



МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
**ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ
ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«ДОНСКОЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»
(ДГТУ)
АКАДЕМИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА И АРХИТЕКТУРЫ**

Э.Б. Лукашевич, Г.Б. Вержбовский, А.А. Решетников

**Металлические конструкции и сварка
(курсовое проектирование
по актуализированной редакции СНиП)**

*Утверждено редакционно-издательским советом
университета в качестве учебного пособия*

Ростов-на-Дону

2017

УДК 624.014

Л84

Рецензент: директор ООО «СИНТЭКС»,
кандидат технических наук А.А. Токарев

Лукашевич Э.Б., Вержбовский Г.Б., Решетников А.А.

Л84 Металлические конструкции и сварка (курсовое проектирование по актуализированной редакции СНиП). – Ростов н/Д: Донской. гос. техн. ун-т, 2017. – 130с.

Приведены примеры выполнения расчетной части курсовых проектов «Рабочая площадка производственного здания» и «Поперечная рама производственного здания», выполняемых студентами строительных специальностей в рамках курса «Металлические конструкции, включая сварку». Расчеты выполнены в соответствии с требованиями актуализированных версий строительных норм и правил, введенных в действие с 2016 года.

Пособие предназначено для студентов строительных специальностей, инженеров и преподавателей, занимающихся вопросами расчета и проектирования стальных конструкций.

Данное учебное пособие издано при непосредственной помощи и поддержке Донского государственного технического университета.

УДК 624.014

© Донской государственный
технический университет, 2017
© Лукашевич Э.Б., Вержбовский Г.Б.,
Решетников А.А., 2017

Оглавление

	Стр.
ВВЕДЕНИЕ	4
1. РАБОЧАЯ ПЛОЩАДКА ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ	6
1.1. Задание на проектирование	6
1.2. Расчет настила	7
1.3. Подбор сечения балки настила	8
1.4. Определение катета сварного шва, соединяющего настил с балками настила	12
1.5. Подбор сечения вспомогательной балки	13
1.6. Проверка прочности балки настила на опоре	19
1.7. Подбор сечения главной балки	20
1.8. Проверка прочности вспомогательной балки на опоре	35
1.9. Расчет колонны	36
1.10. Расчет опирания главной балки на колонну	43
1.11. Расчет базы колонны	50
2. ПОПЕРЕЧНАЯ РАМА ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ	56
2.1. Задание на проектирование	56
2.2. Компоновка конструктивной схемы поперечной рамы	57
2.2.1. Вертикальные размеры рамы	57
2.2.2. Горизонтальные размеры рамы	59
2.2.3. Прочие размеры	61
2.3. Сбор нагрузок на поперечную раму	61
2.3.1. Постоянная нагрузка	61
2.3.2. Снеговая нагрузка	63
2.3.3. Ветровая нагрузка	64
2.3.4. Нагрузка от мостовых кранов	70
2.4. Статический расчет поперечной рамы	73
2.5. Определение усилий в элементах фермы	76
2.6. Подбор сечений элементов фермы	80
2.7. Расчет узлов стропильной фермы	83
2.8. Расчет колонны	88
2.8.1. Расчетные длины колонны	88
2.8.2. Подбор сечения верхней части колонны	90
2.8.3. Подбор сечения нижней части колонны	97
2.8.4. Расчет и конструирование узла сопряжения верхней и нижней частей колонны	103
2.8.5. Расчет базы колонны	111
Библиографический список	118
ПРИЛОЖЕНИЯ	119

ВВЕДЕНИЕ

При изучении дисциплины «Металлические конструкции, включая сварку» студенты различных специальностей строительных вузов выполняют один или несколько курсовых проектов и работ. В настоящее время существует большое количество учебной литературы, в которой приводятся примеры выполнения расчетной части проектов. Отличительной особенностью настоящего учебного пособия является то, что оно составлено с учетом требований Сводов Правил (актуализированных редакций СНиП), введенных в действие с 2016 года.

Авторы ставили перед собой задачу не просто привести порядок расчета той или иной конструкции, но и дать представление об особенностях назначения их параметров с учетом накопленного опыта проектирования, а также помочь студентам разобраться во взаимосвязях между основными нормативными документами. Приведенные в тексте многочисленные ссылки на конкретные пункты и формулы СП обеспечивают возможность в процессе курсового проектирования более детально понять состав и структуру актуализированных редакций СНиП.

Пособие состоит из введения, двух глав, библиографического списка и приложений. В первой главе приводится расчетная часть курсового проекта «Рабочая площадка производственного здания», который выполняется студентами строительных специальностей в первом семестре изучения курса «Металлические конструкции, включая сварку», а вторая глава посвящена проекту «Поперечная рама производственного здания».

В связи с тем, что состав и объем курсовых проектов, выполняемых студентами различных специальностей, могут значительно отличаться друг от друга, авторы постарались описать расчет каждого отдельного элемента конструкции как самостоятельную задачу. Внимательный читатель сможет заметить повторяющиеся объяснения входящих в расчетные формулы величин. Это сдела-

но намеренно, для того чтобы облегчить возможность выполнения отдельных расчетов, а не всего проекта в целом.

Приложение содержит ряд справочных материалов, которые должны помочь студентам при выполнении расчетов. К пособию также прилагаются в электронном виде образцы выполнения графической части курсовых проектов, представленные в виде блок-схем алгоритмы расчетов ступенчатой колонны промышленного здания.

При изложении материала принята двойная нумерация параграфов, таблиц и рисунков. Первая цифра обозначает номер главы, вторая - порядковый номер параграфа, таблицы или рисунка в данной главе.

Пособие предназначено для студентов строительных вузов при изучении ими курса «Металлические конструкции, включая сварку» и может быть использовано инженерами и проектировщиками в их практической деятельности.

Настоящее пособие было тщательно просмотрено специалистами, и с их стороны было сделано много полезных предложений и советов. Всем им авторы приносят искреннюю благодарность за участие в подготовке, рецензировании и редактировании этой работы.

1. РАБОЧАЯ ПЛОЩАДКА ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ

1.1. Задание на проектирование

Необходимо запроектировать балочную клетку рабочей площадки производственного здания по схеме, приведенной на рис. 1.1, со следующими исходными данными: пролет главной балки $L_{Б-1} = 12\text{ м}$; пролет вспомогательной балки $L_{Б-2} = 6\text{ м}$; пролет балки настила $L_{Б-3} = 4\text{ м}$; шаг балок настила $L_{н} = 1\text{ м}$.

Нормативная временная длительная равномерно распределенная нагрузка на площадке $P_1^n = 25\text{ кПа}$. Высота колонны $H = 9\text{ м}$. Колонны сквозные, с соединением на планках. Опирание главной балки на колонну сверху. Сопряжение балок этажное. Класс бетона для фундаментов В10. Объект нормального уровня ответственности. Коэффициент надежности по ответственности следует принимать по [8], коэффициенты надежности по нагрузке и сочетаний нагрузок – по [7], сталь для конструкций, тип электрода и сварочной проволоки – по [6].

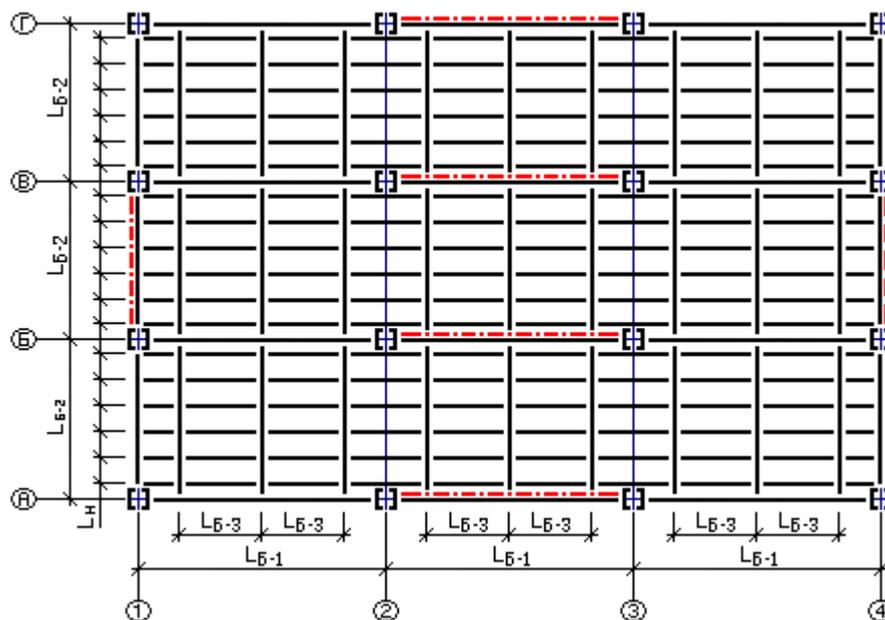


Рис. 1.1

1.2. Расчет настила

По балкам площадки укладываем стальной настил с рифленой верхней поверхностью по ГОСТ 8568-77*. Расчетная схема настила приведена на рис. 1.2. Материал настила – сталь С235 (табл. В.3 [6]).

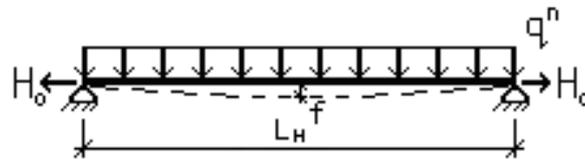


Рис. 1.2

Для выполнения расчета задаемся толщиной настила, которая зависит от величины нормативной временной длительной нагрузки на площадку P_l^n (табл. 1.1).

Таблица 1.1

P_l^n , кПа	≤ 20	20 – 30	30 – 40	≥ 40
t_0 , мм	6 – 8	8 – 10	10 – 12	12 – 14

Назначаем толщину настила $t_0 = 8$ мм. Постоянная нагрузка от собственного веса 1 м^2 настила толщиной t_0

$$P_{d1}^n = \rho \cdot t_0 = 78,5 \cdot 0,008 = 0,63 \text{ (кН/м}^2\text{)},$$

где $\rho = 7850 \text{ кг/м}^3$ – плотность прокатной стали (табл. Б.1 [6]). В настоящем пособии величины, приведенные в [6], принимаются без изменений, а для их перевода в другие единицы измерения используется часто применяемый на практике способ, при котором вместо фактической величины ускорения свободного падения используется его приближенное значение, равное 10 м/сек^2 . Таким образом, $\rho = 78,5 \text{ кН/м}^3$.

