y}$ – радиус инерции сечения элементов, соответственно, в плоскости и из плоскости фермы,

$[\lambda]$ – предельная гибкость растянутых элементов, принимаем по табл. 32, 33 [1] в зависимости от вида нагрузки и элемента конструкции.

Так как сечение составное, то радиус инерции i_y необходимо вычислить, воспользовавшись формулой:

$$i_y = \sqrt{i_x^2 + \left(\frac{t_{\phi}}{2} + z_0\right)^2} = \sqrt{3,07^2 + \left(\frac{1}{2} + 2,75\right)^2} = 4,47 \text{ см}.$$

Произведем проверку гибкости:

$$\lambda_x = \frac{1 \cdot 600}{3,07} = 195,44 \leq [\lambda] = 400,$$

$$\lambda_y = \frac{2 \cdot 600}{4,47} = 268,46 \leq [\lambda] = 400.$$

Сечение удовлетворяет требованиям прочности и гибкости.

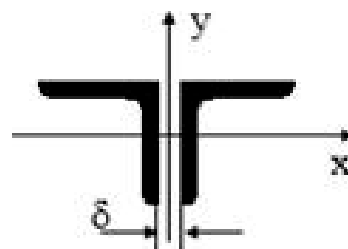


Рис. 21. Схема сечения элемента

2) Элемент 16-17, усилие $N = 911,93$ кН.

Находим требуемую площадь поперечного сечения:

$$A_{\text{тр}} \geq \frac{N}{R_y \gamma_c} = \frac{911,93}{24 \cdot 1} = 38,0 \text{ см}^2.$$

Выбираем уголок L125 x 8 со следующими характеристиками:

$$A = 19,69 \text{ см}^2, i_x = 3,87 \text{ см}, z_0 = 3,36 \text{ см}.$$

$$i_y = \sqrt{3,87^2 + \left(\frac{1}{2} + 3,36\right)^2} = 5,47 \text{ см}.$$

Произведем проверку гибкости:

$$\lambda_x = \frac{1 \cdot 600}{3,87} = 155,04 \leq [\lambda] = 400,$$

$$\lambda_y = \frac{2 \cdot 600}{5,47} = 219,38 \leq [\lambda] = 400.$$

Сечение удовлетворяет требованиям прочности и гибкости.

4.3.2. Растянутые элементы решетки

Дано: схема фермы и внутреннее усилие из задачи 4.2, сечение из спаренных равнополочных уголков, материал – сталь С245, толщина фанки $t_{\phi} = 10$ мм.

Решение:

Растянутые элементы, для которых нужно произвести расчет: 2-15, 4-16, 6-17.

Расчет растянутых элементов фермы производится исходя из условия прочности согласно формуле (5) [1]:

$$\frac{N}{AR_y\gamma_c} \leq 1,$$

где N – внутреннее усилие в элементе фермы,

A – поперечная площадь сечения элемента фермы,

R_y – расчетное сопротивление стали по пределу текучести,

γ_c – коэффициент условия работы.

1) Элемент 2-15, усилие $N = 331,63$ кН.

Находим требуемую площадь поперечного сечения, пользуясь приведенной выше формулой:

$$A_{\text{тр}} \geq \frac{N}{R_y \gamma_c} = \frac{331,63}{24 \cdot 1} = 13,82 \text{ см}^2$$

Из [4] выбираем равнополочный уголок с площадью поперечного сечения больше, чем $A_{\text{тр}}/2$, так как сечение составлено из двух уголков (рис. 22). Выбираем уголок L75 x 6 со следующими характеристиками:

$$A = 8,78 \text{ см}^2, i_x = 2,3 \text{ см}, z_0 = 2,06 \text{ см}.$$

Определим гибкость элементов:

$$\lambda_{x,y} = \frac{\mu_{x,y} \cdot l_{\text{геом}}}{i_{x,y}} \leq [\lambda],$$

где $\lambda_{x,y}$ – гибкость элементов, соответственно, в плоскости и из плоскости фермы,

$\mu_{x,y}$ – коэффициент расчетной длины элементов, соответственно, в плоскости и из плоскости фермы согласно табл. 24 [1] (для данного случая $\mu_x = 0,8$, $\mu_y = 1$),

$l_{\text{геом}}$ – геометрическая длина элементов,

$i_{x,y}$ – радиус инерции сечения элементов, соответственно, в плоскости и из плоскости фермы,

$[\lambda]$ – предельная гибкость растянутых элементов, принимаем по табл. 32, 33 [1] в зависимости от вида нагрузки и элемента конструкции.

Так как сечение составное, то радиус инерции i_y необходимо вычислить, воспользовавшись формулой:

$$i_y = \sqrt{i_x^2 + \left(\frac{t_\phi}{2} + z_0\right)^2} = \sqrt{2,3^2 + \left(\frac{1}{2} + 2,06\right)^2} = 3,44 \text{ см}.$$

Произведем проверку гибкости:

$$\lambda_x = \frac{0,8 \cdot 435}{2,3} = 151,3 \leq [\lambda] = 400,$$

$$\lambda_y = \frac{1 \cdot 435}{3,44} = 126,45 \leq [\lambda] = 400.$$

Сечение удовлетворяет требованиям прочности и гибкости.

2) Элемент 4-16, усилие $N = 184,24$ кН.

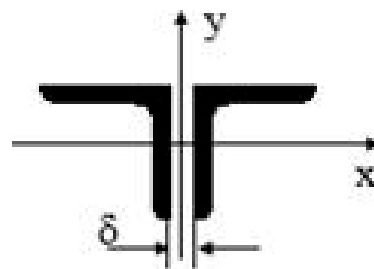


Рис. 22. Схема сечения элемента

Находим требуемую площадь поперечного сечения:

$$A_{\text{тр}} \geq \frac{N}{R_y \gamma_c} = \frac{184,24}{24 \cdot 1} = 7,68 \text{ см}^2.$$

Выбираем уголок L50 x 5 со следующими характеристиками:

$$A = 4,8 \text{ см}^2, i_x = 1,53 \text{ см}, z_0 = 1,42 \text{ см}.$$

$$i_y = \sqrt{1,53^2 + \left(\frac{1}{2} + 1,42\right)^2} = 2,46 \text{ см}.$$

Произведем проверку гибкости:

$$\lambda_x = \frac{0,8 \cdot 435}{1,53} = 227,45 \leq [\lambda] = 400,$$

$$\lambda_y = \frac{1 \cdot 435}{2,46} = 176,83 \leq [\lambda] = 400.$$

Сечение удовлетворяет требованиям прочности и гибкости.

3) Элемент 6-17, усилие $N = 36,85 \text{ кН}$.

Элемент 6-17 отличается от элемента 4-16 только усилием, и так как в результате расчета элемента 4-16 уже принят минимальный доступный в сортаменте уголок, то для менее нагруженного элемента 6-17 расчет производить не имеет смысла. Принимаем сечение из уголков L50 x 5.

4.4. Подбор сечений центрально сжатых элементов

4.4.1. Элементы верхнего пояса

Дано: схема фермы и внутреннее усилие из задачи 4.2, сечение из спаренных равнополочных уголков, материал – сталь С245, толщина фан-сонки $t_{\phi} = 10 \text{ мм}$.

Решение:

Ферма пролетом 36 метров разбивается на 3 отправочных марки длиной 12 метров. Сечение верхнего пояса одной отправочной марки обычно делается одинаковым, но может отличаться в разных отправочных марках, поэтому подбор сечения будем производить для наиболее нагруженного элемента для каждой марки: для элемента 4-5 и элемента 6-7.

Расчет сжатых элементов фермы производится исходя из условия устойчивости согласно формуле (7) [1]:

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} \leq 1,$$

где N – внутреннее усилие в элементе фермы,

φ – коэффициент устойчивости при центральном сжатии, принимаемый по табл. Д.1 [1],

A – поперечная площадь сечения элемента фермы,

R_y – расчетное сопротивление стали по пределу текучести,

γ_c – коэффициент условия работы.

1) Элемент 4-5, усилие $N = -833,76$ кН.

Находим требуемую площадь поперечного сечения, пользуясь приведенной выше формулой, при этом предварительно задавшись коэффициентом устойчивости $\varphi = 0,7$:

$$A_{\text{тр}} \geq \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{833,76}{0,7 \cdot 24 \cdot 1} = 49,63 \text{ см}^2.$$

Из [4] выбираем равнополочный уголок с площадью поперечного сечения больше, чем $A_{\text{тр}}/2$, так как сечение составлено из двух уголков (рис. 23). Выбираем уголок L140 x 10 со следующими характеристиками:

$$A = 27,33 \text{ см}^2, i_x = 4,33 \text{ см}, z_0 = 3,82 \text{ см}.$$

Определим условную гибкость элементов:

$$\bar{\lambda}_{x,y} = \frac{\mu_{x,y} \cdot l_{\text{геом}}}{i_{x,y}} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}},$$

где $\bar{\lambda}_{x,y}$ – гибкость элементов, соответственно, в плоскости и из плоскости фермы,

$\mu_{x,y}$ – коэффициент расчетной длины элементов, соответственно, в плоскости и из плоскости фермы согласно табл. 24 [1] (для данного случая $\mu_x = 1, \mu_y = 1$),

$l_{\text{геом}}$ – геометрическая длина элементов,

$i_{x,y}$ – радиус инерции сечения элементов, соответственно, в плоскости и из плоскости фермы,

R_y – расчетное сопротивление стали по пределу текучести,

E – модуль упругости стали (табл. Б.1 [1]).

Так как сечение составное, то радиус инерции i_y необходимо вычислить, воспользовавшись формулой:

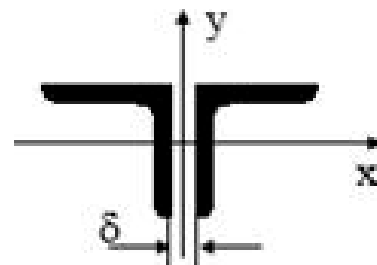


Рис. 23. Схема сечения элемента

$$i_y = \sqrt{i_x^2 + \left(\frac{t_\phi}{2} + z_0\right)^2} = \sqrt{4,33^2 + \left(\frac{1}{2} + 3,82\right)^2} = 6,12 \text{ см.}$$

Определяем условные гибкости:

$$\bar{\lambda}_x = \frac{1 \cdot 300}{4,33} \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 2,364; \quad \bar{\lambda}_y = \frac{1 \cdot 300}{6,12} \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 1,673.$$

По максимальной гибкости находим значение коэффициента продольного изгиба для типа сечения c . Получаем $\varphi = 0,679$.

Произведем проверку подобранного сечения на устойчивость:

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{833,76}{0,679 \cdot 2 \cdot 27,33 \cdot 24 \cdot 1} = 0,936 < 1.$$

Сечение удовлетворяет требованиям устойчивости, поэтому переходим к проверке гибкости:

$$\bar{\lambda}_{x,y} = \frac{\mu_{x,y} \cdot l_{\text{геом}}}{i_{x,y}} \leq [\lambda].$$

Предельная гибкость для элемента верхнего пояса определяется по формуле (табл. 32 [1]):

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

где α – коэффициент использования сечения, который уже определен по формуле проверки устойчивости, $\alpha = 0,936$.

Имеем:

$$\bar{\lambda}_x = \frac{1 \cdot 300}{4,33} = 69,28 < [\lambda] = 180 - 60 \cdot 0,936 = 123,84,$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{1 \cdot 300}{6,12} = 49,02 < [\lambda] = 123,84.$$

Требования по гибкости выполняются. Сечение подобрано правильно.

2) Элемент 6-7, усилие $N = -937,98$ кН.

Находим требуемую площадь поперечного сечения:

$$A_{\text{тр}} \geq \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{937,98}{0,7 \cdot 24 \cdot 1} = 55,83 \text{ см}^2.$$

Из [4] выбираем равнополочный уголок L160 x 10 со следующими характеристиками:

$$A = 31,43 \text{ см}^2, i_x = 4,96 \text{ см}, z_0 = 4,3 \text{ см.}$$

Вычисляем i_y :

$$i_y = \sqrt{i_x^2 + \left(\frac{t_\phi}{2} + z_0\right)^2} = \sqrt{4,96^2 + \left(\frac{1}{2} + 4,3\right)^2} = 6,9 \text{ см.}$$

Определяем условные гибкости:

$$\bar{\lambda}_x = \frac{1 \cdot 300}{4,96} \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 2,064; \quad \bar{\lambda}_y = \frac{1 \cdot 300}{6,9} \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 1,484.$$

По максимальной гибкости находим значение коэффициента продольного изгиба для типа сечения c . Получаем $\varphi = 0,733$.

Произведем проверку подобранного сечения на устойчивость:

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{937,98}{0,733 \cdot 2 \cdot 31,43 \cdot 24 \cdot 1} = 0,848 < 1.$$

Сечение удовлетворяет требованиям устойчивости, поэтому переходим к проверке гибкости:

$$\bar{\lambda}_x = \frac{1 \cdot 300}{4,96} = 60,48 < [\lambda] = 180 - 60 \cdot 0,848 = 129,12,$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{1 \cdot 300}{6,9} = 43,48 < [\lambda] = 129,12.$$

Требования по гибкости выполняются. Сечение подобрано правильно.

6.4.2. Расчет опорного раскоса

Дано: схема фермы и внутреннее усилие из задачи 6.2, сечение из спаренных равнополочных уголков, материал – сталь С245, толщина фансонки $t_\phi = 10$ мм.

Решение:

Опорный раскос имеет внутреннее усилие $N = -405,32$ кН.

Расчет сжатых элементов фермы производится исходя из условия устойчивости согласно формуле (7) [1]:

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} \leq 1,$$

где N – внутреннее усилие в элементе фермы,

φ – коэффициент устойчивости при центральном сжатии, принимаемый по табл. Д.1 [1],

A – поперечная площадь сечения элемента фермы,

R_y – расчетное сопротивление стали по пределу текучести,

γ_c – коэффициент условия работы.

Находим требуемую площадь поперечного сечения, пользуясь приведенной выше формулой, при этом предварительно задавшись коэффициентом устойчивости $\varphi = 0,7$:

$$A_{\text{тр}} \geq \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{405,32}{0,7 \cdot 24 \cdot 1} = 24,13 \text{ см}^2.$$

Из [4] выбираем равнополочный уголок с площадью поперечного сечения больше, чем $A_{\text{тр}}/2$, так как сечение составлено из двух уголков (рис. 24). Выбираем уголок L90 x 7 со следующими характеристиками:

$$A = 12,28 \text{ см}^2, i_x = 2,77 \text{ см}, z_0 = 2,47 \text{ см}.$$

Определим условную гибкость элементов:

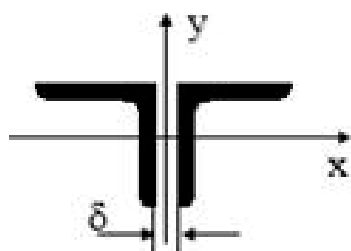


Рис. 24. Схема сечения элемента

$$\bar{\lambda}_{x,y} = \frac{\mu_{x,y} \cdot l_{\text{геом}}}{i_{x,y}} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}},$$

где $\bar{\lambda}_{x,y}$ – гибкость элементов, соответственно, в плоскости и из плоскости фермы,

$\mu_{x,y}$ – коэффициент расчетной длины

элементов, соответственно, в плоскости и из плоскости фермы согласно табл. 24 [1] (для

данного случая $\mu_x = 0,5$, $\mu_y = 1$),

$l_{\text{геом}}$ – геометрическая длина элементов,

$i_{x,y}$ – радиус инерции сечения элементов, соответственно, в плоскости и из плоскости фермы,

R_y – расчетное сопротивление стали по пределу текучести,

E – модуль упругости стали (табл. Б.1 [1]).

Так как сечение составное, то радиус инерции i_y необходимо вычислить, воспользовавшись формулой:

$$i_y = \sqrt{i_x^2 + \left(\frac{t_\phi}{2} + z_0\right)^2} = \sqrt{2,77^2 + \left(\frac{1}{2} + 2,47\right)^2} = 4,06.$$

Определяем условные гибкости:

$$\bar{\lambda}_x = \frac{0,5 \cdot 421}{2,77} \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 2,594; \quad \bar{\lambda}_y = \frac{1 \cdot 421}{4,06} \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 3,539.$$

По максимальной гибкости находим значение коэффициента продольного изгиба для типа сечения c . Получаем $\varphi = 0,470$.

Произведем проверку подобранного сечения на устойчивость:

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{405,32}{0,470 \cdot 2 \cdot 12,28 \cdot 24 \cdot 1} = 1,46 > 1.$$

Требование устойчивости не выполняется. Сечение необходимо увеличить. Выбираем уголок L110 x 8 со следующими характеристиками:

$$A = 17,2 \text{ см}^2, i_x = 3,39 \text{ см}, z_0 = 3,0 \text{ см}.$$

Вычисляем i_y :

$$i_y = \sqrt{i_x^2 + \left(\frac{t_\phi}{2} + z_0\right)^2} = \sqrt{3,39^2 + \left(\frac{1}{2} + 3,0\right)^2} = 4,87.$$

Определяем условные гибкости:

$$\bar{\lambda}_x = \frac{0,5 \cdot 421}{3,39} \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 2,119; \quad \bar{\lambda}_y = \frac{1 \cdot 421}{4,87} = 2,951.$$

По максимальной гибкости находим значение коэффициента продольного изгиба для типа сечения c . Получаем $\varphi = 0,571$.

Произведем проверку подобранного сечения на устойчивость:

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{405,32}{0,571 \cdot 2 \cdot 17,2 \cdot 24 \cdot 1} = 0,86 > 1.$$

Сечение удовлетворяет требованиям устойчивости, поэтому переходим к проверке гибкости:

$$\bar{\lambda}_{x,y} = \frac{\mu_{x,y} \cdot l_{\text{геом}}}{i_{x,y}} \leq [\lambda].$$

Предельная гибкость для элемента верхнего пояса определяется по формуле (табл. 32 [1]):

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

где α – коэффициент использования сечения, который уже определен по формуле проверки устойчивости, $\alpha = 0,860$.

Имеем:

$$\bar{\lambda}_x = \frac{0,5 \cdot 421}{3,39} = 62,09 < [\lambda] = 180 - 60 \cdot 0,86 = 128,4,$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{1 \cdot 421}{4,87} = 86,45 < [\lambda] = 128,4.$$

Требования по гибкости выполняются. Окончательно принимаем сечение из уголков L110 × 8.

4.4.3. Сжатые элементы решетки

Дано: схема фермы и внутреннее усилие из задачи 4.2, сечение из спаренных равнополочных уголков, материал – сталь С245, толщина фансонки $t_{\phi} = 10$ мм.

Решение:

К сжатым элементам решетки относятся: раскос 4-15 ($N = -257,93$ кН), раскос 6-16 ($N = -110,54$ кН), стойка 3-15 ($N = -52,11$ кН).

Расчет сжатых элементов фермы производится исходя из условия устойчивости согласно формуле (7) [1]:

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} \leq 1,$$

где N – внутреннее усилие в элементе фермы,

φ – коэффициент устойчивости при центральном сжатии, принимаемый по табл. Д.1 [1],

A – поперечная площадь сечения элемента фермы,

R_y – расчетное сопротивление стали по пределу текучести,

γ_c – коэффициент условия работы (табл. 1 [1]).

Для сжатых элементов фермы $\gamma_c = 0,8$ при гибкости $\lambda > 60$.

1) Раскос 4-15, усилие $N = -257,93$ кН.

Находим требуемую площадь поперечного сечения, пользуясь приведенной выше формулой, при этом предварительно задавшись коэффициентом устойчивости $\varphi = 0,4$:

$$A_{\text{тр}} \geq \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{257,93}{0,4 \cdot 24 \cdot 0,8} = 33,58 \text{ см}^2.$$

Из [4] выбираем равнополочный уголок с площадью поперечного сечения больше, чем $A_{\text{тр}}/2$, так как сечение составлено из двух уголков (рис. 25). Выбираем уголок L110 x 8 со следующими характеристиками:

$$A = 17,2 \text{ см}^2, i_x = 3,39 \text{ см}, z_0 = 3,0 \text{ см}.$$

Определим условную гибкость элементов:

$$\bar{\lambda}_{x,y} = \frac{\mu_{x,y} \cdot l_{\text{геом}}}{i_{x,y}} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}},$$

где $\bar{\lambda}_{x,y}$ – гибкость элементов, соответственно, в плоскости и из плоскости фермы;

$\mu_{x,y}$ – коэффициент расчетной длины элементов, соответственно, в плоскости и из плоскости фермы согласно табл. 24 [1] (для данного случая $\mu_x = 0,8$, $\mu_y = 1$),

$l_{\text{геом}}$ – геометрическая длина элементов,

$i_{x,y}$ – радиус инерции сечения элементов, соответственно, в плоскости и из плоскости фермы,

R_y – расчетное сопротивление стали по пределу текучести,

E – модуль упругости стали (табл. Б.1 [1]).

Так как сечение составное, то радиус инерции i_y необходимо вычислить, воспользовавшись формулой:

$$i_y = \sqrt{i_x^2 + \left(\frac{t_\phi}{2} + z_0\right)^2} = \sqrt{3,39^2 + \left(\frac{1}{2} + 3,0\right)^2} = 4,87 \text{ см.}$$

Определяем условные гибкости:

$$\bar{\lambda}_x = \frac{0,8 \cdot 435}{3,39} \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 3,504; \quad \bar{\lambda}_y = \frac{1 \cdot 435}{4,87} \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 3,049.$$

По максимальной гибкости находим значение коэффициента продольного изгиба для типа сечения c . Получаем $\varphi = 0,475$.

Произведем проверку подобранного сечения на устойчивость:

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{257,93}{0,475 \cdot 2 \cdot 17,2 \cdot 24 \cdot 0,8} = 0,822 < 1.$$

Сечение удовлетворяет требованиям устойчивости, поэтому переходим к проверке гибкости:

$$\bar{\lambda}_{x,y} = \frac{\mu_{x,y} \cdot l_{\text{геом}}}{i_{x,y}} \leq [\lambda].$$

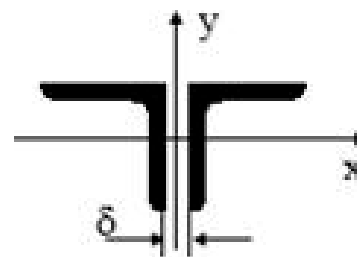


Рис. 25. Схема сечения элемента

Предельная гибкость для элемента верхнего пояса определяется по формуле (табл. 32 [1]):

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

где α – коэффициент использования сечения, который уже определен по формуле проверки устойчивости, $\alpha = 0,822$.

Имеем:

$$\bar{\lambda}_x = \frac{0,8 \cdot 435}{3,39} = 102,65 < [\lambda] = 210 - 60 \cdot 0,822 = 160,68;$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{1 \cdot 435}{4,87} = 89,32 < [\lambda] = 160,68.$$

Требования по гибкости выполняются. Сечение подобрано правильно.

2) Раскос 6-16, усилие $N = -110,54$ кН.

Находим требуемую площадь поперечного сечения:

$$A_{\text{тр}} \geq \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{110,54}{0,4 \cdot 24 \cdot 0,8} = 14,39 \text{ см}^2.$$

Из [4] выбираем равнополочный уголок L80 x 6 со следующими характеристиками:

$$A = 9,38 \text{ см}^2, i_x = 2,47 \text{ см}, z_0 = 2,19 \text{ см}.$$

Вычисляем i_y :

$$i_y = \sqrt{i_x^2 + \left(\frac{t_\phi}{2} + z_0\right)^2} = \sqrt{2,47^2 + \left(\frac{1}{2} + 2,19\right)^2} = 3,65 \text{ см}.$$

Определяем условные гибкости:

$$\bar{\lambda}_x = \frac{0,8 \cdot 435}{2,47} \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 4,81; \quad \bar{\lambda}_y = \frac{1 \cdot 435}{3,65} \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 4,07.$$

По максимальной гибкости находим значение коэффициента продольного изгиба для типа сечения c . Получаем $\varphi = 0,307$.