Нормативная нагрузка, действующая на настил

$$q^n = P_l^n + P_{d1}^n = 25 + 0,63 = 25,63 \text{ (кН/м}^2\text{)}.$$

При приварке настила к балкам его требуемую толщину вычисляем по формуле (4.7) [1]:

$$t_{наст} \geq \frac{3,75 L_n}{n_0 + 72 E_1 / n_0^3 q^n},$$

где $L_n = 100$ см – пролет настила (шаг балок настила);

$\frac{1}{n_0} = \frac{1}{120}$ – предельно допустимый относительный прогиб настила (табл. Д.1

[7]);

$E_1 = \frac{E}{1 - \nu^2} = \frac{20600}{1 - 0,3^2} = 22637,36$ (кН/см²) – приведенный модуль упругости ста-

ли;

$E = 20600$ кН/см² – модуль упругости прокатной стали (табл. Б.1 [6]);

$\nu = 0,3$ – коэффициент поперечной деформации (Пуассона) (табл. Б.1 [6]).

$$t_{наст} \geq \frac{3,75 \cdot 100}{120 + 72 \cdot 22637,36 / (120^3 \cdot 25,63 \cdot 10^{-4})} = 0,77 \text{ (см);}$$

Согласно [5], оставляем принятую предварительно толщину настила $t_{наст} = 8$ мм без изменений.

Заключительный этап расчета настила – это определение катета сварного шва, крепящего настил к нижележащим конструкциям, однако этот расчет возможно выполнить после подбора сечения балки настила.

1.3. Подбор сечения балки настила

Расчетная схема балки настила приведена на рис. 1.3. Здесь и далее пролеты балок, указанные на рисунке 1.1, для сокращения письма будут обозначаться как L . Материал балки настила – сталь С245 (табл. В.5 [6], в связи с тем, что на рабочую площадку действует только статическая нагрузка).

Погонные нагрузки, действующие на балку настила:

- нормативная

$$q^n = (P_d^n + \psi_{11} P_{11}^n) L_n = (1 \cdot 0,63 + 25) \cdot 1 = 25,63 \text{ (кН/м)};$$

- расчетная

$$q = (P_{d1}^n \gamma_{f_2} + \psi_{11} P_l^n \gamma_{f_1}) L_n \gamma_n =$$

$$= (1 \cdot 0,63 \cdot 1,05 + 25 \cdot 1,2) \cdot 1 \cdot 1,0 = 30,66 \text{ (кН/м)},$$

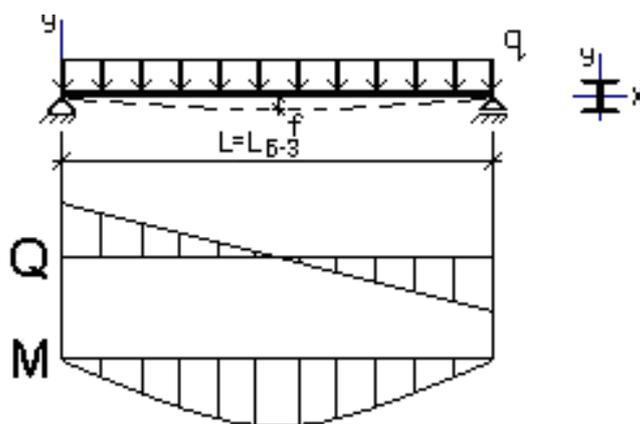


Рис. 1.3

где $\gamma_{f_1} = 1,2$ (п. 8.2.2 [7]);

$\gamma_{f_2} = 1,05$ – коэффициент надежности по нагрузке для собственного веса металлоконструкций (табл. 7.1 [7]);

ψ_{11} – коэффициент сочетаний (п. 6.3 [7]);

$\gamma_n = 1,0$ (п. 7, статьи 16 [8]).

Максимальный изгибающий момент в балке

$$M_{\max} = \frac{qL^2}{8} = \frac{30,66 \cdot 4^2}{8} = 61,32 \text{ (кНм)}.$$

Требуемый момент сопротивления сечения балки вычисляем с учетом развития пластических деформаций, согласно п. 8.2.3 [6]:

$$W_{xmp} \geq \frac{M_x}{c_x \beta R_y \gamma_c} = \frac{61,32 \cdot 100}{1,1 \cdot 1 \cdot 24 \cdot 1} = 232,3 \text{ (см}^3\text{)},$$

где $c_x = 1,1$ – коэффициент для расчета на прочность с учетом развития пластических деформаций при изгибе, $\beta = 1$ – коэффициент, зависящий от уровня кас-

тельных напряжений в балке (значения коэффициентов принимаем предварительно);

$R_y = 24 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести (табл. В.5 [6]);

$\gamma_c = 1,0$ (табл. 1 [6]).

По сортаменту [5] принимаем **I23Б1**, имеющий следующие характеристики: $W_x = 260,5 \text{ см}^3$; $I_x = 2996 \text{ см}^4$; $P_{d2}^n = 0,258 \text{ кН/м}$; $h = 230 \text{ мм}$; $b_f = 110 \text{ мм}$; $t_w = 5,6 \text{ мм}$; $t_f = 9 \text{ мм}$; $R = 12 \text{ мм}$.

Нагрузки на балку настила с учетом ее собственного веса:

- нормативная

$$q^n = (\psi_{l1} P_l^n + P_{d1}^n) L_n + P_{d2}^n = (1 \cdot 25 + 0,63) \cdot 1 + 0,258 = 25,9 \text{ (кН/м)};$$

- расчетная

$$q = [(\psi_{l1} P_l^n \gamma_{f_1} + P_{d1}^n \gamma_{f_2}) L_n + P_{d2}^n \gamma_{f_2}] \gamma_n = \\ = [(1 \cdot 25 \cdot 1,2 + 0,63 \cdot 1,05) \cdot 1 + 0,258 \cdot 1,05] \cdot 1,0 = 30,9 \text{ (кН/м)}.$$

Уточненный максимальный изгибающий момент в балке

$$M_{\max} = \frac{qL^2}{8} = \frac{30,9 \cdot 4^2}{8} = 61,8 \text{ (кНм)}$$

и максимальная поперечная сила

$$Q_{\max} = \frac{qL}{2} = \frac{30,9 \cdot 4}{2} = 61,8 \text{ (кН)}.$$

В расчетном сечении с $M_x = M_{\max}$ поперечная сила $Q = 0$ (касательное напряжение в расчетном сечении $\tau = 0$). Согласно п. 8.2.3 [6], при $\tau \leq 0,5 R_s$ коэффициент $\beta = 1$, а значение коэффициента c_x следует определять по таблице Е.1 [6] в зависимости от отношения площадей полки и стенки двутавра.

Здесь $R_s = 0,58 R_y = 0,58 \cdot 24 = 13,92 \text{ (кН/см}^2)$ – расчетное сопротивление стали сдвигу (табл. 2 [6]);

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{b_f t_f}{(h - 2t_f - 2R) t_w} = \frac{11 \cdot 0,9}{(23 - 2 \cdot 0,9 - 2 \cdot 1,2) \cdot 0,56} = 0,94 \text{ – отношение площади}$$

полки к площади стенки балки настила, откуда $c_x = 1,076$. Согласно примечанию 2 таблицы Е.1 [6] значение c_x не должно быть больше $1,15\gamma_f$, где γ_f – коэффициент надежности по нагрузке, определяемый как отношение расчетного значения (по значению изгибающего момента) нагрузки к нормативному. В нашем случае имеем $1,15\gamma_f = 1,15 \cdot 30,9 / 25,9 = 1,37 > 1,076$, поэтому оставляем c_x без изменения.

Проверки подобранного сечения

Проверяем подобранное сечение на прочность по формуле (50) [6]:

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

$$\frac{61,8 \cdot 100}{1,076 \cdot 1 \cdot 260,5 \cdot 24 \cdot 1} = 0,92 < 1 \text{ – условие выполняется;}$$

Прочность в опорном сечении балки проверяем по формуле (54) [6]

$$\frac{Q_{\max}}{A_w R_s \gamma_c} \leq 1;$$

$$\frac{61,8}{0,56 \cdot (23 - 2 \cdot 0,9 - 2 \cdot 1,2) \cdot 13,92 \cdot 1} = 0,42 < 1 \text{ – условие выполняется.}$$

Прочность балки настила на опоре должна проверяться также по формуле (46) [6], однако это возможно сделать только после подбора сечения вспомогательной балки.

Проверяем подобранное сечение на жесткость:

- относительный прогиб балки настила

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

где $\left[\frac{f}{L} \right] = \frac{1}{164}$ – предельно допустимый относительный прогиб балки настила,

определяемый по табл. Д.1 [7] с учетом примечания 2 данной таблицы;

$$\frac{f}{L} = \frac{5 \cdot 0,259 \cdot 400^3}{384 \cdot 20600 \cdot 2996} = \frac{1}{286} < \frac{1}{164} \text{ – условие выполняется.}$$

Так как нагрузка на балку настила передается через стальной настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и надежно с ним связанный, то, согласно п. 8.4.4 а) [6], устойчивость балки настила проверять не требуется.

Помимо выполненных выше проверок в разделе 8.5 [6] приводятся требования по проверке местной устойчивости стенок и поясных листов балок. В связи с тем, что при формировании сортаментов прокатных двутавров размеры последних назначаются таким образом, чтобы местная устойчивость элементов балок была обеспечена, в рамках курсового проекта проверки прокатных двутавров по разделу 8.5 [6] не производятся.

1.4. Определение катета сварного шва, соединяющего настил с балками настила

Крепление настила к балкам выполняем ручной сваркой электродами типа Э42 (табл. Г.1 [6]). При приварке в настиле возникает распор H_0 , который определяем по формуле (4.8) [1]:

$$H_0 = \gamma_n \gamma_{f_1} \left(\frac{\pi^2}{4} \right) \left(\frac{1}{n_0} \right)^2 E_1 t_{наст} = 1,0 \cdot 1,2 \cdot \left(\frac{3,14^2}{4} \right) \left(\frac{1}{120} \right)^2 \cdot 22637,36 \cdot 0,8 = 3,72 \text{ (кН/см),}$$

где $\gamma_n = 1,0$ – коэффициент надежности по ответственности (п. 7, статьи 16 [8]),
 $\gamma_{f_1} = 1,2$ – коэффициент надежности по нагрузке (п. 8.2.2 [7]).

Катет углового шва, прикрепляющего настил к балкам, определяем согласно п. 14.1.16 [6]:

- по металлу шва

$$k_f \geq \frac{H_0}{\beta_f l_w R_{wf} \gamma_c} = \frac{3,72}{0,7 \cdot 1 \cdot 18 \cdot 1} = 0,3 \text{ (см);}$$

- по металлу границы сплавления

$$k_f \geq \frac{H_0}{\beta_z l_w R_{wz} \gamma_c} = \frac{3,72}{1 \cdot 1 \cdot 16,2 \cdot 1} = 0,23 \text{ (см),}$$

где $\beta_f = 0,7$; $\beta_z = 1,0$ – коэффициенты для ручной сварки (табл. 39 [6]);

$l_w = 1$ см – расчетная длина шва;

$R_{wf} = 18$ кН/см² – расчетное сопротивление сварных угловых швов срезу по металлу шва (табл. Г.2 [6]);

$R_{wz} = 0,45R_{un} = 0,45 \cdot 36 = 16,2$ (кН/см²) – расчетное сопротивление сварных угловых швов срезу по металлу границы сплавления (табл. 4 [6]);

$R_{un} = 36$ кН/см² – временное сопротивление стали С235 разрыву (табл. В.3 [6]);

$\gamma_c = 1,0$ – коэффициент условий работы (табл. 1 [6]).