Произведем проверку подобранного сечения на устойчивость:

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{110,54}{0,307 \cdot 2 \cdot 9,38 \cdot 24 \cdot 0,8} = 0,9996 < 1.$$

Сечение удовлетворяет требованиям устойчивости, поэтому переходим к проверке гибкости:

$$\bar{\lambda}_x = \frac{0,8 \cdot 435}{2,47} = 140,89 < [\lambda] = 210 - 60 \cdot 0,9996 = 150,$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{1 \cdot 435}{3,65} = 119,18 < [\lambda] = 150.$$

Требования по гибкости выполняются. Сечение подобрано правильно.

3) Стойка 3-15, усилие $N = -52,11$ кН.

Находим требуемую площадь поперечного сечения:

$$A_{\text{тр}} \geq \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{52,11}{0,4 \cdot 24 \cdot 0,8} = 6,79 \text{ см}^2.$$

Из [4] выбираем равнополочный уголок L63 x 5 со следующими характеристиками:

$$A = 6,13 \text{ см}^2, i_x = 1,94 \text{ см}, z_0 = 1,74 \text{ см}.$$

Вычисляем i_y :

$$i_y = \sqrt{i_x^2 + \left(\frac{t_\Phi}{2} + z_0\right)^2} = \sqrt{1,94^2 + \left(\frac{1}{2} + 1,74\right)^2} = 2,96 \text{ см}.$$

Определяем условные гибкости:

$$\bar{\lambda}_x = \frac{0,8 \cdot 315}{1,94} \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 4,43; \quad \bar{\lambda}_y = \frac{1 \cdot 315}{2,96} \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 3,63.$$

По максимальной гибкости находим значение коэффициента продольного изгиба для типа сечения c . Получаем $\varphi = 0,382$.

Произведем проверку подобранного сечения на устойчивость:

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{52,11}{0,382 \cdot 2 \cdot 6,13 \cdot 24 \cdot 0,8} = 0,58 < 1.$$

Сечение удовлетворяет требованиям устойчивости, поэтому переходим к проверке гибкости:

$$\bar{\lambda}_x = \frac{0,8 \cdot 315}{1,94} = 129,9 < [\lambda] = 210 - 60 \cdot 0,58 = 175,2;$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{1 \cdot 315}{2,96} = 106,4 < [\lambda] = 175,2.$$

Требования по гибкости выполняются. Сечение подобрано правильно.

4.5. Унификация подобранных сечений

Дано: схема фермы и внутреннее усилие из задачи 4.2, подобранные сечения из задач 4.3, 4.4.

Решение:

Поперечные сечения элементов фермы необходимо унифицировать до 5 – 6 типоразмеров.

В табл. 3 приводятся определенные сечения для каждого элемента фермы и сечения с учетом унификации. На рис. 26 показана половина фермы, так как она симметрична относительно середины пролета.

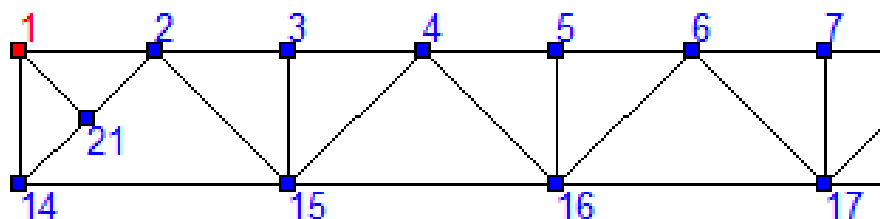


Рис. 26. Схема фермы

Таблица 3

Определение сечений элементов фермы

Элемент	Подбранное сечение	Сечение после унификации
Верхний пояс 1-5	L140x10	L140x10
Верхний пояс 5-7	L160x10	L160x10
Нижний пояс 14-16	L100x8	L110x8
Нижний пояс 16-17	L125x8	L140x8
Опорный раскос 2-14	L110x8	L110x8
Стойки 3-15, 5-16, 7-17	L63x5	L63x5
Раскос 2-15	L75x6	L80x6
Раскос 4-15	L110x8	L110x8
Раскос 4-16	L50x5	L63x5
Раскос 6-16	L80x6	L80x6
Раскос 6-17	L50x5	L63x5

Таким образом, количество типоразмеров металлопроката было сокращено с 9 до 5 позиций.

4.6. Расчет узлов

4.6.1. Определение размеров опорного ребра фермы

Дано: схема фермы и нагрузка из задачи 4.1, материал – сталь С245.

Решение:

Опорное ребро фермы предназначено для передачи опорной реакции на колонну. При равномерном загрузении фермы опорная реакция равна половине всей приходящей на ферму нагрузке:

$$R_{\text{оп}} = \frac{11Q_{\text{узн}}}{2} = \frac{11 \cdot 52,11}{2} = 286,61 \text{ кН.}$$

Площадь опорного ребра A_p определяем исходя из требования п. 8.5.17 [1], согласно которому напряжения не должны превышать расчетного сопротивления стали смятию:

$$A_{\text{оп}} = \frac{R_{\text{оп}}}{R_p \gamma_c},$$

где R_p – расчетное сопротивление стали смятию, которое равно расчетному сопротивлению стали сжатию по временному сопротивлению R_u (табл. 2 [1]), для стали С245 $R_u = 36 \text{ кН/см}^2$ (табл. В.5 [1]).

Получаем:

$$A_{\text{оп}} = \frac{286,61}{36 \cdot 1} = 7,96 \text{ см}^2.$$

Ширину опорного ребра $b_{\text{оп}}$ принимаем из конструктивных соображений равной 18 см.

Определим минимальную толщину опорного ребра $t_{\text{оп}}$:

$$t_{\text{оп}} \geq \frac{A_{\text{оп}}}{b_{\text{оп}}} = \frac{7,96}{18} = 0,44 \text{ см.}$$

Толщина опорного ребра обычно должна быть не менее толщины фасонки, поэтому окончательно принимаем $b_{\text{оп}} = 10 \text{ мм}$.

4.6.2. Определение длин сварных швов, прикрепляющих раскосы и стойки к фасонкам фермы

Дано: схема фермы и внутреннее усилие из задачи 4.2, подобранные сечения из задачи 4.5, сварка полуавтоматическая в среде углекислого газа проволокой Св-08Г2С диаметром 1,4 – 2 мм.

Решение:

Длины сварных швов необходимо определить для следующих элементов: опорный раскос 2-14 ($N = -405,32$ кН), стойка 3-15 ($N = -52,11$ кН), раскос 2-15 ($N = 331,63$ кН), раскос 4-15 ($N = -257,93$ кН), раскос 4-16 ($N = 184,24$ кН), раскос 6-16 ($N = -110,54$ кН), раскос 6-17 ($N = 36,85$ кН).

1) Опорный раскос 2-14 ($N = -405,32$ кН).

Расчетные усилия, которые воспринимают сварные швы, обратно пропорциональны расстоянию до центра тяжести. Таким образом, в равнополочных уголках сварной шов по обушку воспринимает 70 % усилия, а шов по перу – 30 %.

Находим значения расчетных усилий, соответственно, швов по обушку и швов по перу:

$$N^{\text{об}} = 0,7 \cdot N = 0,7 \cdot (-405,32) = -283,72 \text{ кН},$$

$$N^{\text{перу}} = 0,3 \cdot N = 0,3 \cdot (-405,32) = -121,6 \text{ кН}.$$

Сварные соединения с угловыми швами при действии продольной силы следует рассчитать на срез по одному из двух сечений (п. 14.1.16 [1]):

по металлу шва:

$$\frac{N}{\beta_f k_f n l_w R_{wf} \gamma_c} \leq 1,$$

по металлу границы сплавления:

$$\frac{N}{\beta_z k_f n l_w R_{wz} \gamma_c} \leq 1,$$

где l_w – расчетная длина шва, равная длине шва минус 1 см,

n – количество швов,

β_f, β_z – коэффициенты, по табл. 39 [1],

k_f – катет сварного шва,

R_{wf} – расчетное сопротивление металла шва (табл. Г.2 [1]),

R_{wz} – расчетное сопротивление металла границы сплавления (табл. 4 [1]).

Если отношение $(\beta_f R_{wf})/(\beta_z R_{wz}) \leq 1$, то наиболее слабым считается сечение по металлу шва. Если $(\beta_f R_{wf})/(\beta_z R_{wz}) > 1$, то сечение по границе сплавления.

В соответствии с [1] имеем:

$$R_{wf} = 21,5 \text{ кН/см}^2, R_{wz} = 0,45 \cdot 37 = 16,5 \text{ кН/см}^2, \\ \beta_f = 0,9, \beta_z = 1,05.$$

В итоге имеем:

$$\frac{\beta_f R_{wf}}{\beta_z R_{wz}} = \frac{0,9 \cdot 215}{1,05 \cdot 165} = 1,15 > 1.$$

Определяем расчетные длины швов, выражая длину шва из формулы проверки прочности по металлу границы сплавления:

$$l_w^{\text{об}} \geq \frac{N^{\text{об}}}{\beta_z k_f n R_{wz} \gamma_c} = \frac{283,72}{1,05 \cdot 0,8 \cdot 2 \cdot 16,5 \cdot 1} = 10,24 \text{ см}, \\ l_w^{\text{перу}} \geq \frac{N^{\text{перу}}}{\beta_z k_f n R_{wz} \gamma_c} = \frac{121,6}{1,05 \cdot 0,6 \cdot 2 \cdot 16,5 \cdot 1} = 5,85 \text{ см}.$$

Для того чтобы назначить длину сварного шва, расчетную длину округляем в большую сторону до целых сантиметров и прибавляем 1 см.

Окончательно принимаем для опорного раскоса: шов по обушкам длиной $l_w^{\text{об}} = 12 \text{ см}$, по перу – $l_w^{\text{перу}} = 7 \text{ см}$.

2) Стойка 3-15 ($N = -52,11 \text{ кН}$).

Находим значения расчетных усилий, соответственно, швов по обушку и швов по перу:

$$N^{\text{об}} = 0,7 \cdot N = 0,7 \cdot (-52,11) = -36,48 \text{ кН}, \\ N^{\text{перу}} = 0,3 \cdot N = 0,3 \cdot (-52,11) = -15,63 \text{ кН},$$

Определяем расчетные длины швов:

$$l_w^{\text{об}} \geq \frac{N^{\text{об}}}{\beta_z k_f n R_{wz} \gamma_c} = \frac{36,48}{1,05 \cdot 0,4 \cdot 2 \cdot 16,5 \cdot 1} = 2,63 \text{ см}, \\ l_w^{\text{перу}} \geq \frac{N^{\text{перу}}}{\beta_z k_f n R_{wz} \gamma_c} = \frac{15,63}{1,05 \cdot 0,4 \cdot 2 \cdot 16,5 \cdot 1} = 1,13 \text{ см}.$$

Согласно п. 14.1.7 [1], расчетная длина шва не может быть меньше 4 см.

Окончательно принимаем для стойки 3-15 шов по обушкам длиной $l_w^{\text{об}} = 5 \text{ см}$, по перу – $l_w^{\text{перу}} = 5 \text{ см}$.

3) Раскос 2-15 ($N = 331,63$ кН).

Находим значения расчетных усилий, соответственно, швов по обушку и швов по перу:

$$N^{\text{об}} = 0,7 \cdot N = 0,7 \cdot 331,63 = 232,14 \text{ кН},$$

$$N^{\text{перу}} = 0,3 \cdot N = 0,3 \cdot 331,63 = 99,49 \text{ кН}.$$

Определяем расчетные длины швов:

$$l_w^{\text{об}} \geq \frac{N^{\text{об}}}{\beta_z k_f n R_{wz} \gamma_c} = \frac{232,14}{1,05 \cdot 0,6 \cdot 2 \cdot 16,5 \cdot 1} = 11,17 \text{ см},$$

$$l_w^{\text{перу}} \geq \frac{N^{\text{перу}}}{\beta_z k_f n R_{wz} \gamma_c} = \frac{99,49}{1,05 \cdot 0,4 \cdot 2 \cdot 16,5 \cdot 1} = 7,18 \text{ см}.$$

Окончательно принимаем для раскоса 2-15 шов по обушкам длиной $l_w^{\text{об}} = 13$ см, по перу – $l_w^{\text{перу}} = 9$ см.

4) Раскос 4-15 ($N = -257,93$ кН).

Находим значения расчетных усилий, соответственно, швов по обушку и швов по перу:

$$N^{\text{об}} = 0,7 \cdot N = 0,7 \cdot (-257,93) = -180,55 \text{ кН},$$

$$N^{\text{перу}} = 0,3 \cdot N = 0,3 \cdot (-257,93) = -77,38 \text{ кН}.$$

Определяем расчетные длины швов:

$$l_w^{\text{об}} \geq \frac{N^{\text{об}}}{\beta_z k_f n R_{wz} \gamma_c} = \frac{180,55}{1,05 \cdot 0,8 \cdot 2 \cdot 16,5 \cdot 1} = 6,51 \text{ см},$$

$$l_w^{\text{перу}} \geq \frac{N^{\text{перу}}}{\beta_z k_f n R_{wz} \gamma_c} = \frac{77,38}{1,05 \cdot 0,6 \cdot 2 \cdot 16,5 \cdot 1} = 3,72 \text{ см}.$$

Окончательно принимаем для раскоса 4-15 шов по обушкам длиной $l_w^{\text{об}} = 8$ см, по перу – $l_w^{\text{перу}} = 5$ см.

5) Раскос 4-16 ($N = 184,24$ кН).

Находим значения расчетных усилий, соответственно, швов по обушку и швов по перу:

$$N^{\text{об}} = 0,7 \cdot N = 0,7 \cdot 184,24 = 128,97 \text{ кН},$$

$$N^{\text{перу}} = 0,3 \cdot N = 0,3 \cdot 184,24 = 55,27 \text{ кН}.$$

Определяем расчетные длины швов:

$$l_w^{об} \geq \frac{N^{об}}{\beta_z k_f n R_{wz} \gamma_c} = \frac{128,97}{1,05 \cdot 0,4 \cdot 2 \cdot 16,5 \cdot 1} = 9,31 \text{ см},$$

$$l_w^{перу} \geq \frac{N^{перу}}{\beta_z k_f n R_{wz} \gamma_c} = \frac{55,27}{1,05 \cdot 0,4 \cdot 2 \cdot 16,5 \cdot 1} = 3,99 \text{ см}.$$

Окончательно принимаем для раскоса 4-16 шов по обушкам длиной $l_w^{об} = 11 \text{ см}$, по перу – $l_w^{перу} = 5 \text{ см}$.

6) Раскос 6-16 ($N = -110,54 \text{ кН}$).

Находим значения расчетных усилий, соответственно, швов по обушку и швов по перу:

$$N^{об} = 0,7 \cdot N = 0,7 \cdot (-110,54) = 77,38 \text{ кН},$$

$$N^{перу} = 0,3 \cdot N = 0,3 \cdot (-110,54) = 33,16 \text{ кН}.$$

Определяем расчетные длины швов:

$$l_w^{об} \geq \frac{N^{об}}{\beta_z k_f n R_{wz} \gamma_c} = \frac{77,38}{1,05 \cdot 0,6 \cdot 2 \cdot 16,5 \cdot 1} = 3,72 \text{ см},$$

$$l_w^{перу} \geq \frac{N^{перу}}{\beta_z k_f n R_{wz} \gamma_c} = \frac{33,16}{1,05 \cdot 0,4 \cdot 2 \cdot 16,5 \cdot 1} = 2,39 \text{ см}.$$

Согласно п. 14.1.7 [1], расчетная длина шва не может быть меньше 4 см.

Окончательно принимаем для раскоса 6-16 шов по обушкам длиной $l_w^{об} = 5 \text{ см}$, по перу – $l_w^{перу} = 5 \text{ см}$.

7) Раскос 6-17 ($N = 36,85 \text{ кН}$).

Находим значения расчетных усилий, соответственно, швов по обушку и швов по перу:

$$N^{об} = 0,7 \cdot N = 0,7 \cdot 36,85 = 25,8 \text{ кН},$$

$$N^{перу} = 0,3 \cdot N = 0,3 \cdot 36,85 = 11,1 \text{ кН}.$$

Определяем расчетные длины швов:

$$l_w^{об} \geq \frac{N^{об}}{\beta_z k_f n R_{wz} \gamma_c} = \frac{25,8}{1,05 \cdot 0,4 \cdot 2 \cdot 16,5 \cdot 1} = 1,86 \text{ см},$$

$$l_w^{перу} \geq \frac{N^{перу}}{\beta_z k_f n R_{wz} \gamma_c} = \frac{11,1}{1,05 \cdot 0,4 \cdot 2 \cdot 16,5 \cdot 1} = 0,8 \text{ см}.$$

Согласно п. 14.1.7 [1], расчетная длина шва не может быть меньше 4 см.

Окончательно принимаем для раскоса 6-17 шов по обушкам длиной $l_w^{об} = 5 \text{ см}$, по перу – $l_w^{перу} = 5 \text{ см}$.

5. РАСЧЕТ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ

5.1. Компоновка рамы

5.1.1. Определение вертикального размера рамы

Дано: определить вертикальный размер рамы, если отметка головки кранового рельса $H_1 = 7,5$ м, пролет фермы $L = 24$ м, шаг ферм $B = 6$ м.

Решение:

Вертикальные габариты рамы зависят от технологических условий производства и определяются расстоянием от уровня пола до головки кранового рельса (H_1) и расстоянием от головки кранового рельса до низа несущих конструкций покрытия (H_2). В сумме эти размеры составляют полезную высоту цеха (H_0).

Значение H_2 определится из условия:

$$H_2 \geq H_k + 100 + f,$$

где $H_k = 3150$ мм – высота мостового крана на опоре,

$f = 200 - 400$ мм – размер, учитывающий прогиб конструкций покрытия, для пролетов от 24 до 36 м. Принимаем $f = 200$ мм.

100 мм – необходимый по технике безопасности зазор между краном и несущими конструкциями покрытия с учетом допусков на изготовление крана.

Имеем:

$$H_2 \geq 3150 + 100 + 200 = 3450 \text{ мм.}$$

По требованиям унификации размер H_2 увеличивается в большую сторону до кратности 200 мм, окончательно принимаем:

$$H_2 = 3600 \text{ мм.}$$

Полезная высота цеха (от уровня пола до низа стропильных ферм):

$$H_0 = H_1 + H_2 = 7500 + 3600 = 11100 \text{ мм.}$$

Для удобства монтажа стенового ограждения H_0 назначается кратным:

а) 1,2 м при $H_0 < 10,8$ м,

б) 1,8 м при $H_0 \geq 10,8$ м,

в) 0,6 м при соответствующем обосновании.

Принимаем H_0 кратным 1,8 м:

$$H_0 = 12600 \text{ мм.}$$

Высота верхней части колонны:

$$H_{\text{в}} = H_2 + h_6 + h_p,$$

где $h_6 = 1050$ мм – высота подкрановой балки,

$h_p = 130$ мм – высота подкранового рельса КР-80.

В итоге:

$$H_{\text{в}} = 3600 + 1050 + 130 = 4780 \text{ мм.}$$

Высота нижней части колонны $H_{\text{н}} = H_0 - H_{\text{в}} + H_3$, причем $H_3 = 600 - 1000$ мм – заглубление опорной плиты базы колонны ниже нулевой отметки; при грузоподъемности крана до 100 тс H_3 обычно принимается 600 мм, в остальных случаях – 1000 мм.

Получаем:

$$H_{\text{н}} = 12600 - 4780 + 600 = 8420 \text{ мм.}$$

Общая высота колонны рамы от низа базы до низа ригеля:

$$H = H_{\text{в}} + H_{\text{н}} = 8420 + 4780 = 13200 \text{ мм.}$$

5.1.2. Определение горизонтального размера рамы

Дано: определить горизонтальные размеры рамы, если крановое оборудование – 2 крана среднего режима работы грузоподъемностью 50/10 тс, продольный шаг колонн $B = 6$ м, высота верхней части колонны $H_{\text{в}} = 4780$ мм.

Решение:

При определении горизонтальных размеров учитываются унифицированные привязки колонн $a_{\text{к}}$ к разбивочным осям, требования прочности и жесткости, предъявляемые к колоннам, а также эксплуатационные требования.

Исходя из опыта проектирования, наружные грани колонн крайних рядов совмещают с продольными разбивочными осями в здании, в котором нет мостовых кранов, и в зданиях, оборудованных мостовыми кранами грузоподъемностью до 30 т включительно, при шаге колонн 6 м и высоте от пола до низа несущих конструкций покрытия менее 16,2 м.

Наружные грани крайних колонн смещают с продольных разбивочных осей на 250 мм в зданиях, оборудованных мостовыми кранами грузоподъемностью до 50 т включительно, при шаге колонн 6 м и высоте от пола до низа несущих конструкций покрытия 16,2; 18 и 19,8 м, а

также при шаге колонн 12 м и высоте от 8,4 до 18 м. В других случаях следует использовать привязку 500 мм.

В нашем случае $a_k = 250$ мм.

Назначаем высоту сечения верхней части колонны (h_v) с учетом унифицированных привязок наружной грани колонны к разбивочной оси, а также типовых размеров ферм:

$$\begin{aligned}a_k &= 250 \text{ мм}, \\h_v &= 450 \text{ мм}.\end{aligned}$$

Имеем:

$h_v \geq H_v/12 = 4780/12 = 398$ мм – (рекомендуемые требования жесткости).

Принимаем $h_v = 450$ мм > 398 мм.

Расстояние от оси колонны до оси подкрановой ветви определится по формуле:

$$L_1 \geq B_1 + (b_v - a_k) + 75 \text{ мм},$$

где $B_1 = 300$ мм – размер части кранового моста, выступающей за ось кранового рельса,

75 мм – минимальный зазор между краном и колонной согласно требованиям техники безопасности.

Получаем:

$$L_1 \geq 300 + (450 - 250) + 75 = 575 \text{ мм}.$$

Поскольку пролеты кранов кратны 500 мм, размер L_1 должен быть кратным 250 мм с округлением в большую сторону, окончательно принимаем:

$$L_1 = 750 \text{ мм}.$$

Высота сечения нижней части колонны:

$$h_n = L_1 + a_k = 750 + 250 = 1000 \text{ мм}.$$

По рекомендуемым требованиям жесткости высота сечения нижней части колонны:

$$\begin{aligned}h_n &\geq H_n/20 = 8430/20 = 422 \text{ мм}, \\h_n &= 1000 \text{ мм} > 422 \text{ мм}.\end{aligned}$$

5.2. Сбор нагрузок

5.2.1. Определение нагрузки от собственного веса покрытия

Дано: определить погонную расчетную нагрузку на ригель рамы, при пироге покрытия: 3 слоя рубероида, пенополистирол (5 см), пароизоляция (1 слой рубероида), стальной профнастил, стальные прогоны, стропильные фермы и связи (табл. 4).

Решение:

Таблица 4

Сбор нагрузок на поперечную раму

Наименование	Нормативная нагрузка P_{d1}^n , кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка P_{d1} , кН/м ²
1. Рубероид – 3 слоя	0,15	1,2	0,180
2. Пенополистирол – 5 см	0,03	1,2	0,036
3. Пароизоляция – 1 слой рубероида	0,05	1,2	0,060
4. Стальной профнастил	0,15	1,05	0,158
5. Стальные прогоны	0,05	1,05	0,053
6. Стропильные фермы и связи	0,14	1,05	0,147
Итого:	0,57		0,634

Погонная расчетная нагрузка на ригель рамы:

$$P_d = \gamma_n \cdot P_{d1} \cdot B = 1 \cdot 0,634 \cdot 6 = 3,804 \text{ кН/м.}$$

5.2.2. Определение снеговой нагрузки

Дано: выполнить сбор снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия и определить погонную расчетную снеговую нагрузку на покрытие шириной $b = 36$ м и длиной $l = 96$ м, продольный шаг колон $B = 6$ м, кровля плоская, снеговой район – IV, тип местности А, высота здания $H = 19$ м.

Решение:

Нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия следует определять по формуле:

$$S_0 = c_e c_t \mu S_g,$$

где c_e – коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов (п. 10.5–10.9 [2]),

c_t – термический коэффициент (п. 10.10 [2]),

μ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие (п. 10.4 [2]),

S_g – вес снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли (п. 10.2 [2]).