Согласно п. 14.1.9 [6], катет углового шва должен быть не менее указанного в табл. 38 [6] для нахлесточного углового сварного шва при ручной дуговой сварке и толщинах соединяемых элементов $t_{наст} = 8$ мм, $t_f = 9$ мм. Принимаем $k_f = 4$ мм.

1.5. Подбор сечения вспомогательной балки

Расчетная схема вспомогательной балки приведена на рис. 1.4. Материал вспомогательной балки – сталь С245 (табл. В.5 [6], группа 2).

На верхний пояс вспомогательных балок опираются балки настила и нагрузка на рассматриваемый элемент рабочей площадки представляет собой систему сосредоточенных сил (опорных реакций балок настила). Однако, в случае если количество этих сил три и более, их можно условно заменить эквивалентной равномерно распределенной нагрузкой. Эквивалентные погонные нагрузки на вспомогательную балку:

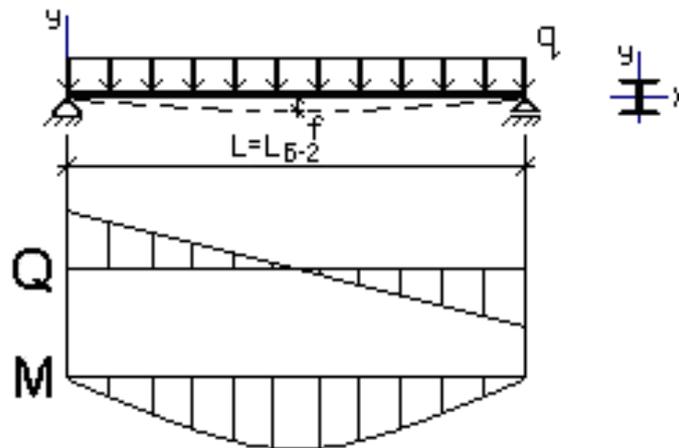


Рис. 1.4

- нормативная

$$q^n = (\psi_{l1} P_l^n + P_{d1}^n) L_{Б-3} + P_{d2}^n \frac{L_{Б-3}}{L_n} = (1 \cdot 25 + 0,63) \cdot 4 + 0,258 \cdot \frac{4}{1} = 103,56 \text{ (кН/м)};$$

- расчетная

$$q = \left[(\psi_{l1} P_l^n \gamma_{f_1} + P_{d1}^n \gamma_{f_2}) L_{Б-3} + P_{d2}^n \gamma_{f_2} \frac{L_{Б-3}}{L_n} \right] \gamma_n =$$

$$= \left[(1 \cdot 25 \cdot 1,2 + 0,63 \cdot 1,05) \cdot 4 + 0,258 \cdot 1,05 \cdot \frac{4}{1} \right] \cdot 1,0 = 123,74 \text{ (кН/м)},$$

где $\gamma_{f_1} = 1,2$ (п. 8.2.2 [7]); $\gamma_{f_2} = 1,05$ (табл. 7.1 [7]); $\gamma_n = 1,0$ (п. 7, статьи 16 [8]), $\psi_{l1} = 1,0$ (п. 6.3 [7]).

Максимальный изгибающий момент в балке

$$M_{\max} = \frac{qL^2}{8} = \frac{123,74 \cdot 6^2}{8} = 556,83 \text{ (кНм)}.$$

Требуемый момент сопротивления сечения балки вычисляем с учетом развития пластических деформаций согласно п. 8.2.3 [6]:

$$W_{x_{mp}} \geq \frac{M_x}{c_x \beta R_y \gamma_c} = \frac{55683}{1,1 \cdot 1 \cdot 24 \cdot 1} = 2109,2 \text{ (см}^3\text{)},$$

где $c_x = 1,1$ – коэффициент для расчета на прочность с учетом развития пластических деформаций при изгибе, $\beta = 1$ – коэффициент, зависящий от уровня кас-

тельных напряжений в балке (значения коэффициентов принимаем предварительно);

$R_y = 24 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести (табл. В.5 [6]);

$\gamma_c = 1,0$ (табл. 1 [6]).

По сортаменту [5] принимаем **I55Б2**, имеющий следующие характеристики: $W_x = 2296 \text{ см}^3$; $I_x = 62790 \text{ см}^4$; $P_{d3}^n = 0,98 \text{ кН/м}$; $h = 547 \text{ мм}$; $b_f = 220 \text{ мм}$; $t_w = 10 \text{ мм}$; $t_f = 15,5 \text{ мм}$; $R = 24 \text{ мм}$.

Эквивалентные погонные нагрузки на вспомогательную балку с учетом ее собственного веса:

- нормативная

$$q^n = (\psi_{l1} P_l^n + P_{d1}^n) L_{B-3} + P_{d2}^n \frac{L_{B-3}}{L_n} + P_{d3}^n =$$

$$= (1 \cdot 25 + 0,63) \cdot 4 + 0,258 \cdot \frac{4}{1} + 0,98 = 104,54 \text{ (кН/м)};$$

- расчетная

$$q = \left[(\psi_{l1} P_l^n \gamma_{f_1} + P_{d1}^n \gamma_{f_2}) L_{B-3} + P_{d2}^n \gamma_{f_2} \frac{L_{B-3}}{L_n} + P_{d3}^n \gamma_{f_2} \right] \gamma_n =$$

$$= \left[(1 \cdot 25 \cdot 1,2 + 0,63 \cdot 1,05) \cdot 4 + 0,258 \cdot 1,05 \cdot \frac{4}{1} + 0,98 \cdot 1,05 \right] \cdot 1,0 = 124,76 \text{ (кН/м)}.$$

Уточненный максимальный изгибающий момент в балке

$$M_x = M_{\max} = \frac{qL^2}{8} = \frac{124,76 \cdot 6^2}{8} = 561,42 \text{ (кНм)}$$

и максимальная поперечная сила

$$Q_{\max} = \frac{qL}{2} = \frac{124,76 \cdot 6}{2} = 374,3 \text{ (кН)}.$$

Так как в расчетном сечении с M_{\max} поперечная сила $Q = 0$, то, согласно п. 8.2.3 [6], при $\tau \leq 0,5 R_s$ коэффициент $\beta = 1$. Значение коэффициента c_x следует

определять по таблице Е.1 [6] в зависимости от отношения площадей полки и стенки двутавра.

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{b_f t_f}{(h - 2t_f - 2R) t_w} = \frac{22 \cdot 1,55}{(54,7 - 2 \cdot 1,55 - 2 \cdot 2,4) \cdot 1,0} = 0,729 - \text{отношение площади}$$

полки к площади стенки балки настила, откуда $c_x=1,09$. Согласно примечанию 2 таблицы Е.1 значение c_x не должно быть больше $1,15\gamma_f$, где γ_f – коэффициент надежности по нагрузке, определяемый как отношение расчетного значения эквивалентной (по значению изгибающего момента) нагрузки к нормативному. В нашем случае имеем $1,15\gamma_f=1,15 \cdot 124,76/104,54=1,37 > 1,09$, поэтому оставляем c_x без изменения.

Проверки подобранного сечения

Проверяем подобранное сечение на прочность по формуле (50) [6]:

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

$$\frac{56142}{1,09 \cdot 1 \cdot 2296 \cdot 24 \cdot 1} = 0,93 < 1 - \text{условие выполняется};$$

Прочность в опорном сечении балки проверяем по формуле (54) [6]

$$\frac{Q_{\max}}{A_w R_s \gamma_c} \leq 1;$$

$$\frac{374,3}{1,0 \cdot (54,7 - 2 \cdot 1,55 - 2 \cdot 2,4) \cdot 13,92 \cdot 1} = 0,57 < 1 - \text{условие выполняется.}$$

где $R_s = 0,58R_y = 0,58 \cdot 24 = 13,92$ (кН/см²) (табл. 2 [6]);

Проверяем подобранное сечение на жесткость:

- относительный прогиб вспомогательной балки

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

где $\left[\frac{f}{L} \right] = \frac{1}{200}$ – предельно допустимый относительный прогиб балки настила

(табл. Д.1 [7]);

$$\frac{f}{L} = \frac{5 \cdot 1,05 \cdot 600^3}{384 \cdot 20600 \cdot 62790} = \frac{1}{439} < \frac{1}{200} \text{ – условие выполняется.}$$

Так как на верхний пояс вспомогательных балок опираются балки настила, то, согласно п. 8.2.2 [6], необходимо выполнить проверку прочности стенки балки, для чего сначала определяем местное напряжение σ_{loc} (формула (47) [6]):

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{t_w l_{ef}},$$

где $F = 123,6 \text{ кН}$ – расчетное значение нагрузки ($2Q_{\max}$ балки настила);

$t_w = 1,00 \text{ см}$ – толщина стенки вспомогательной балки;

$l_{ef} = b + 2h = 11 + 2 \cdot 3,95 = 18,9 \text{ см}$ – условная длина распределения нагрузки;

$b = 11 \text{ см}$ – ширина полки балки настила;

$h = 1,55 + 2,4 = 3,95 \text{ (см)}$ – расстояние от наружной грани полки вспомогательной балки до начала внутреннего закругления стенки (рис. 6,б [6]).

$$\sigma_{loc} = \frac{123,6}{1,0 \cdot 18,9} = 6,54 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность стенки вспомогательной балки проверяем по формуле (46) [6]:

$$\frac{\sigma_{loc}}{R_y \gamma_c} = \frac{6,54}{24 \cdot 1} = 0,27 < 1 \text{ – условие выполняется.}$$

Прочность вспомогательной балки на опоре должна проверяться также по формуле (46) [6], однако это возможно сделать только после подбора сечения главной балки.

Согласно п.п. 8.4.4 и 8.4.6 [6], общую устойчивость балки проверять не требуется, если условная гибкость сжатого пояса балки не превышает предельных значений, определяемых по формулам табл. 11 [6] (если условие не выполняется, то устойчивость балки проверяют по формуле (69) [6]).

Расчетную длину балки определяем по п.8.4.2 [6], как расстояние между точками раскрепления сжатого пояса из плоскости изгиба балками настила: $l_{ef}=100\text{см}$.