Для пологих покрытий, проектируемых на местности А и В и имеющих характерный размер в плане не более 100 м, коэффициент c_e определяется по формуле:

$$c_e = (1,2 - 0,4\sqrt{k})(0,8 + 0,002l_c),$$

где $k = 1,225$ – коэффициент, принимаемый по табл. 11.2 [2],

l_c – характерный размер покрытия.

Определив размеры покрытия по формуле:

$$l_c = 2b - b^2/l = 2 \cdot 36 - 36^2/96 = 58,5 \text{ м},$$

получим:

$$c_e = (1,2 - 0,4\sqrt{1,225})(0,8 + 0,002 \cdot 58,5) = 0,694.$$

Термический коэффициент c_t применяется в тех случаях, когда покрытие имеет большой коэффициент теплопередачи. По условиям задачи кровля теплая, поэтому $c_t = 1$.

Коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие для плоской кровли, согласно приложению Б [2], $\mu = 1$.

Вес снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли для IV снегового района составляет $S_g = 2,0 \text{ кПа}$.

Имеем:

$$S_0 = 0,694 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2 = 1,388 \text{ кПа}.$$

Расчетная погонная нагрузка на ригель рамы определяется по формуле:

$$P_{l1} = S_0 \gamma_f \gamma_n \cdot B,$$

где $\gamma_f = 1,4$ – коэффициент надежности для снеговой нагрузки (п. 10.12 [2]),

$\gamma_n = 1$ – коэффициент надежности по ответственности (п. 10.1 [3]).

$$P_{l1} = 1,388 \cdot 1,4 \cdot 1 \cdot 6 = 11,66 \text{ кН/м}.$$

5.2.3. Определение ветровой нагрузки

Дано: определить значение ветровой нагрузки, если размер здания в направлении, перпендикулярном расчетному направлению ветра, $d = 72$ м, высота здания $h = 16,7$ м, шаг колонн $B = 6$ м, ветровой район – II, тип местности В.

Решение:

Нормативное значение ветровой нагрузки w следует определять как сумму средней w_m и пульсационной w_p составляющих.

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки w_m в зависимости от эквивалентной высоты z_e над поверхностью земли следует определять по формуле:

$$w_m = w_0 k(z_e) c,$$

где w_0 – нормативное значение ветрового давления,

$k(z_e)$ – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления для высоты z_e ,

c – аэродинамический коэффициент.

Нормативное значение ветрового давления w_0 принимается в зависимости от ветрового района и, согласно табл. 11.1 [2], $w_0 = 0,3$ кПа.

Эквивалентная высота z_e определяется по п. 11.1.5 [2].

Так как по условию высота здания меньше размера здания в направлении, перпендикулярном расчетному направлению ветра, то $z_e = h = 16,7$ м. Тогда по табл. 11.2 [2] получим $k(z_e) = 0,784$.

Согласно прил. В.1.2 [2]:

– для наветренной стороны здания $c = 0,8$,

– для подветренной стороны $c' = -0,5$.

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки w_m оказывается равным:

– для наветренной стороны здания

$$w_m = 0,3 \cdot 0,784 \cdot 0,8 = 0,188 \text{ кПа},$$

– для подветренной стороны

$$w'_m = 0,3 \cdot 0,784 \cdot (-0,5) = -0,118 \text{ кПа}.$$

Пульсационную составляющую ветровой нагрузки допускается определять по формуле:

$$w_p = w_m \zeta(z_e) \nu,$$

где $\zeta(z_e) = \zeta(16,7) = 0,966$ – коэффициент пульсации давления ветра, принимаемый по табл. 11.4 [2] для эквивалентной высоты z_e ,

ν – коэффициент пространственной корреляции пульсаций давления ветра.

По табл. 11.7 [2] находим значения коэффициентов ρ и χ для расчетной поверхности, параллельной основной координатной плоскости zOy (рис. 11.2 [2]): $\rho = B = 6$ м – шаг колонн, поскольку расчетная поверхность включает в себя те части наветренных и подветренных поверхностей, боковых стен, кровли и подобных конструкций, с которых давление ветра передается на рассчитываемый элемент сооружения; $\chi = h = 16,7$ м.

По табл. 11.6 [2], интерполируя, находим $\nu = 0,844$.

Пульсационная составляющая ветровой нагрузки w_p оказывается равной:

– для наветренной стороны здания

$$w_p = 0,188 \cdot 0,966 \cdot 0,844 = 0,153 \text{ кПа},$$

– для подветренной стороны

$$w'_p = -0,118 \cdot 0,966 \cdot 0,844 = -0,096 \text{ кПа}.$$

Нормативное значение ветровой нагрузки w :

– для наветренной стороны здания

$$w = w_m + w_p = 0,188 + 0,153 = 0,341 \text{ кПа},$$

– для подветренной стороны

$$w' = w'_m + w'_p = -0,118 - 0,096 = -0,214 \text{ кПа}.$$

Расчетная погонная ветровая нагрузка находится по формуле:

$$P_{l2} = w \gamma_f \gamma_n B,$$

где $\gamma_f = 1,4$ – коэффициент надежности для ветровой нагрузки, согласно п. 11 [2],

$\gamma_n = 1$ – коэффициент надежности по ответственности (п. 10.1 [3]).

Расчетная погонная ветровая нагрузка:

– для наветренной стороны здания

$$P_{l2} = 0,341 \cdot 1,4 \cdot 1 \cdot 6 = 2,864 \text{ кН/м},$$

– для подветренной стороны

$$P'_{l2} = -0,214 \cdot 1,4 \cdot 1 \cdot 6 = 1,798 \text{ кН/м}.$$

5.2.4. Определение нагрузки от мостовых кранов

Дано: определить значение нагрузки от мостовых кранов с грузоподъемностью $Q = 50$ т, режим работы 5К, шаг колонн $B = 6$ м, пролет здания $L = 24$ м.

Решение:

Согласно п. 9.13 [2], вертикальные нагрузки при расчете прочности и устойчивости рам, колонн, фундаментов, а также оснований в зданиях с мостовыми кранами следует принимать не более чем от двух наиболее неблагоприятных по воздействию кранов.

Расчетное вертикальное давление двух сближенных кранов на колонну, к которой приближены тележки с грузом:

$$D_{max} = \gamma_n \left(\gamma_f \psi_l \sum F_{K_{imax}} y_i + \gamma_{fg} G_{n\delta} \right),$$

где $\gamma_f = 1,2$ – коэффициент надежности по нагрузке для крановой нагрузки (п. 9.8 [2]),

$\psi_l = 0,85$ – коэффициент сочетаний для крановой нагрузки (п. 9.19 [2]),

$\gamma_{fg} = 1,05$ – коэффициент надежности по нагрузке для постоянной нагрузки от собственного веса подкрановых конструкций (табл. 7.1 [2]),

$F_{K_{imax}}$ – нормативное максимальное вертикальное давление колеса крана на путь (прил. 1 в [8]).

В задаче допускается принимать среднее значение.

Получаем:

$$F_{K_{max}} = \frac{(F_{K_{1max}} + F_{K_{2max}})}{2},$$

где $F_{K_{max}} = 470$ кН – принимается по прил. 1 [8],

y_i – ординаты линии влияния опорного давления подкрановых балок на колонну,

$G_{n\delta}$ – ориентировочная нормативная нагрузка от собственного веса подкрановой балки, которая условно включена во временную крановую нагрузку:

$$G_{n\delta} \approx 0,3 \text{ кПа} \cdot B \cdot \frac{L}{2} = 0,3 \cdot 6 \cdot \frac{24}{2} = 21,6 \text{ кН}.$$

Два сближенных крана устанавливают на подкрановых балках относительно расчетной рамы таким образом, чтобы значение $F_{K_{max}} \cdot \sum y_i$ было наибольшим. Обычно это имеет место в случае, когда крайнее колесо одного крана расположено по оси рассматриваемой рамы.

Получаем:

$$D_{max} = 1 \cdot (1,2 \cdot 0,85 \cdot 470 \cdot 1,873 + 1,05 \cdot 21,6) = 920,6 \text{ кН}.$$

Нормативное минимальное давление колеса крана на путь:

$$F_{min} = \frac{9,8Q + G_K}{n_0} - F_{K_{max}} = \frac{9,8 \cdot 50 + 690}{2} - 470 = 120 \text{ кН}.$$

Тогда:

$$D_{min} = 1 \cdot (1,2 \cdot 0,85 \cdot 120 \cdot 1,873 + 1,05 \cdot 21,6) = 251,9 \text{ кН},$$

где $n_0 = 2$ – число колес с одной стороны крана,

Q – грузоподъемность крана (по основному крюку) в тс,

G_K – вес крана в кН.

D_{min} определяется по той же формуле, что и D_{max} , но с заменой $F_{K_{max}}$ на F_{min} .

В соответствии с п. 9.4 [2] нормативное значение горизонтальной нагрузки T_K^n , направленной поперек кранового пути и вызываемой торможением тележки, для кранов с гибким подвесом груза следует принимать равным 0,05 суммы подъемной силы крана и веса тележки. Эту нагрузку следует учитывать при расчете поперечных рам зданий и балок крановых путей. При этом принимается, что нагрузка передается на одну сторону (балку) кранового пути, распределяется поровну между всеми опирающимися на путь колесами крана и может быть направлена как внутрь, так и наружу рассматриваемого пролета.

Имеем:

$$T_K^n = 0,05 \cdot \frac{(9,8Q + G_T)}{n_0},$$

где $G_T = 185 \text{ кН}$ – собственный вес тележки (прил. 1 в [8]).

Получаем:

$$T_K^n = 0,05 \cdot \frac{(9,8 \cdot 50 + 185)}{2} = 16,88 \text{ кН}.$$

Расчетное горизонтальное давление мостовых кранов на колонну:

$$T = \gamma_n \gamma_f \psi T_K^n \sum y_i = 1 \cdot 1,2 \cdot 0,85 \cdot 16,88 \cdot 1,873 = 32,25 \text{ кН.}$$

Согласно п. 9.6 [2], горизонтальные нагрузки от торможения моста и тележки крана считаются приложенными в месте контакта ходовых колес крана с рельсом. В задаче для упрощения расчета допускается прикладывать давление T на уровне уступа в месте изменения сечения колонны.

5.3. Расчет колонны

5.3.1. Назначение размеров сечений сквозной колонны переменного сечения и определение расчетных длин

Дано: высота надкрановой части $l_2 = 4,7$ м, подкрановой части $l_1 = 15,5$ м, соотношение жесткостей верхней и нижней частей колонны $\frac{l_2}{l_1} = 0,1$ (рис. 27). Усилия в надкрановой и подкрановой части, соответственно, равны $N_B = 700$ кН и $N_H = 3200$ кН, высота подкрановой балки $h_6 = 0,9$ м. Необходимо назначить размеры сечения верхней и нижней части колонны; определить расчетные длины верхней и нижней части колонны в плоскости и из плоскости.

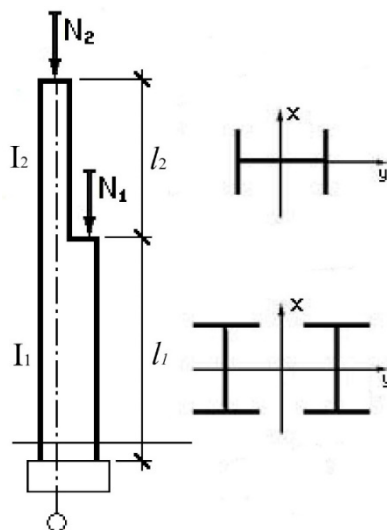


Рис. 27. Схема сечения ступенчатой колонны

Решение:

Назначение сечений верхней и нижней частей колонны:

Сечение верхней части колонны (h_2) обычно принимается 500, 700 или 1000 мм и в пределах от $1/8$ до $1/12$ ее высоты (l_2).

Назначим $h_2 = 500$ мм: $h_2/I_2 = 0,5/4,7$, что примерно равно $1/9,4$ – условие выполняется.

Сечение нижней части колонны (h_1) принимается в пределах от $1/11$ до $1/14$ ее высоты (l_1).

Назначим $h_1 = 1250$ мм: $h_1/I_1 = 1,25/15,5 = 1/12,4$ – условие выполняется.