Предварительно проверяем применимость формул таблицы 11 [6] с учетом принятых в настоящем пособии обозначений:

$$1 \leq \frac{h}{b} < 6 \text{ и } 15 \leq \frac{b}{t_f} \leq 35; 1 < \frac{53,15}{22} = 2,42 < 6 \text{ и } \frac{22}{1,55} = 14,2 < 15.$$

Так как $\frac{b}{t_f} < 15$, согласно примечанию 1 таблицы 11 принимаем $\frac{b}{t_f} = 15$, тогда

по формуле (73) таблицы 11 имеем

$$\begin{aligned} \bar{\lambda}_{ub} &= 0,41 + 0,0032 \frac{b}{t} + (0,73 - 0,016 \frac{b}{t}) \frac{b}{h} = 0,41 + 0,0032 \cdot 15 + \\ &+ (0,73 - 0,016 \cdot 15) \cdot 1/2,42 = 0,66. \end{aligned}$$

Поскольку вспомогательная балка рассчитывается с учетом развития ограниченных пластических деформаций, она относится к балкам 2-го класса по п.4.2.7 [6], и значение предельной условной гибкости сжатого пояса балки необходимо умножить на поправочный коэффициент δ , вычисляемый по формуле (76) [6]. Для его определения предварительно находим коэффициент c_{1x} по формулам (77) [6]:

$$c_{1x} = \frac{M_x}{W_{xn} R_y \gamma_c} = \frac{56142}{2296 \cdot 24 \cdot 1} = 1,019; \quad c_{1x} = \beta c_x = 1 \cdot 1,09 = 1,09 \Rightarrow c_{1x} = 1,09;$$

$$\delta = 1 - 0,6 \frac{c_{1x} - 1}{c_x - 1} = 1 - 0,6 \frac{1,09 - 1}{1,09 - 1} = 0,4.$$

На участке длины балки, где учитываются пластические деформации, предельная гибкость пояса балки определяется как $\delta \bar{\lambda}_{ub}$, а на остальных участках как

$\bar{\lambda}_{ub}$. В рассматриваемом случае $\frac{M_x}{W_x R_y \gamma_c} = \frac{56142}{2296 \cdot 24 \cdot 1} = 1,01$, т.е. в опасном сече-

нии развиваются ограниченные пластические деформации, поэтому предельная гибкость пояса балки оказывается равной $\delta \bar{\lambda}_{ub} = 0,4 \cdot 0,66 = 0,264$.

Фактическая условная гибкость сжатого пояса второстепенной балки

$$\bar{\lambda}_b = \frac{l_{ef}}{b} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{100}{22} \sqrt{\frac{24}{20600}} = 0,155 < 0,264,$$

поэтому общую устойчивость балки проверять не требуется.

1.6. Проверка прочности балки настила на опоре

Прочность балки настила на опоре проверяем по формуле (46) [6], для чего сначала определяем местное напряжение σ_{loc} :

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{t_w l_{ef}},$$

где $F = 61,8$ кН – расчетное значение нагрузки (Q_{max} балки настила);

$t_w = 0,56$ см – толщина стенки балки настила;

$l_{ef} = b + h = 10 + 2,1 = 12,1$ см – условная длина распределения нагрузки;

$b = 10$ см – длина площадки опирания балки настила, равная половине ширины полки вспомогательной балки минус 10 мм (рис. 1.5);

$h = t_f + R = 0,9 + 1,2 = 2,1$ (см) – расстояние от наружной грани полки балки настила до начала внутреннего закругления стенки.

$$\sigma_{loc} = \frac{61,8}{0,56 \cdot 12,1} = 9,12 \text{ кН/см}^2.$$

$$\frac{\sigma_{loc}}{R_y \gamma_c} = \frac{9,12}{24 \cdot 1} = 0,38 < 1 \text{ – условие выполняется.}$$

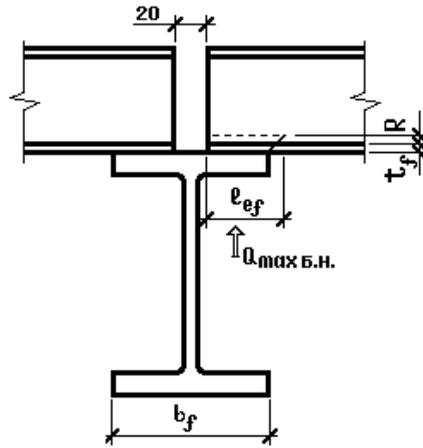


Рис. 1.5

1.7. Подбор сечения главной балки

Расчетная схема главной балки приведена на рис. 1.6. Материал главной балки – сталь С255 (табл. В.3 [6]), т.к. в учебных целях она рассчитывается в упругой стадии как конструкция первой группы, в соответствии с Приложением В [6].

Эквивалентные погонные нагрузки на главную балку:

- нормативная

$$q^n = \left[(P_l^n + P_{d1}^n) L_{Б-2} + P_{d2}^n \frac{L_{Б-2}}{L_n} + P_{d3}^n \frac{L_{Б-2}}{L_{Б-3}} \right] \cdot 1,05 =$$

$$= \left[(25 + 0,63) \cdot 6 + 0,258 \cdot \frac{6}{1} + 0,98 \cdot \frac{6}{4} \right] \cdot 1,05 = 164,6 \text{ (кН/м)};$$

- расчетная

$$q = \left[(P_l^n \gamma_{f_1} + P_{d1}^n \gamma_{f_2}) L_{Б-2} + P_{d2}^n \gamma_{f_2} \frac{L_{Б-2}}{L_n} + P_{d3}^n \gamma_{f_2} \frac{L_{Б-2}}{L_{Б-3}} \right] \gamma_n \cdot 1,05 =$$

$$= \left[(25 \cdot 1,2 + 0,63 \cdot 1,05) \cdot 6 + 0,258 \cdot 1,05 \cdot \frac{6}{1} + 0,98 \cdot 1,05 \cdot \frac{6}{4} \right] \cdot 1,0 \cdot 1,05 = 196,49 \text{ (кН/м)},$$

где $\gamma_{f_1} = 1,2$ (п. 8.2.2 [7]); $\gamma_{f_2} = 1,05$ (табл. 7.1 [7]); $\gamma_n = 1,0$ (п. 7, статьи 16 [8]).

Собственный вес главной балки учитываем увеличением нагрузки на 5% .

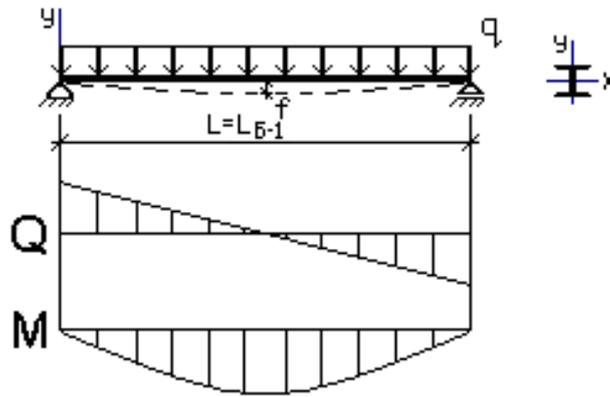


Рис. 1.6

Максимальные изгибающий момент

$$M_{\max} = \frac{qL^2}{8} = \frac{196,49 \cdot 12^2}{8} = 3536,82 \text{ (кНм)}$$

и поперечная сила в балке

$$Q_{\max} = \frac{qL}{2} = \frac{196,49 \cdot 12}{2} = 1178,94 \text{ (кН)}.$$

Требуемый момент сопротивления сечения балки вычисляем, согласно формуле (41) [6]:

$$W_{x_{mp}} \geq \frac{M_{\max}}{R_y \gamma_c} = \frac{353682}{23 \cdot 1} = 15377 \text{ (см}^3\text{)},$$

где $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$ при толщине проката от 4 до 20мм (табл. В.3 [6]);

$R_y = 23 \text{ кН/см}^2$ при толщине проката свыше 20мм (табл. В.3 [6]);

$\gamma_c = 1$ (табл. 1 [6]).

Проектируем главную балку сварной составной. Компоновку составного сечения начинаем с назначения высоты балки.

Высота балки из условия жесткости

$$h_{\min} = \frac{5R_y L}{24E} \left[\frac{L}{f} \right] \frac{q^n}{q} = \frac{5 \cdot 23 \cdot 1200}{24 \cdot 20600} \cdot 215 \cdot \frac{164,6}{196,49} = 50,3 \text{ (см)},$$

где $\left[\frac{f}{L}\right] = \frac{1}{215}$ – предельно допустимый относительный прогиб главной балки, определяемый по табл. Д.1 [7] с учетом примечания 2 данной таблицы.

Высота балки из условия минимального расхода стали

$$h_{opt} = 1,15 \sqrt{\frac{W_{x_{mp}}}{t_w}} = 1,15 \sqrt{\frac{15377}{1,0}} = 143 \text{ (см)}.$$

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

$$t_{w_{min}} = 1,5 \frac{Q_{max}}{h R_s \gamma_c} = 1,5 \frac{1178,94}{120 \cdot 13,92 \cdot 1} = 1,06 \approx 1,0 \text{ (см)}$$

(где $R_s = 0,58R_y = 0,58 \cdot 24 = 13,92$ (кН/см²) (табл. 2 [6]); $\gamma_c = 1,0$ (табл. 1 [6]), а высота балки назначается предварительно как $L/10$) и по эмпирической формуле $t_w = 7 + \frac{3h}{1000} = 7 + \frac{3 \cdot 1200}{1000} = 10,6$ (мм) – толщина стенки (принимаем $t_w = 10$ мм – ближайшую толщину стального листа по сортаменту). Условие коррозионной стойкости $t_w \geq 6$ 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_{opt} из условий: $h_w \approx h \geq h_{min} = 50,3$ см и $h_w \approx h \cong h_{opt} = 143$ см и принимаем равной 140 см (кратно 50 мм).

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

$$I_x = W_{x_{mp}} \cdot \frac{\max(h_{min}; h_{opt})}{2} = 15377 \cdot \frac{143}{2} = 1099456 \text{ (см}^4\text{)};$$

$$I_{w_x} = \frac{t_w h_w^3}{12} = \frac{1,0 \cdot 140^3}{12} = 228667 \text{ (см}^4\text{)} – \text{ момент инерции стенки};$$

$$I_{f_x} = I_x - I_{w_x} = 1099456 - 228667 = 870789 \text{ (см}^4\text{)} – \text{ требуемый момент инерции полок};$$

$$A_f \approx \frac{I_{f_x}}{2(h/2)^2} = \frac{870789}{2(143/2)^2} = 85,2 \text{ (см}^2\text{)} - \text{требуемая ориентировочная площадь сечения полки.}$$

чения полки.

Согласно п.8.5.18 [6] устойчивость сжатых поясов балок двутаврового сечения 1-го класса следует считать обеспеченной, если условная гибкость свеса

пояса $\bar{\lambda}_f = (b_{ef} / t_f) \sqrt{R_{yf} / E}$ не превосходит предельного значения, определяемого по формуле (97) [6]

$\bar{\lambda}_{uf} = 0,5 \sqrt{\frac{R_{yf}}{\sigma_c}}$. 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 $b_{ef} \approx b_f/2$:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_f}{2 \cdot t_f} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \cdot \frac{t_f}{t_f} = \frac{A_f}{2 \cdot t_f^2} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \bar{\lambda}_{uf} = \frac{1}{2}.$$

Из последнего равенства имеем

$$t_f = \sqrt{A_f \sqrt{\frac{R_y}{E}}} = \sqrt{85,2 \sqrt{\frac{23}{20600}}} = 1,68 \text{ (см)}.$$

Принимаем толщину полки $t_f = 2$ см. Последний размер должен находиться в пределах от одной до трех толщин стенки балки для исключения необходимости выполнения неравнокатетного сварного шва, соединяющего полку со стенкой. Требуемая ширина полки

$$b_f = \frac{A_f}{t_f} = \frac{85,2}{2} = 42,6 \text{ (см)}.$$

По сортаменту широкополосной стали (ГОСТ 82-70*) принимаем ширину

полки $b_f = 42$ см и корректируем толщину полки – $t_f \geq \frac{A_f}{b_f} = \frac{85,2}{42} = 2,03$ (см),

тогда $t_f = 2,2$ см. Полная высота балки составит $h = h_w + 2t_f = 140 + 2 \cdot 2,2 = 144,4$ (см).

Из опыта проектирования рекомендуется, чтобы

$$b_f = 42 \leq \frac{h}{3} = \frac{144,4}{3} = 48,1 \text{ (см)} - \text{условие соблюдается.}$$

Обозначения размеров поперечного сечения главной балки приведены на рис. 1.7.

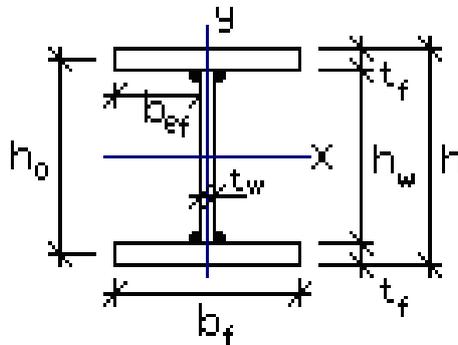


Рис. 1.7

Проверки выбранного сечения

Вычисляем фактические геометрические характеристики сечения балки:

$$I_x = \frac{t_w h_w^3}{12} + 2 \left(\frac{b_f t_f^3}{12} + b_f t_f \left(\frac{h_0}{2} \right)^2 \right) = \frac{1,0 \cdot 140^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{42 \cdot 2,2^3}{12} + 42 \cdot 2,2 \cdot \left(\frac{142,2}{2} \right)^2 \right) =$$

= 1162944 (см⁴) – момент инерции;

$$S_x = b_f t_f \frac{h_0}{2} + \frac{t_w h_w^2}{8} = 42 \cdot 2,2 \cdot \frac{142,2}{2} + \frac{1,0 \cdot 140^2}{8} = 9020 \text{ (см}^3\text{)} - \text{статический мо-}$$

мент;

$$W_x = \frac{2I_x}{h} = \frac{2 \cdot 1162944}{144,4} = 16107 \text{ (см}^3\text{)} - \text{момент сопротивления.}$$

Согласно п. 8.5.18 [6], проверяем ширину поясных листов из условия их местной устойчивости. Находим предельное значение условной гибкости свеса пояса по формуле (97) [6], для чего вычисляем напряжение в сжатом поясе:

$$\sigma_c = \frac{M_{\max}}{W_x \gamma_c} = \frac{353682}{16107 \cdot 1} = 22,0 \text{ (кН/см}^2\text{)}.$$

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0,5 \sqrt{\frac{R_{yf}}{\sigma_c}} = 0,5 \sqrt{\frac{23}{22,0}} = 0,511.$$

Фактическая условная гибкость сжатого пояса

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_{yf}}{E}} = \frac{20,5}{2,2} \sqrt{\frac{23}{20600}} = 0,311 < \bar{\lambda}_{yf} = 0,511 \quad - \quad \text{устойчивость пояса}$$

обеспечена, причем $b_{ef} = \frac{b_f - t_w}{2} = \frac{42 - 1,0}{2} = 20,5$ (см) – свес полки.

Прочность балки по нормальным напряжениям проверяем по формуле (41)

[6]:

$$\frac{M_{\max}}{W_{n,\min} R_y \gamma_c} = \frac{353682}{16107 \cdot 23 \cdot 1} = 0,955 < 1 \quad - \quad \text{условие выполняется.}$$

Прочность балки по касательным напряжениям вычисляем по формуле (42)

[6]:

$$\frac{Q_{\max} S_x}{I_x t_w R_s \gamma_c} = \frac{1178,94 \cdot 9020}{1162944 \cdot 1 \cdot 13,34 \cdot 1} = 0,685 < 1 \quad - \quad \text{условие выполняется.}$$

В последнем выражении $R_s = 0,58R_y = 0,58 \cdot 23 = 13,34$ (кН/см²) (табл. 2 [6]).

Проверяем устойчивость стенки (п. 8.5.1 [6]). Условная гибкость стенки главной балки

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{140}{1,0} \sqrt{\frac{24}{20600}} = 4,78,$$

где $h_{ef} = h_w = 140$ см.

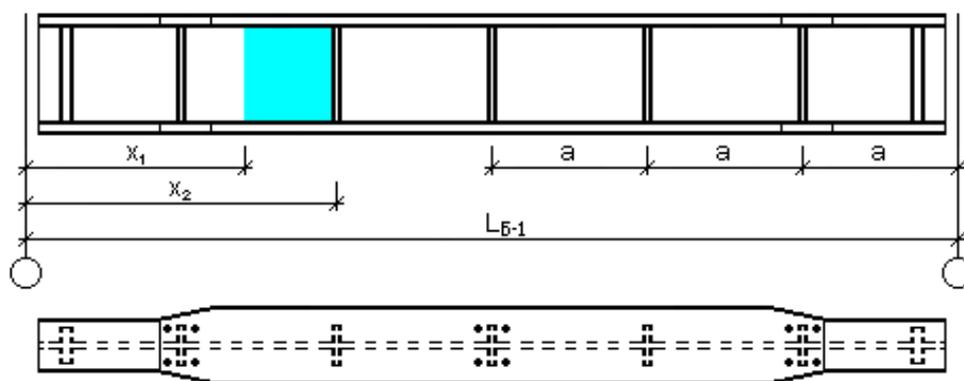


Рис. 1.8

Так как $\bar{\lambda}_w > 3,2$, то согласно п. 8.5.9 [6], стенку балки укрепляем поперечными ребрами жесткости, причем расстояние между основными поперечными ребрами не должно превышать $2h_{ef} = 2 \cdot 140 = 280$ (см). Принимаем шаг ребер (рис. 1.8) $a = 200$ см (увязываем расположение ребер с шагом вспомогательных балок).

Ширину ребра принимаем $b_r = 80$ мм, так как, согласно требованиям п.8.5.9 [6]

$$b_r \geq \frac{h_w}{30} + 25 \text{ мм} = \frac{1400}{30} + 25 = 71,7 \text{ (мм)}.$$

Толщину ребра принимаем $t_r = 6$ мм, т.к.

$$t_r \geq 2b_r \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 2 \cdot 80 \sqrt{\frac{24}{20600}} = 5,46 \text{ (мм)}.$$

В связи с тем, что в местах установки ребер жесткости на верхний пояс балки действует удвоенная опорная реакция вспомогательной балки (сосредоточенная сила) $Q = 2 \cdot 374,3 = 748,6$ (кН), поперечное ребро следует проверять расчетом на устойчивость согласно п.8.5.10 [6]. При этом в расчетное сечение включаются ребра жесткости и участки стенки шириной $0,65t_w \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ с каждой стороны ребра. Последовательно находим:

- площадь сечения условной стойки

$$A_r = (2b_r + t_w)t_r + 2 \cdot 0,65t_w^2 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = (2 \cdot 9 + 1,0) \cdot 0,6 + 2 \cdot 0,65 \cdot 1,0^2 \cdot \sqrt{\frac{20600}{24}} = 49,49 \text{ (см}^2\text{)};$$

- момент инерции условной стойки относительно центральной оси, параллельной стенке балки,

$$J_r = \frac{(2b_r + t_w)^3 t_r}{12} + \frac{0,65t_w^4 \sqrt{\frac{E}{R_y}}}{6} = \frac{(2 \cdot 9 + 1,0)^3 \cdot 0,6}{12} + \frac{0,65 \cdot 1,0^4 \cdot \sqrt{\frac{20600}{24}}}{6} = 346,12 \text{ (см}^4\text{)};$$

- радиус инерции условной стойки

$$i_r = \sqrt{\frac{J_r}{A_r}} = \sqrt{\frac{346,12}{49,49}} = 2,64(\text{см});$$

- условная гибкость условной стойки при ее высоте, равной h_w (п.8.5.10 [6]),

$$\bar{\lambda}_r = \frac{h_w}{i_r} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{140}{2,64} \sqrt{\frac{24}{20600}} = 1,81;$$

- коэффициенты $\alpha=0,04$ и $\beta=0,09$ по таблице 7 [6] для типа сечения b ;

- коэффициент δ по формуле (9) [6]:

$$\delta = 9,87(1 - \alpha + \beta\bar{\lambda}) + \bar{\lambda}^2 = 9,87(1 - 0,04 + 0,09 \cdot 1,81) + 1,81^2 = 14,36;$$

- коэффициент устойчивости при центральном сжатии φ по формуле (8) [6]:

$$\varphi = \frac{0,5(\delta - \sqrt{\delta^2 - 39,48\bar{\lambda}^2})}{\bar{\lambda}^2} = \frac{0,5(14,36 - \sqrt{14,36^2 - 39,48 \cdot 1,81^2})}{1,81^2} = 0,854.$$

Расчет условной стойки на устойчивость выполняем по формуле (7) [6]:

$$\frac{Q}{\varphi A_r R_y \gamma_c} = \frac{748,6}{0,854 \cdot 49,49 \cdot 24 \cdot 1} = 0,738 < 1 - \text{условие выполняется.}$$

Согласно п. 8.2.1 [6], при одновременном действии в стенке балки, рассчитываемой по формуле (41) [6], момента и поперечной силы должны выполняться условия (44) [6]:

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

где $\sigma_x = \frac{M}{I_x} \frac{h_w}{2}$ – нормальное напряжение в срединной плоскости стенки, параллельное продольной 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), определяемое по формуле (47) [6];

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

Прочность стенки должна быть обеспечена по всей длине балки, однако в учебных целях проверим только одно сечение главной балки в четверти пролета

$$\text{та } x = \frac{L}{4} = \frac{1200}{4} = 300 \text{ см от опоры (местоположение сечения выбрано условно}$$

и может быть изменено руководителем проекта).

Изгибающий момент и поперечная сила в расчетном сечении:

$$M_x = \frac{qL}{2} x - \frac{qx^2}{2} = \frac{196,49 \cdot 12}{2} \cdot 3,0 - \frac{196,49 \cdot 3,0^2}{2} = 2652,6 \text{ (кНм);}$$

$$Q_x = \frac{qL}{2} - qx = \frac{196,49 \cdot 12}{2} - 196,49 \cdot 3,0 = 589,5 \text{ (кН).}$$

Нормальное напряжение в стенке в расчетном сечении

$$\sigma_x = \frac{M_x}{I_x} \frac{h_w}{2} = \frac{265260 \cdot 140}{1162944 \cdot 2} = 15,97 \text{ (кН/см}^2\text{).}$$

Касательное напряжение в стенке в расчетном сечении

$$\tau_{xy} = \frac{Q_x S_f}{I_x t_w} = \frac{589,5 \cdot 6569,6}{1162944 \cdot 1,0} = 3,33 \text{ (кН/см}^2\text{),}$$

$$\text{где } S_f = \frac{b_f t_f h_0}{2} = \frac{42 \cdot 2,2 \cdot 142,2}{2} = 6569,6 \text{ (см}^3\text{) – статический момент пояса}$$

балки относительно нейтральной оси,

а $h_0 = h - t_f = 144,4 - 2,2 = 142,2$ см – расстояние между центрами тяжести полок

балки (см. рис.1.7).