Определение коэффициентов расчетной длины:

Вначале рассмотрим колонну в плоскости рамы. Расчетные длины отдельных частей колонны следует определять в соответствии с п. 10.3.7 и прил. И [1]. Коэффициент расчетной длины μ_n для нижнего участка принимаются по табл. И1 [1].

Определим коэффициент расчетной длины μ_n . Для этого необходимо предварительно определить значения α_1 и n :

$$\alpha_1 = \frac{l_2}{l_1} \sqrt{\frac{I_1}{I_2 \cdot \beta}} = \frac{4,7}{15,5} \sqrt{\frac{10}{1 \cdot 4,57}} = 0,449,$$

$$\beta = \frac{N_1 + N_2}{N_2} = \frac{N_n}{N_b} = \frac{3200}{700} = 4,57,$$

$$n = \frac{I_2 l_1}{I_1 l_2} = \frac{1 \cdot 15,5}{10 \cdot 4,7} = 0,33.$$

Двойной линейной интерполяцией получаем значение коэффициента: $\mu_n = 2,21$.

Определим коэффициент расчетной длины μ_b для верхнего участка:

$$\mu_b = \frac{\mu_n}{\alpha_1} = \frac{2,21}{0,449} = 4,92 > 3.$$

Найденное значение больше, чем предельно допустимое, поэтому окончательно принимаем $\mu_b = 3$.

Зная коэффициенты расчетных длин, перейдем к определению расчетных длин в плоскости рамы и из плоскости рамы.

Расчетная длина верхней части колонны в плоскости рамы:

$$l_{bx} = \mu_b l_2 = 3 \cdot 4,7 = 14,1 \text{ м.}$$

Для нижней части, соответственно, имеем:

$$l_{nx} = \mu_n l_1 = 2,21 \cdot 15,5 = 34,26 \text{ м.}$$

Расчетная длина верхней части колонны из плоскости рамы:

$$l_{by} = l_2 - h_6 = 4,7 - 0,9 = 3,8 \text{ м.}$$

Для нижней части, соответственно, имеем:

$$l_{ny} = l_1 = 15,5 \text{ м.}$$

5.3.2. Подбор сечения верхней части колонны

Дано: расчетные усилия в надкрановой части колонны $N = 578,9$ кН, $M = 609,9$ кН; материал – сталь С245, высота сечения колонны $h = 0,7$ м, расчетная длина $l_{\text{вх}} = 16,41$ м, $l_{\text{вы}} = 4,47$ м.

Решение:

Верхняя часть колонны должна рассчитываться на прочность или устойчивость при внецентренном сжатии, она проектируется из прокатного двутавра.

Предварительно определяется требуемая площадь поперечного сечения двутавра, которая определяется по формуле:

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{R_y \gamma_c} \left(1,25 + 2,8 \frac{e}{h} \right) = \frac{578,9}{24 \cdot 1,05} \left(1,25 + 2,8 \frac{60990}{578,9 \cdot 70} \right) = 131,8 \text{ см}^2,$$

где $e = M/N$.

Кроме того, необходимо дополнительно отыскать требуемые радиусы инерции сечения, исходя из условия, что предельная гибкость стержня равна 120 (табл. 32 [1], при $\alpha = 1$):

$$i_{x,\text{тр}} = \frac{l_{\text{вх}}}{[\lambda]} = \frac{1641}{120} = 13,67 \text{ см}; \quad i_{y,\text{тр}} = \frac{l_{\text{вы}}}{[\lambda]} = \frac{447}{120} = 3,725 \text{ см}.$$

С учетом назначенной выше величины $h = 700$ мм, по сортаменту [5] принимаем двутавр 70Б1 со следующими характеристиками:

Двутавр 70Б1:

$$\begin{aligned} h &= 691 \text{ мм}, \\ b_f &= 260 \text{ мм}, \\ t_f &= 15,5 \text{ мм}, \\ t_w &= 12 \text{ мм}, \\ A &= 164,7 \text{ см}^2, \\ I_x &= 125930 \text{ см}^4, \\ I_y &= 4556 \text{ см}^4, \\ W_x &= 3645 \text{ см}^3, \\ i_x &= 27,65 \text{ см}, \\ i_y &= 5,26 \text{ см}, \\ r &= 24 \text{ мм}. \end{aligned}$$

5.3.3. Проверка устойчивости верхней части колонны в плоскости действия момента

Дано: расчетные усилия в надкрановой части колонны $N = 578,9$ кН, $M = 609,9$ кН, материал – сталь С245, двутавр 70Б1 с характеристиками, принятыми в задаче 5.3.2, расчетная длина $l_{\text{ex}} = 16,41$ м.

Решение:

Последовательно вычисляем:

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{b \cdot t_f}{(h - 2t_f - 2r_1)t_w} = \frac{260 \cdot 15,5}{(691 - 2 \cdot 15,5 - 2 \cdot 24) \cdot 12} = 0,55,$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{609,9}{578,8} = 1,05 \text{ м},$$

$$m = \frac{e \cdot A}{W} = \frac{105 \cdot 164,7}{3645} = 4,74,$$

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_{\text{BX}}}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{1641}{27,65} \sqrt{\frac{24}{20600}} = 2,03,$$

$$m_{ef} = \eta \cdot m = 1,26 \cdot 4,74 = 5,97,$$

где $\eta = 1,26$ – по табл. Д.2 [1].

По табл. Д.3 [1] $\varphi_e = 0,193$.

Проверяем устойчивость верхней части колонны в плоскости действия момента:

$$\frac{N}{\varphi_e A R_y \gamma_c} = \frac{578,8}{0,193 \cdot 164,7 \cdot 24 \cdot 1,05} = 0,72 < 1.$$

Устойчивость стержня обеспечена.

Примечание! Если $m_{ef} > 20$, проверка устойчивости выполняется как для изгибаемого элемента:

$$\frac{M}{\varphi_b A R_y \gamma_c} \leq 1,$$

где φ_b – коэффициент, принимаемый по прил. Ж [1].

Предельная гибкость:

$$[\lambda_x] = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0,72 = 136,8.$$

Фактическая гибкость:

$$\lambda_x = \frac{l_{\text{BX}}}{i_x} = \frac{1641}{27,65} = 59,35 < [\lambda_x].$$

5.3.4. Проверка устойчивости верхней части колонны из плоскости действия момента

Дано: расчетные усилия в надкрановой части колонны $N = 578,9$ кН, материал – сталь С245, двутавр 70Б1 с характеристиками, принятыми в задаче 5.3.2, коэффициент $m = 4,74$, высота надкрановой части $l = 4,47$ м.

Решение:

Проверка устойчивости выполняется по формуле:

$$\frac{N}{c\varphi_y A R_y \gamma_c} \leq 1,$$

где φ_y принимается по табл. Д.1 [1] (тип сечения c) в зависимости от:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l}{i_y} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{447}{5,26} \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 2,9 \rightarrow \varphi_y = 0,58.$$

Коэффициент c определяется в зависимости от величины относительного эксцентриситета m_x .

При $m_x \leq 5$:
$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha m_x} \leq 1 \text{ ((112) [1])},$$

где α, β – определяются по табл. 21 [1].

При $m_x \geq 10$:
$$c = \frac{1}{1 + m_x \frac{\varphi_y}{\varphi_b}} \leq 1 \text{ ((113) [1])},$$

где φ_b – коэффициент, определяемый по прил. Ж [1].

При $5 < m_x < 10$:
$$c = c_5(2 - 0,2m_x) + c_{10}(0,2m_x - 1),$$

где c_5 – определяется по формуле (112) [1],

c_{10} – определяется по формуле (113) [1].

Имеем:

$$m_x = \frac{2}{3} m = \frac{2}{3} \cdot 4,74 = 3,16, \text{ следовательно, } c \text{ находится по формуле:}$$

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha m_x} = \frac{1}{1 + 0,808 \cdot 3,16} = 0,281.$$

Если $\bar{\lambda}_y > 3,14$, необходимо сравнить найденное значение c с c_{max} (прил. Д [1]). В нашем случае этого делать не нужно.

Проверяем устойчивость верхней части колонны из плоскости рамы:

$$\frac{N}{c\varphi_y A R_y \gamma_c} = \frac{578,8}{0,281 \cdot 0,58 \cdot 164,7 \cdot 24 \cdot 1,05} = 0,86 \leq 1.$$

Устойчивость верхней части колонны из плоскости обеспечена.

5.3.5. Подбор сечения нижней части колонны

Дано: расчетные усилия в нижней части колонны $N = 2548$ кН, $M_{ш} = 1202$ кНм, $M_{п} = 1824$ кНм, материал – сталь С245, высота сечения колонны $h = 1,25$ м, расчетная длина $l_{нy} = 4,97$ м.

Решение:

В связи с тем, что сечение ветвей еще неизвестно (рис. 28), ориентировочно определяем усилия в ветвях по формуле $N_{ysl} = \frac{|N|}{2} + \frac{|M|}{0,8h_n}$:

– шатровая ветвь

$$N_1 = \frac{2548}{2} + \frac{1202}{0,8 \cdot 1,25} = 2476 \text{ кН};$$

– подкрановая ветвь

$$N_2 = \frac{2548}{2} + \frac{1824}{0,8 \cdot 1,25} = 3098 \text{ кН}.$$

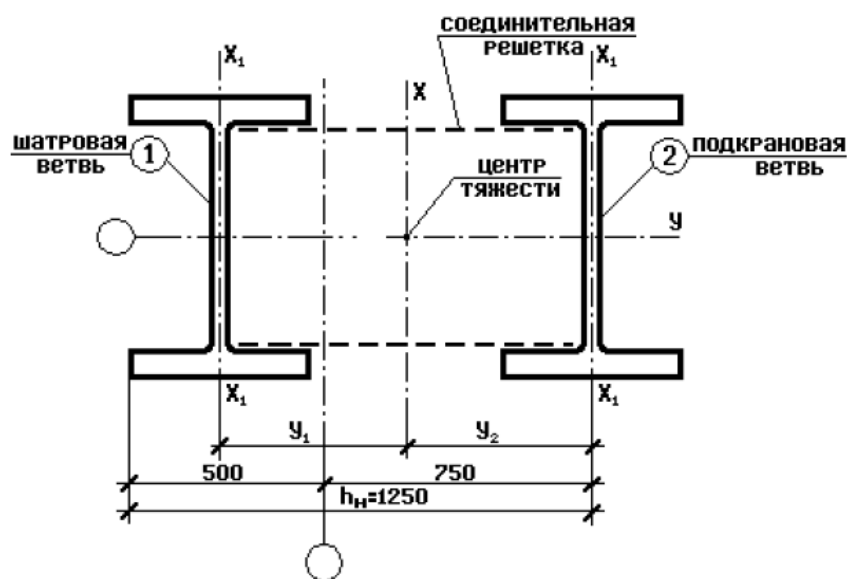


Рис. 28. Схема сечения нижней части колонны

Отдельные ветви работают на центральное сжатие и рассчитываются на устойчивость. Поскольку обе ветви имеют одинаковое сечение, их требуемую площадь определяем по максимальному усилию, принимая предварительно коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,6$:

$$A_{тр} = \frac{N_{max}}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{3098}{0,6 \cdot 24 \cdot 1,05} = 204,89 \text{ см}^2.$$

Кроме требуемой площади, целесообразно найти требуемый радиус инерции сечения ветви относительно оси $y - y$ (см. рис. 28):

$$i_{y,тр} = \frac{l_{ny}}{[\lambda]} = \frac{497}{120} = 4,14 \text{ см.}$$

По сортаменту [5] принимаем двутавр 40Ш2 со следующими характеристиками:

$$\begin{aligned} h &= 390 \text{ мм,} \\ b_f &= 300 \text{ мм,} \\ t_f &= 16 \text{ мм,} \\ t_w &= 10 \text{ мм,} \\ A &= 135,95 \text{ см}^2, \\ I_x &= 38676 \text{ см}^4, \\ I_y &= 7207,1 \text{ см}^4, \\ W_x &= 3645 \text{ см}^3, \\ i_x &= 27,65 \text{ см,} \\ i_y &= 7,28 \text{ см,} \\ r &= 22 \text{ мм.} \end{aligned}$$

5.3.6. Проверка устойчивости шатровой и подкрановой ветвей из плоскости рамы

Дано: расчетные усилия в нижней части колонны $N = 2548 \text{ кН}$, $M_{ш} = 1202 \text{ кНм}$, $M_{п} = 1824 \text{ кНм}$, материал – сталь С245, высота сечения колонны $h_n = 1,25 \text{ м}$, расчетная длина $l_{ny} = 4,97 \text{ м}$.

Обе ветви запроектированы в виде двутавров 40Ш2 с характеристиками, принятыми в задаче 5.3.5. (см. рис. 28).

Решение:

Уточняем усилия в ветвях по формуле:

$$N_{усл} = \frac{|N|}{2} + \frac{|M|}{h_n - b_f/2};$$

– шатровая ветвь

$$N_1 = \frac{2548}{2} + \frac{1202}{1,25 - 0,3/2} = 2366,73 \text{ кН;}$$

– подкрановая ветвь

$$N_2 = \frac{2548}{2} + \frac{1824}{1,25 - 0,3/2} = 2478,21 \text{ кН.}$$

Проверяем устойчивость ветви из плоскости рамы:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l_{ny}}{i_y} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{497}{7,28} \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 2,33,$$

где $\varphi_y = 0,772$ – определяется по прил. Д, табл. Д.1. [1], для сечения типа *b*.

Имеем:

$$\frac{N_{max}}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{2478,21}{0,772 \cdot 135,95 \cdot 24 \cdot 1,05} = 0,94 < 1.$$

Условие выполняется.

Поскольку усилие в подкрановой ветви $N_2 = 2478,21$ кН больше усилия в шатровой ветви $N_1 = 2366,73$ кН, то и в шатровой ветви проверка устойчивости из плоскости выполняется.

5.3.7. Проверка устойчивости шатровой и подкрановой ветвей в плоскости рамы

Дано: расчетные усилия в нижней части колонны $N = 2548$ кН, материал – сталь С245, высота сечения колонны $h = 1,25$ м, расчетная длина $l_{ny} = 4,97$ м, гибкость ветви из плоскости рамы $\lambda_y = 29,62$.

Обе ветви запроектированы в виде двутавров 40Ш2 с характеристиками, принятыми в задаче 5.3.5 (см. рис. 28).

Решение:

Из условия равноустойчивости ветви в плоскости и из плоскости рамы определяем максимальное расстояние между узлами решетки (рис. 29):

$$\lambda_{x1} = \frac{2l_{b1}}{i_{x1}} = \lambda_y \Rightarrow 2l_{b1} = \lambda_y i_{x1} = 29,62 \cdot 16,87 = 499,69 \text{ см.}$$

Расстояние между ветвями колонны:

$$b = h'_n = h_n - b_f = 1,25 - \frac{0,3}{2} = 1,1 \text{ м.}$$

Высота траверсы обычно принимается равной $0,5 \div 0,8h$.

В рассматриваемом примере принимаем высоту траверсы 1 метр. Расположив раскосы решетки по отношению к ветви под углом $30-45^\circ$, назначим $2l_{b1} = 2130$ мм.

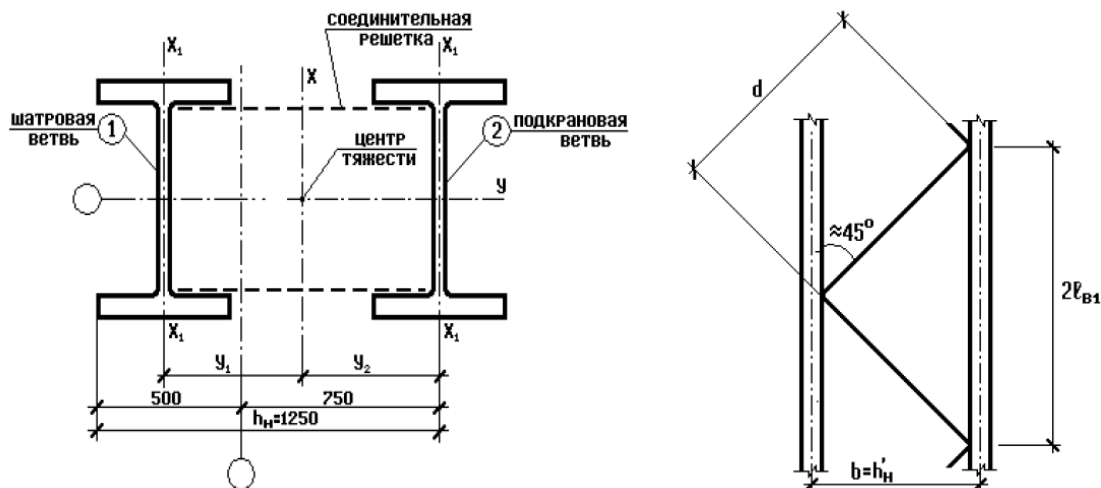


Рис. 29. Схема расположения соединительной решетки в нижней части колонны

Проверяем устойчивость ветвей в плоскости рамы:

$$\lambda_{x1} = \frac{2l_{B1}}{i_{x1}} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{213}{16,87} \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 29,67 \cdot 0,0341 = 0,431,$$

где $\varphi_y = 0,998$ – определяется по прил. Д, табл. Д.1. [1], для сечения типа b .

Имеем:

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{2478,21}{0,998 \cdot 135,95 \cdot 24 \cdot 1,05} = 0,72 < 1.$$

Условие выполняется.

5.3.8. Расчет соединительной решетки подкрановой части колонны

Дано: максимальная поперечная сила в нижней части колонны $Q = 216,8$ кН, материал – сталь С245, расстояние между ветвями колонны $b = 1,1$ м, расчетная длина $2l_{B1} = 2,13$ м.

Обе ветви запроектированы в виде двутавров 40Ш2 с характеристиками, принятыми в задаче 5.3.5.

Решение:

Условная поперечная сила Q_{fic} находится по формуле:

$$Q_{fic} = 0,26A = 0,26 \cdot 2 \cdot 135,95 = 70,69 \text{ кН.}$$

Сравнивая Q_{fic} и Q , принимаем для расчета большее значение

$$Q = 216,8 \text{ кН.}$$

Условная поперечная сила, приходящаяся на одну плоскость решетки:

$$Q_s = \frac{Q}{2} = \frac{216,8}{2} = 108,4 \text{ кН.}$$

Раскосы решетки расположены под углом α к ветви, причем:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{b'_H}{l_{B1}} = \frac{1,1}{1,065} = 1,033; \alpha = 46^\circ.$$

Длина раскоса:

$$d = \frac{l_{B1}}{\cos \alpha} = \frac{1,065}{0,695} = 1,53 \text{ м.}$$

Усилие сжатия в раскосе:

$$N_d = \frac{\alpha_1 Q_s d}{h'_H} = \frac{1 \cdot 108,4 \cdot 153}{110} = 150,77 \text{ кН,}$$

где α_1 – коэффициент, принять $\alpha_1 = 1$ для данного типа решетки.

Требуемая площадь раскоса решетки:

$$A_{d, \text{тр}} = \frac{N_d}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{150,77}{0,6 \cdot 24 \cdot 0,75} = 13,96 \text{ см}^2,$$

где $\gamma_c = 0,75$ – как для одиночного уголка, прикрепляемого одной полкой (табл. 1[1]).

Принимаем уголок 100 х 8 с $A_d = 15,6 \text{ см}^2$ и минимальным радиусом инерции $i_{\min} = 1,98 \text{ см}$.

Гибкость раскоса:

$$\lambda_d = \frac{d}{i_{\min}} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{153}{1,98} \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 2,634,$$

где $\varphi = 0,607$ – коэффициент устойчивости для сечения типа с.

Проверяем устойчивость раскоса:

$$\frac{N_d}{\varphi A_d R_y \gamma_c} = \frac{150,77}{0,607 \cdot 15,6 \cdot 24 \cdot 0,75} = 0,88 < 1.$$

Условие выполняется.

5.3.9. Проверка устойчивости нижней части колонны как единого стержня в плоскости рамы

Дано: расчетные усилия в нижней части колонны $N = 2548 \text{ кН}$, $M_1 = 800 \text{ кНм}$ и $M_2 = 850 \text{ кНм}$, материал – сталь С245, расчетная длина нижней части колонны $l_{\text{нх}} = 20,66$, расчетная длина $2l_{B1} = 2,13 \text{ м}$, расстояние между ветвями колонны $b = 1,1 \text{ м}$, гибкость ветви из плоскости рамы $\lambda_y = 29,62$.

Обе ветви запроектированы в виде двутавров 40Ш2 с характеристиками, принятыми в задаче 5.3.5.

Решение:

Определяем геометрические характеристики всего сечения:

$$A = 2 \cdot 135,95 = 271,9 \text{ см}^2,$$

$$I_x = 2 \left[I_{x1} + A_b \left(\frac{b}{2} \right)^2 \right] = 2 \cdot \left[6306 + 135,95 \cdot \left(\frac{110}{2} \right)^2 \right] = 835110 \text{ см}^4,$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{835110}{271,9}} = 55,42 \text{ см.}$$

Гибкость стержня:

$$\lambda_x = \frac{l_{нх}}{i_x} = \frac{2066}{55,42} = 37,28.$$

Приведенная гибкость составного элемента с соединением ветвей на решетке (табл. 8 [1]):

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha \frac{A}{A_{d1}}} = \sqrt{37,28^2 + 27,8 \frac{271,9}{31,2}} = 40,4,$$

где $A_{d1} = 2A_p$,

α – коэффициент, принимаемый по формуле:

$$\alpha = 10 \frac{d^3}{b^2 l_{b1}} = 10 \cdot \frac{153^3}{110^2 \cdot 106,5} = 27,8.$$

Условная приведенная гибкость:

$$\overline{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 40,4 \sqrt{\frac{24}{20600}} = 1,38.$$

Для комбинации усилий, догружающих подкрановую ветвь:

$$m = \frac{M_1 A b}{N I_x 2} = \frac{80000 \cdot 271,9 \cdot 110}{2548 \cdot 835110 \cdot 2} = 0,562,$$

$\varphi_e = 0,624$ – определяется по прил. Д, табл. Д.4 [1].

Имеем:

$$\frac{N}{\varphi_e A R_y \gamma_c} = \frac{2548}{0,624 \cdot 271,9 \cdot 24 \cdot 0,75} = 0,83 < 1.$$

Условие выполняется.

Для комбинации усилий, догружающих шатровую ветвь:

$$m = \frac{M_2 Ab}{N I_x 2} = \frac{85000 \cdot 271,9 \cdot 110}{2548 \cdot 835110 \cdot 2} = 0,597, \varphi_e = 0,568,$$

$$\frac{N}{\varphi_e A R_y \gamma_c} = \frac{2548}{0,568 \cdot 271,9 \cdot 24 \cdot 0,75} = 0,92 < 1.$$

Условие выполняется.

5.3.10. Определение размеров опорной плиты

Дано: расчетные усилия в подкрановой ветви $M_{max} = 1824$ кНм, $N_{пв} = 2478,21$ кН, материал – сталь С245, класс бетона В15, высота подкрановой ветви $h = 0,5$ м, ширина $b = 0,4$ м.

Решение:

Требуемая площадь опорной плиты:

$$A_{пл}^{тр} \geq \frac{N_{пв}}{R_{\phi}},$$

$$R_{\phi} = \varphi_b \cdot R_b,$$

где $R_b = 8,5$ МПа для класса бетона В15 – расчетное сопротивление бетона при местном смятии,

φ_b – коэффициент увеличения R_b до $R_{b,loc}$ в зависимости от соотношения площади верхнего обреза фундамента A_f к рабочей площади опорной плиты:

$$\varphi_b = \sqrt[3]{\frac{A_f}{A_{пл}}} \leq 1,5.$$

Принимаем $\varphi_b = 1,2$, $R_{b,loc} = 1,2 \cdot 8,5 = 10,2$ МПа.

Имеем:

$$A_{пл}^{тр} \geq \frac{2478,21}{1,02} = 2429,62 \text{ см}^2.$$

При назначении размеров опорной плиты следует учитывать следующие требования:

- а) центр тяжести ветви и середина опорной плиты должны лежать на одной вертикальной оси,
- б) свесы плиты должны быть не менее 40 мм,
- с) толщину траверсы принимают равной 12 – 24 мм.