Выполняем проверки прочности стенки балки по (44) [6]:

$$\frac{0,87}{R_y \gamma_c} \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} = \frac{0,87}{24 \cdot 1} \sqrt{15,97^2 + 3 \cdot 3,33^2} = 0,616 < 1;$$

$$\frac{\tau_{xy}}{R_s \gamma_c} = \frac{3,33}{13,92 \cdot 1} = 0,24 < 1 \text{ – условия выполняются.}$$

Так как $\bar{\lambda}_w > 3,5$, то, согласно п. 8.5.1 [6], требуется проверять устойчивость стенки балки (п. 8.5.3, формула (80) [6]):

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} / \gamma_c \leq 1.$$

С учетом того, что ребра в главной балке установлены под второстепенными балками, $\sigma_{loc}=0$. Устойчивость стенки балки необходимо проверять в каждом отсеке, но в рамках курсового проекта достаточно рассмотреть только один отсек, участок которого на рис. 1.8 заштрихован.

В связи с тем, что длина отсека $a = 200 - t_r = 200 - 0,6 = 199,4$ см больше его высоты $h_w = 140$ см, то при вычислении средних напряжений σ_x и τ_{xy} в отсеке принимаем расчетный участок длиной, равной высоте отсека (п. 8.5.2 [6]), т.е. $a' = h_w = 140$ см.

Изгибающие моменты и поперечные силы на расчетном участке отсека:

$$M_1 = \frac{qx_1}{2}(L - x_1) = \frac{196,49 \cdot 2,6}{2} \cdot (12 - 2,6) = 2401,1 \text{ (кНм)};$$

$$M_2 = \frac{qx_2}{2}(L - x_2) = \frac{196,49 \cdot 4}{2} \cdot (12 - 4) = 3143,8 \text{ (кНм)}$$

$$Q_1 = q\left(\frac{L}{2} - x_1\right) = 196,49 \cdot \left(\frac{12}{2} - 2,6\right) = 668,1 \text{ (кН)};$$

$$Q_2 = q\left(\frac{L}{2} - x_2\right) = 196,49 \cdot \left(\frac{12}{2} - 4\right) = 393,0 \text{ (кН)},$$

где $x_1 = 259,4 \approx 260$ см, $x_2 = 399,4 \approx 400$ см – расстояние от опоры до начала и конца расчетного участка соответственно.

Средние значения момента и поперечной силы на расчетном участке отсека

$$M = \frac{M_1 + M_2}{2} = \frac{2401,1 + 3143,8}{2} = 2772,45 \text{ (кНм)}.$$

$$Q = \frac{Q_1 + Q_2}{2} = \frac{668,1 + 393,0}{2} = 530,6 \text{ (кН)}.$$

Нормальное напряжение в стенке в центре расчетного участка по формуле (78) [6]:

$$\sigma = \frac{M}{I_x} \frac{h_w}{2} = \frac{277245 \cdot 140}{1162944 \cdot 2} = 16,69 \text{ (кН/см}^2\text{)}.$$

Касательное напряжение в стенке в центре расчетного участка по формуле (79) [6]:

$$\tau = \frac{Q}{t_w h_w} = \frac{530,6}{1,0 \cdot 140} = 3,49 \text{ (кН/см}^2\text{)}.$$

Условная гибкость стенки по п.8.5.3 [6]

$$\bar{\lambda}_w = 4,78 < 6 \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_x}} = 6 \sqrt{\frac{24}{16,69}} = 7,19, \quad \text{следовательно, устойчивость}$$

стенки по формуле (80) [6] проверять можно.

Критическое значение нормального напряжения определяем по формуле (81)

[6] $\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} R_y}{\bar{\lambda}_w^2}$, где коэффициент c_{cr} для рассматриваемого случая находится по

п. 8.5.4 [6]. При этом предварительно находим (все ссылки на СП [6]):

- коэффициент β по таблице 13 $\beta=0,8$;

- коэффициент δ по формуле (84) $\delta = \beta \frac{b_f}{h_{ef}} \left(\frac{t_f}{t_w} \right)^3 = 0,8 \frac{42}{140} \left(\frac{2,2}{1,0} \right)^3 = 2,56$;

- коэффициент c_{cr} по таблице 12 $c_{cr}=33,72$.

$$\text{Таким образом, } \sigma_{cr} = \frac{33,72 \cdot 24}{4,78^2} = 35,42 \text{ (кН/см}^2\text{)}.$$

Критическое значение касательного напряжения определяем по формуле

$$(83) [6] \tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \frac{R_s}{\bar{\lambda}_d^2}, \text{ в которой}$$

$$\mu = \frac{a}{h_w} = \frac{200}{140} = 1,43 \text{ – отношение большей стороны отсека стенки к меньшей;}$$

$$\bar{\lambda}_d = \frac{d}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{140}{1,0} \sqrt{\frac{24}{20600}} = 4,78, \text{ причем } d = 140 \text{ см – меньшая из сторон отсека}$$

стенки.

В итоге получаем $\tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{1,43^2} \right) \frac{13,92}{4,78^2} = 8,61$ (кН/см²).

Подставляя все полученные значения в формулу (80) [6], имеем

$$\sqrt{\left(\frac{16,69}{35,42}\right)^2 + \left(\frac{3,49}{8,61}\right)^2} / 1 = 0,62 < 1 - \text{условие выполняется.}$$

При равномерно распределенной нагрузке сечение разрезной составной балки можно уменьшить в местах снижения изгибающих моментов (на расстоянии 1/6 ее пролета от опоры) с учетом конструктивных особенностей балки. Изменение сечения не следует делать в местах опирания на сварной двутавр других элементов рабочей площадки, действия сосредоточенных нагрузок и т.п. Изменяем ширину пояса главной балки, назначив стык на расстоянии $x' = 185$ см от опоры. Уменьшенная ширина поясов должна составлять: $b'_f \geq 0,5b_f$; $b'_f \geq 0,1h$ и $b'_f \geq 180$ мм.

Изгибающий момент и поперечная сила в месте изменения сечения:

$$M'_x = \frac{qx'}{2}(L - x') = \frac{196,49 \cdot 1,85}{2} \cdot (12 - 1,85) = 1844,7 \text{ (кНм);}$$

$$Q'_x = q\left(\frac{L}{2} - x'\right) = 196,49\left(\frac{12}{2} - 1,85\right) = 815,4 \text{ (кН).}$$

Требуемый момент сопротивления сечения:

$$W'_{x_{mp}} \geq \frac{M'_x}{R_{wy}\gamma_c} = \frac{184470}{19,55 \cdot 1} = 9435,8 \text{ (см}^3\text{)},$$

где $R_{wy} = 0,85R_y = 0,85 \cdot 23 = 19,55$ (кН/см²) – расчетное сопротивление стыковых сварных соединений сжатию и растяжению по пределу текучести (табл. 4 [6]).

Требуемый момент инерции балки в измененном сечении

$$I'_{x_{mp}} = \frac{W'_{x_{mp}}}{2} h = \frac{9435,8}{2} \cdot 144,4 = 681265 \text{ (см}^4\text{)}.$$

Момент инерции стенки

$$I'_w = \frac{t_w h_w^3}{12} = \frac{1,0 \cdot 140^3}{12} = 228667 \text{ (см}^4\text{)}.$$

Требуемый момент инерции, приходящийся на поясные листы

$$I'_{fmm} = I'_{x_{mp}} - I'_w = 681265 - 228667 = 452598 \text{ (см}^4\text{)}.$$

Требуемая площадь поясных листов

$$A'_{fmm} = \frac{6I'_f}{t_f^2 + 3h_0^2} = \frac{6 \cdot 452598}{2,2^2 + 3 \cdot 142,2^2} = 44,8 \text{ (см}^2\text{)}.$$

Требуемая ширина пояса $b'_{fmm} = \frac{A'_f}{t_f} = \frac{44,8}{2,2} = 20,37 \text{ (см)}$. Принимаем

$$b'_f = 21 \text{ см по ГОСТ 82-70*}.$$

Проверяем прочность по приведенным напряжениям в месте соединения полки и стенки балки по формуле (44) [6]:

$$\frac{0,87}{R_y \gamma_c} \sqrt{\sigma_x'^2 + 3\tau_{xy}'^2} \leq 1; \quad \tau'_{xy} / R_s \gamma_c \leq 1,$$

где $\sigma'_x = \frac{M'_x \cdot h_w}{W'_x \cdot h} = \frac{1844,7 \cdot 100 \cdot 140}{9637,19 \cdot 144,4} = 18,6 \text{ (кН/см}^2\text{)}$;

$$W'_x = \frac{2I'_x}{h} = \frac{2 \cdot 695805,34}{144,4} = 9637,19 \text{ (см}^3\text{)}$$
;

$$\tau'_{xy} = \frac{Q'_x S'_f}{I'_x t_w} = \frac{815,4 \cdot 3284,8}{695805,34 \cdot 1,0} = 3,85 \text{ (кН/см}^2\text{)}$$
;

$$I'_x = \frac{t_w h_w^3}{12} + \frac{b'_f t_f^3}{6} + b'_f t_f \frac{h_0^2}{2} = \frac{1,0 \cdot 140^3}{12} + \frac{21 \cdot 2,2^3}{6} + 21 \cdot 2,2 \frac{142,2^2}{2} = 695805,34 \text{ (см}^4\text{)}$$
;

$$S'_f = b'_f t_f \frac{h_0}{2} = 21 \cdot 2,2 \frac{142,2}{2} = 3284,8 \text{ (см}^4\text{)}.$$

$$\frac{0,87}{24 \cdot 1} \sqrt{18,6^2 + 3 \cdot 4,71^2} = 0,736 < 1; \quad 3,85 \text{ кН/см}^2 < 13,92 \text{ кН/см}^2 - \text{условия выполняются.}$$

Согласно п. 8.4.1 и с учетом положений п. 8.4.4,б [6], проверяем устойчивость главной балки измененного сечения. В учебных целях эта проверка вы-

полняется только в месте изменения ширины полки, хотя при реальном проектировании ее также необходимо производить для сечения с максимальным изгибающим моментом. Так как $\frac{h_0}{b'_f} = \frac{142,2}{21} = 6,77 > 6$, то формулы табл. 11 [6]

применять нельзя.

Общую устойчивость балки проверяем по формуле (69) [6]:

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

где $M = M'_x = 1844,7$ кНм;

$W_c = W'_x = 9637,19$ см³ – момент сопротивления для сжатого пояса;

φ_b – коэффициент, определяемый по прил. Ж [6] для балок с опорными сечениями, закрепленными от боковых смещений и поворота.

Для определения φ_b вычисляем параметр α по формуле (Ж.5) [6]:

$$\alpha = 8 \left(\frac{l_{ef} t_f}{h b_f} \right)^2 \left(1 + \frac{a t^3}{b_f t_f^3} \right);$$

$$\alpha = 8 \left(\frac{400 \cdot 2,2}{142,2 \cdot 21} \right)^2 \left(1 + \frac{71,10 \cdot 1,0^3}{21 \cdot 2,2^3} \right) = 0,916,$$

где $l_{ef} = 400$ см – расчетная длина балки (шаг вспомогательных балок);

$t_f = 2,2$ см – толщина пояса балки;

$h = h_0 = 142,2$ см – расстояние между осями поясов;

$b_f = b'_f = 21$ см – ширина пояса балки;

$a = 0,5 h = 0,5 \cdot 142,2 = 71,10$ (см);

$t = t_w = 1,0$ см – толщина стенки балки.

По табл. Ж.1 [6] определяем $\psi = 2,25 + 0,07\alpha = 2,25 + 0,07 \cdot 0,916 = 2,31$.

Коэффициент φ_1 определяем по формуле (Ж.3) [6]:

$$\varphi_1 = \psi \frac{I_y}{I_x} \left(\frac{h}{l_{ef}} \right)^2 \frac{E}{R_y},$$

где $I_x = I'_x = 695805,34 \text{ см}^4$ – момент инерции сечения относительно оси $x-x$;

$$I_y = \frac{h_w t_w^3}{12} + \frac{t_f b_f'^3}{6} = \frac{140 \cdot 1,0^3}{12} + \frac{2,2 \cdot 21^3}{6} = 3407,4 \text{ (см}^4\text{)} - \text{ момент инерции сечения}$$

относительно оси $y-y$.

$$\varphi_1 = 2,31 \frac{3407,4}{695805,34} \left(\frac{142,2}{400} \right)^2 \frac{20600}{23} = 1,28.$$

Так как $\varphi_1 > 0,85$, то $\varphi_b = 0,68 + 0,21\varphi_1 = 0,68 + 0,21 \cdot 1,28 = 0,949$ по формуле (Ж.2) [6].

$$\frac{184470}{0,95 \cdot 9637,19 \cdot 23 \cdot 1} = 0,876 < 1 - \text{ условие выполняется.}$$

Устойчивость главной балки в измененном сечении обеспечивается.

Несмотря на то, что размеры главной балки назначались с учетом h_{min} , и прогиб балки можно было бы не проверять, выполним далее этот расчет, применив формулу для определения вертикальных перемещений балки с измененным сечением (5.104) [2]:

$$f = \frac{q^n L^4}{54 \cdot 384} \left(\frac{13}{EI'_x} + \frac{257}{EI_x} \right) =$$

$$= \frac{1,646 \cdot 1200^4}{54 \cdot 384} \left(\frac{13}{20600 \cdot 695805,34} + \frac{257}{20600 \cdot 1162944} \right) = 1,92 \text{ (см);}$$

$$\frac{f}{L} = \frac{1,92}{1200} = \frac{1}{625} < \frac{1}{215} - \text{ условие выполняется.}$$

Сварные швы, соединяющие стенку и пояса составной двутавровой балки, рассчитываем согласно п. 14.4.1 [6].

Сдвигающее усилие T (табл. 43 [6]), приходящееся на 1 см длины балки:

$$T = \frac{Q_{\max} S'_f}{I'_x} = \frac{1178,94 \cdot 3284,8}{695805,34} = 5,57 \text{ (кН/см).}$$

Сварные швы выполняем автоматической сваркой в лодочку сварочной проволокой $C\beta - 08Г2С$ (табл. Г.1 [6]) диаметром $d = 4$ мм. Катет шва, прикрепляющего пояса главной балки со стенкой, определяем согласно требованиям табл.43 [6]:

- по металлу шва

$$k_f \geq \frac{T}{n\beta_f l_w R_{wf} \gamma_c} = \frac{5,57}{2 \cdot 1,1 \cdot 1 \cdot 21,5 \cdot 1} = 0,12 \text{ (см);}$$

- по металлу границы сплавления

$$k_f \geq \frac{T}{n\beta_z l_w R_{wz} \gamma_c} = \frac{5,57}{2 \cdot 1,15 \cdot 1 \cdot 16,65 \cdot 1} = 0,15 \text{ (см),}$$

где $n = 2$ – количество сварных швов; $l_w = 1$ см – расчетная длина шва;

$\beta_f = 1,1$, $\beta_z = 1,15$ (табл. 39 [6]); $R_{wf} = 21,5$ кН/см² (табл. Г.2 [6]);
 $R_{wz} = 0,45R_{un} = 0,45 \cdot 37 = 16,65$ (кН/см²) (табл. 4 [6]); $R_{un} = 37$ кН/см² (табл. В.3 [6]); $\gamma_c = 1,0$ (табл. 1 [6]).

Согласно п. 14.1.7 [6], принимаем $k_f = 5$ мм (табл. 38 [6] как для таврового соединения с двухсторонними угловыми швами автоматической сваркой для стали с пределом текучести до 285Н/мм² и толщины поясного листа 22мм).

1.8. Проверка прочности вспомогательной балки на опоре

Прочность вспомогательной балки на опоре проверяем по формуле (46) [6], для чего сначала определяем местное напряжение σ_{loc} :

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{t_w l_{ef}},$$

где $F = 374,3$ кН – расчетное значение нагрузки (Q_{max} вспомогательной балки);

$t_w = 1,00$ см – толщина стенки балки настила;

$l_{ef} = b + h = 9,5 + 3,95 = 13,45$ см – условная длина распределения нагрузки;

$b = 9,5\text{см}$ – длина площадки опирания вспомогательной балки, равная половине ширины полки измененного сечения главной балки минус 10мм (по рис. 1.5);

$h = t_f + R = 1,55 + 2,4 = 3,95\text{(см)}$ – расстояние от наружной грани полки вспомогательной балки до начала внутреннего закругления стенки.

$$\sigma_{loc} = \frac{374,3}{1,00 \cdot 13,45} = 27,82 \text{ кН/см}^2.$$

$$\frac{\sigma_{loc}}{R_y \gamma_c} = \frac{27,82}{24 \cdot 1} = 1,16 > 1 \text{ – условие не выполняется.}$$

Для обеспечения прочности вспомогательной балки в опорном сечении необходима установка опорного ребра и проверка так называемого опорного сечения балки. В учебных целях эта проверка не выполняется, так как аналогичный расчет делается ниже, при конструировании опорного сечения главной балки.

1.9. Расчет колонны

Расчетная схема центрально-сжатой колонны приведена на рис. 1.9. Материал колонны – сталь С245 (табл. В.5 [6]).

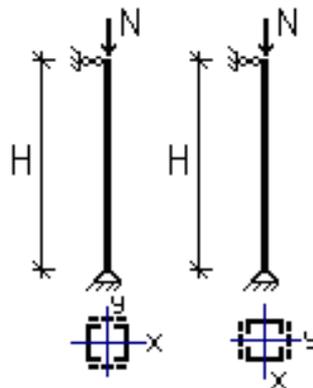


Рис. 1.9

Расчетная нагрузка на колонну:

$$N = 2Q_{\max} = 2 \cdot 1178,94 = 2357,88 \text{ (кН)},$$

где $Q_{\max} = 1178,94$ кН – опорная реакция главной балки.

В соответствии с условиями закрепления концов колонны находим расчетную длину стержня

$$l_{ef_x} = \mu_x H = 1,0 \cdot 900 = 900 \text{ (см)}; \quad l_{ef_y} = \mu_y H = 1,0 \cdot 900 = 900 \text{ (см)},$$

где $\mu_x = 1,0$; $\mu_y = 1,0$ – коэффициенты расчетной длины колонны постоянного сечения (табл. 30 [6]).

Подбор сечения колонны производим относительно материальной оси $x - x$. Из опыта проектирования подобных конструкций (например, [1], стр. 116) задаемся условной гибкостью колонны $\bar{\lambda}_x = 2$ и по табл. Д.1 [6] для типа сечения «b», согласно табл. 7 [6], определяем коэффициент продольного изгиба $\varphi_x = 0,826$.

Требуемую площадь сечения вычисляем в соответствии с требованиями п. 7.2.2 [6]:

$$A_{mp} \geq \frac{N}{\varphi_x R_y \gamma_c} = \frac{2357,88}{0,826 \cdot 24 \cdot 1} = 118,94 \text{ (см}^2\text{)},$$

где $R_y = 24$ кН/см² (табл. В.5 [6]); $\gamma_c = 1,0$ (табл. 1 [6]).

По сортаменту [5] принимаем два [40], имеющие следующие характеристики (обозначения с учетом рис. 1.10): $A = 61,5$ см²; $h = 40$ см; $b_f = 11,5$ см; $t_f = 1,35$ см; $s = 0,8$ см; $I_{y_0} = 642$ см⁴; $i_x = 15,7$ см; $i_{y_0} = 3,23$ см; $z_0 = 2,75$ см.

Гибкость колонны относительно материальной оси $x - x$:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef_x}}{i_x} = \frac{900}{15,7} = 57,33 < [\lambda] = 122,$$

где $[\lambda] = 180 - 60\alpha_x = 180 - 60 \cdot 0,964 = 122$ – предельная гибкость для сжатого элемента (табл. 32 [6]);

$$\alpha_x = \frac{N}{\varphi_x A R_y \gamma_c} = \frac{2357,88}{0,828 \cdot 2 \cdot 61,5 \cdot 24 \cdot 1} = 0,964, \quad \alpha_x \geq 0,5;$$

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 57,33 \sqrt{\frac{24}{20600}} = 1,96; \quad \varphi_x = 0,828 \text{ (табл. Д.1 [6]).}$$

Проверки выбранного сечения

Проверяем устойчивость колонны относительно материальной оси $x - x$ по формуле (7) [6]:

$$\frac{N}{\varphi_x A R_y \gamma_c} = \frac{2357,88}{0,828 \cdot 2 \cdot 61,5 \cdot 24 \cdot 1} = 0,964 < 1 - \text{условие выполняется.}$$

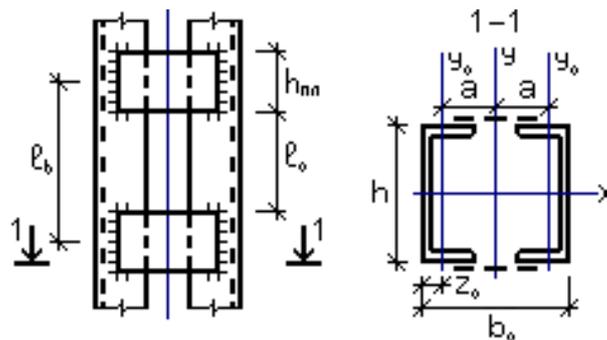


Рис. 1.10

Соединение ветвей колонны выполняем планками (рис. 1.10). Ветви раздвигаем на такое расстояние от свободной оси $y - y$, чтобы соблюдалось условие:

$$\lambda_{ef} \leq \lambda_x,$$

где $\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82(1+n)\lambda_{b1}^2}$ – приведенная гибкость стержня сквозного сечения (табл. 8 [6]), а $n = \frac{2J_{b1}a}{J_s l_b}$, причем

- λ_y – гибкость сквозного стержня в целом в плоскости, перпендикулярной оси y (здесь и далее обозначения осей и размеров см. рис. 1.10);

- λ_{b1} – гибкость отдельной ветви в плоскости, перпендикулярной оси y_0 ;

- J_{b1} – момент инерции сечения ветви относительно оси y_0 ;

- J_s – момент инерции сечения одной планки относительно собственной оси $x-x$ по рис.4 [6];

- a и l_b - половина раздвижки осей колонны и длина ветви (обозначения по рисунку 1.10).