Исходя из этих требований назначаем размеры плиты – 600 x 550 мм, а толщину траверсы – 20 мм.

Высота плиты складывается из высоты колонны и двух свесов (минимум 40 мм каждый).

$$h_{пл} = 0,5 + 2 \cdot 0,04 = 0,58 \text{ м} \sim 0,6 \text{ м.}$$

Ширина плиты складывается из ширины колонны, двух толщин траверс и двух свесов:

$$b_{пл} = 0,4 + 0,02 \cdot 2 + 0,04 \cdot 2 = 0,52 \text{ м} \sim 0,55 \text{ м.}$$

Среднее фактическое напряжение под опорной плитой:

$$\sigma_{\phi} = \frac{N_{пв}}{A_{пл}} = \frac{2478,21}{60 \cdot 55} = 0,75 < R_{b,loc} = 1,02 \text{ кН/см.}$$

Условие выполняется.

5.3.11. Подбор толщины опорной плиты

Дано: напряжение под опорной плитой $\sigma_{\phi} = 1,16 \text{ кН/см}^2$, материал – сталь С245 (рис. 30).

Решение:

Определяем изгибающие моменты на отдельных участках плиты. Номера участков приняты по рис. 30.

Участок 1. (Консольный свес $c_1 = 5,5 \text{ см.}$)

$$M_1 = \frac{\sigma_{\phi} \cdot c_1^2}{2} = \frac{1,16 \cdot 5,5^2}{2} = 17,55 \text{ кНсм.}$$

Участок 2. Плита, опертая по трем сторонам:

$$M_2 = \beta \cdot \sigma_{\phi} \cdot a^2;$$

так как $\frac{b_2}{a_2} = \frac{25}{5,4} = 4,6 > 2$, то рассчи-

тываем этот участок как консольный:

$$M_2 = \frac{1,16 \cdot 5,4^2}{2} = 16,9 \text{ кНсм.}$$

Участок 3. На участке 3 плита оперта по четырем сторонам:

$$M_3 = \alpha \cdot \sigma_{\phi} \cdot a_3^2;$$

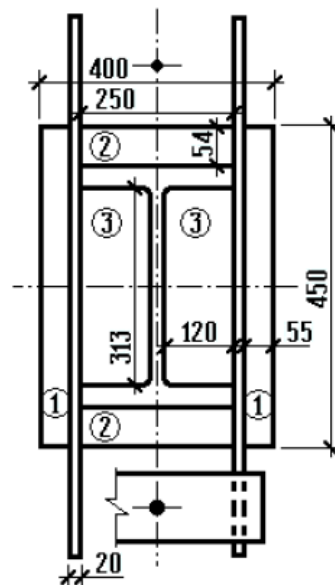


Рис. 30. Схема опорной плиты

так как $\frac{b_3}{a_3} = \frac{31,3}{12} = 2,6 > 2$, то момент находим как в однопролетной балке пролетом $a_3 = 12$ см:

$$M_3 = \frac{\sigma_\phi \cdot a_3^2}{8} = \frac{1,16 \cdot 12^2}{8} = 20,88 \text{ кНсм.}$$

Требуемую толщину плиты определяем по наибольшему моменту $M_{max} = 20,88$ кНсм как для балки шириной 1 см и с учетом того, что $\gamma_c = 1,2 \cdot 1,05 = 1,26$ (табл. 1 [1]):

$$t_{пл} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{max}}{R_y \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 20,88}{24 \cdot 1,26}} = 2,03 \text{ см.}$$

Принимаем $t_{пл} = 24$ мм (2 мм – припуск на острожку).

5.3.12. Подбор высоты траверсы

Дано: расчетное усилие в подкрановой ветви $N_{пв} = 2091$ кН, материал – сталь С245, напряжение под опорной плитой $\sigma_\phi = 1,16$ кН/см², толщина плиты $t = 20$ мм.

Решение:

Высоту траверсы h_m определяем из условия размещения сварного шва прикрепления траверсы к ветви колонны.

В запас прочности считаем, что все усилие в ветви передается через 4 угловых шва. Сварка механизированная, проволокой марки Св-08Г2С, $d = 1,4 \dots 2$ мм. Принимаем $k_f = 8$ мм.

Требуемую длину шва определяем из условия прочности по металлу границы сплавления:

$$l_{ш}^{тр} \geq \frac{N_{пв}}{4k_f \beta_z R_{wz} \gamma_c},$$

где $\beta_z = 1,05$,

$R_{wz} = 165$ МПа = 16,5 кН/см²,

$\gamma_c = 1,05$.

Имеем:

$$l_{ш}^{тр} \geq \frac{2091}{4 \cdot 0,8 \cdot 1,05 \cdot 16,5 \cdot 1,05} = 35,92 \text{ см.}$$

Расчетная длина флангового шва должна удовлетворять условию:

$$35,92 < 85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,8 = 61,2 \text{ см.}$$

Принимаем $h_{тр} = 40$ см.

В запас прочности проверяем траверсу как однопролетную балку, шарнирно опирающуюся на полки ветви колонны.

Равномерно распределенная нагрузка на траверсу:

$$q_m = 1,16 \cdot \left(5,5 + \frac{12}{2} + 2 \right) = 15,7 \text{ кН/см.}$$

Момент в середине пролета:

$$M_m = \frac{15,7 \cdot 34,1^2}{8} = 2282 \text{ кНсм.}$$

Поперечная сила на опоре:

$$Q_m = \frac{15,7 \cdot 34,1}{2} = 268 \text{ кН.}$$

Геометрические характеристики траверсы:

$$A_m = h_m t_m = 40 \cdot 2 = 80 \text{ см}^2,$$

$$W_m = \frac{t_m h_m^2}{6} = \frac{2 \cdot 40^2}{6} = 533 \text{ см}^3.$$

Прочность траверсы по нормальным напряжениям:

$$\frac{M_m}{W_m R_y \gamma_c} = \frac{2282}{533 \cdot 24 \cdot 1,05} = 0,17 < 1.$$

Прочность траверсы на срез у опоры:

$$\tau = \frac{Q_m}{A_m R_s \gamma_c} = \frac{268}{80 \cdot 13,92 \cdot 1,05} = 0,15 < 1,$$

где $R_s = 0,58 R_y$ – расчетное сопротивление стали сдвигу (табл. 2 [1]).

Прочность траверсы обеспечена.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 16.13330.2017. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81* / Минрегион России. – М.: ОАО «ЦПП», 2017. –126/пр.
2. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* / Минрегион России. – М.: ОАО «ЦПП», 2016. –891/пр.
3. ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения. – Москва: Стандартинформ, 2015.
4. ГОСТ 8509-93. Уголки стальные горячекатаные равнополочные. Сортамент. – Москва: Стандартинформ, 2005.
5. СТО АСЧМ 20-93. Двутавры горячекатаные с параллельными гранями полок. Технические условия / АССОЦИАЦИЯ ЧЕРМЕТСТАНДАРТ. – 2008.
6. ГОСТ 19903-2015. Прокат листовой горячекатаный. Сортамент. – Москва: Стандартинформ, 2016.
7. ТУ 14-2-685-86. Сортамент тавров с параллельными гранями полок [Электронный ресурс]. – URL: http://webcad.pro/spravochnik/sortament_mp/tvr/20tu_14-2-685-86.html (дата обращения: 17.11.2020).
8. Металлические конструкции: учебник для студентов высших учебных заведений / Ю.И. Кудишин [и др.]; под общ. ред. Ю.И. Кудишина. – 10-е изд., стер. – М.: Издательский центр «Академия», 2007. – 688 с.

ОГЛАВЛЕНИЕ

I. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ БАЛОЧНОЙ КЛЕТКИ.....	3
1.1. Расчет настила.....	3
1.2. Расчет прокатных балок.....	4
1.2.1. Балка настила нормальной балочной клетки.....	4
1.2.2. Балка настила сложной балочной клетки.....	6
1.2.3. Вспомогательная балка сложной балочной клетки	8
1.3. Расчет главной балки.....	10
1.3.1. Подбор сечения главной балки.....	10
1.3.2. Определение размеров полок главной балки	13
1.3.3. Определение высоты главной балки	14
1.3.4. Проверка устойчивости стенки главной балки.....	16
1.3.5. Проверка устойчивости главной балки измененного сечения	17
1.3.6. Проверка прочности стенок главной балки.....	18
II. СОЕДИНЕНИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ.....	20
2.1. Болтовые соединения.....	20
2.1.1. Расчет болтового стыка с болтами нормальной точности	20
2.1.2. Расчет болтового стыка с болтами повышенной точности	22
2.1.3. Расчет болтов грубой точности конструкции подвески нижнего пояса фермы	23
2.1.4. Расчет болтов повышенной точности конструкции подвески нижнего пояса фермы.....	24
2.2. Сварные соединения.....	25
2.2.1. Расчет прямого стыка	25
2.2.2. Расчет косого стыка	26
2.2.3. Расчетное усилие сварного шва	27
III. РАСЧЕТ КОЛОННЫ	29
3.1. Подбор сечения из условия устойчивости относительно материальной оси	29
3.2. Определение раздвижки ветвей из условия устойчивости относительно свободной оси	30

3.3. Проверка устойчивости отдельной ветви	32
3.4. Расчет соединительных планок	32
3.5. Расчет траверсы и опорной плиты	35
IV. РАСЧЕТ СТРОПИЛЬНОЙ ФЕРМЫ	38
4.1. Сбор нагрузок на стропильную ферму	38
4.2. Определение усилий в элементах фермы.....	39
4.3. Подбор сечений центрально растянутых элементов	40
4.3.1. Расчет элементов нижнего пояса.....	40
4.3.2. Растянутые элементы решетки.....	42
4.4. Подбор сечений центрально сжатых элементов	44
4.4.1. Расчет элементов верхнего пояса.....	44
4.4.2. Расчет опорного раскоса	47
4.4.3. Сжатые элементы решетки	50
4.5. Унификация подобранных сечений	54
4.6. Расчет узлов	55
4.6.1. Определение размеров опорного ребра фермы	55
4.6.2. Определение длин сварных швов, прикрепляющих раскосы и стойки к фасонкам фермы	55
V. РАСЧЕТ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ	60
5.1. Компоновка рамы	60
5.1.1. Определение вертикального размера рамы	60
5.1.2. Определение горизонтального размера рамы.....	61
5.2. Сбор нагрузок	63
5.2.1. Определение нагрузки от собственного веса покрытия ...	63
5.2.2. Определение снеговой нагрузки.....	63
5.2.3. Определение ветровой нагрузки.....	65
5.2.4. Определение нагрузки от мостовых кранов.....	67
5.3. Расчет колонны.....	69
5.3.1. Назначение размеров сечений сквозной колонны переменного сечения и определение расчетных длин....	69
5.3.2. Подбор сечения верхней части колонны.....	71
5.3.3. Проверка устойчивости верхней части колонны в плоскости действия момента.....	72
5.3.4. Проверка устойчивости верхней части колонны из плоскости действия момента.....	73

5.3.5. Подбор сечения нижней части колонны.....	74
5.3.6. Проверка устойчивости шатровой и подкрановой ветвей из плоскости рамы	75
5.3.7. Проверка устойчивости шатровой и подкрановой ветвей в плоскости рамы	76
5.3.8. Расчет соединительной решетки подкрановой части колонны.....	77
5.3.9. Проверка устойчивости нижней части колонны как единого стержня в плоскости рамы	78
5.3.10. Определение размеров опорной плиты.....	80
5.3.11. Подбор толщины опорной плиты.....	81
5.3.12. Подбор высоты траверсы	82
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК	84

Учебное издание

Щуцкий Сергей Викторович
Скачков Сергей Владимирович
Лиманцев Алексей Анатольевич
Леонова Дарья Александровна

**ПРИМЕРЫ РЕШЕНИЯ ЗАДАЧ ПО РАСЧЕТУ ЭЛЕМЕНТОВ
МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ**

Редактор Г.В. Владимирова
Компьютерная обработка: О.И. Пушкина

В печать 01.12.2020.

Формат 60×84/16. Объем 5,5 усл. п. л.

Тираж 100 экз. Заказ № 251. Цена свободная

Издательский центр ДГТУ

Адрес университета и полиграфического предприятия:
344000, г. Ростов-на-Дону, пл. Гагарина, 1