Согласно п.7.2.3 [6], условная гибкость отдельной ветви на участке между планками $\bar{\lambda}_{b1} \leq 1,4$, тогда $\lambda_{b1} \leq \bar{\lambda}_{b1} \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 1,4 \sqrt{\frac{20600}{24}} \leq 41$, откуда

$$l_{0mp} \leq \lambda_{b1} i_{y0} = 41 \cdot 3,23 = 132,43 \text{ (см)}.$$

Для удобства расстановки планок задаемся расстоянием между ними $l_0 = 80 \text{ см} < l_{0mp}$. Тогда

$$\lambda_{b1} = \frac{l_0}{i_{y_0}} = \frac{80}{3,23} = 24,8.$$

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 $h_{nl} = (0,5 \div 0,75) h$, где h – высота швеллера (рис. 1.10). Принимаем $h_{nl} = 24 \text{ см}$. Толщина планки определяется из условия местной устойчивости $t_{nl} \geq h_{nl}/15$. Принимаем $t_{nl} = 16 \text{ мм}$.

С учетом принятых размеров планок вычисляем:

$$J_s = \frac{t_{nl} \cdot h_{nl}^3}{12} = \frac{1,6 \cdot 24^3}{12} = 1843,2 \text{ (см}^4\text{)} - \text{ момент инерции сечения планки относи-}$$

тельно собственной оси $x-x$;

$$l_b = l_0 + h_{nl} = 80 + 24 = 104 \text{ (см)} - \text{ расстояние между осями планок.}$$

Формулы таблицы 8 [6] применимы для колонн с числом панелей (просветов между планками) не менее 6, согласно п.7.2.2 [6]. При высоте колонны 900 см и расстоянии между осями планок в 104 см число панелей в колонне будет более 6, поэтому мы имеем право пользоваться формулами таблицы 8.

По табл. 8.1 [3] для сечения колонны из двух швеллеров $i_y \approx 0,44b_0$, для двух двутавров $i_y \approx 0,50b_0$, откуда $\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{0,44b_0}$, где b_0 – раздвижка ветвей.

Перепишем выражение для приведенной гибкости стержня с учетом условия равноустойчивости, полученных выше результатов и обозначений рисунка 1.9:

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

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

$$57,33^2 = \left(\frac{900}{0,44b_0}\right)^2 + 0,82\left[1 + \frac{(b_0 - 2 \cdot 2,75) \cdot 642}{1843,2 \cdot 104}\right] \cdot 24,8^2.$$

Выполнив несложные арифметические действия, получим кубическое уравнение для определения требуемой величины раздвижки ветвей:

$$b_0^3 - 1651,89b_0^2 + 2475671,18 = 0.$$

Интересующий нас корень уравнения $b_0=39,18$ см. По технологическим условиям $b_0 \geq 2b_f + 10 = 2 \cdot 11,5 + 10 = 33$ (см). Принимаем $b_0 = 40$ см и вычисляем фактическое значение приведенной гибкости стержня:

$$a = \frac{b_0}{2} - z_0 = \frac{40}{2} - 2,75 = 17,25 \text{ (см)}; i_y = \sqrt{i_{y0}^2 + a^2} = \sqrt{3,23^2 + 17,25^2} = 17,55 \text{ (см)};$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{900}{17,55} = 51,3; n = \frac{2J_{b1}a}{J_s l_b} = \frac{2 \cdot 642 \cdot 17,25}{1843,2 \cdot 104} = 0,116;$$

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82(1+n)\lambda_{b1}^2} = \sqrt{51,3^2 + 0,82(1+0,116) \cdot 24,8^2} = 56,52 < \lambda_x = 57,33;$$

$$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 56,52 \sqrt{\frac{24}{20600}} = 1,93; \varphi_y = 0,829 \text{ (табл. Д.1 [6])}.$$

Проверяем устойчивость колонны относительно свободной оси $y-y$ по формуле (7) [6]:

$$\frac{N}{\varphi_y A R_y \gamma_c} = \frac{2357,88}{0,829 \cdot 2 \cdot 61,5 \cdot 24 \cdot 1} = 0,963 < 1 - \text{условие выполняется.}$$

Габаритные размеры сечения колонны $b_0 \times h = 400 \times 400$ мм.

Расчет соединительных элементов ветвей колонны (планок) выполняем согласно п.п. 7.2.7 и 7.2.8 [6].

Так как колонна центрально сжата ($Q = 0$), то вычисляем условную поперечную силу Q_s , приходящуюся на планку одной грани:

$$Q_s = \frac{Q_{fic}}{2} = \frac{29,93}{2} = 14,96 \text{ (кН)},$$

где

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \frac{N}{\varphi_y} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{20600}{24} \right) \frac{2357,88}{0,829} = 29,93 \text{ (кН)}$$

– условная поперечная сила, постоянная по всей длине стержня (формула (18) [6]).

Сварные швы, прикрепляющие планки к колонне, рассчитываем на перерезывающую силу F_s и момент M_s , возникающие в плоскости планки от действия силы Q_s (формулы (19) и (20) [6]):

$$F_s = \frac{Q_s l_b}{b} = \frac{14,96 \cdot 104}{34,5} = 45,01 \text{ (кН)},$$

где $b = b_0 - 2z_0 = 40 - 2 \cdot 2,75 = 34,5$ (см) – рис. 4 [6];

$$M_s = \frac{Q_s l_b}{2} = \frac{14,96 \cdot 104}{2} = 777,92 \text{ (кНсм)}.$$

Крепление планок выполняем полуавтоматической сваркой в среде углекислого газа сварочной проволокой $Cв-08Г2С$ (табл. Г.1 [6]) диаметром $d = 2$ мм. Следует заметить, что конкретный диаметр сварочной проволоки подбирают в зависимости от сварочного тока, толщины свариваемого металла и особенностей соединения, поэтому $d = 2$ мм принят условно.

Согласно п. 14.1.7 [6], принимаем $k_f = 6$ мм, так как $k_{f_{\min}} = 5$ мм (табл. 38 [6]), а $k_{f_{\max}} = 1,2 \cdot 13,5 = 16,2$ (мм), где 13,5 мм – толщина полки швеллера ветви колонны.

Расчет сварных швов на совместное действие поперечной силы F_s и момента M_s выполняем согласно п. 14.1.19 по формулам (182) и (183) [6]:

$$\tau_f = \sqrt{\tau_{M,f}^2 + \tau_{F,f}^2}; \quad \tau_z = \sqrt{\tau_{M,z}^2 + \tau_{F,z}^2},$$

где в рассматриваемом случае $\tau_{M,f} = \frac{M \sqrt{x^2 + y^2}}{J_{x,f} + J_{y,f}} \approx \frac{M_s}{W_f}$ – напряжение в сварном шве (по металлу шва) от действия момента M_s ;

$\tau_{M,z} = \frac{M_s}{W_z}$ – напряжение в сварном шве (по металлу границы сплавления) от действия момента M_s ;

$W_f = \frac{\beta_f k_f l_w^2}{6} = \frac{0,9 \cdot 0,6 \cdot 24^2}{6} = 51,84$ (см³) – момент сопротивления расчетного сечения по металлу шва, где l_w – расчетная длина сварного шва при условии его выполнения согласно рис. 1.9;

$W_z = \frac{\beta_z k_f l_w^2}{6} = \frac{1,05 \cdot 0,6 \cdot 24^2}{6} = 60,48$ (см³) – момент сопротивления расчетного сечения по металлу границы сплавления;

$\tau_{F,f} = \frac{F_s}{A_f}$ – напряжение в сварном шве (по металлу шва) от действия поперечной силы F_s ;

$\tau_{F,z} = \frac{F_s}{A_z}$ – то же по металлу границы сплавления;

$A_f = \beta_f k_f l_w = 0,9 \cdot 0,6 \cdot 24 = 12,96$ (см²) – площадь расчетного сечения по металлу шва;

$A_z = \beta_z k_f l_w = 1,05 \cdot 0,6 \cdot 24 = 15,12$ (см²) – площадь расчетного сечения по металлу границы сплавления;

$l_w = 24$ см – расчетная длина шва (при условии, что сварные швы заводятся на горизонтальные грани планок на 20мм);

$\beta_f = 0,9$, $\beta_z = 1,05$ (табл. 39 [6]); $R_{wf} = 21,5$ кН/см² (табл. Г.2 [6]);

$R_{wz} = 0,45R_{un} = 0,45 \cdot 37 = 16,65$ (кН/см²) (табл. 4 [6]);

$R_{un} = 37$ кН/см² (табл. В.5 [6]); $\gamma_c = 1,0$ (табл. 1 [6]).

$$\tau_f = \sqrt{\left(\frac{777,92}{51,84}\right)^2 + \left(\frac{45,01}{12,96}\right)^2} = 15,40 \text{ (кН/см}^2\text{)};$$

$$\tau_z = \sqrt{\left(\frac{777,92}{60,48}\right)^2 + \left(\frac{45,01}{15,12}\right)^2} = 13,20 \text{ (кН/см}^2\text{)}.$$

Проверки прочности сварного соединения производим по формулам

$$\frac{\tau_f}{R_{wf}\gamma_c} = \frac{15,40}{21,5 \cdot 1} = 0,72 < 1 \text{ – условие выполняется;}$$

$$\frac{\tau_z}{R_{wz}\gamma_c} = \frac{13,20}{16,65 \cdot 1} = 0,79 < 1 \text{ – условие выполняется.}$$

1.10. Расчет опирания главной балки на колонну

В задании на выполнение курсового проекта может быть указан один из двух вариантов опирания главной балки на колонну – сверху или сбоку, поэтому далее рассмотрен расчет опорных сечений балки для обоих случаев.

Вариант 1. Главная балка опирается на колонну сверху (рис. 1.11).

Требуемая площадь опорного ребра главной балки из условия смятия торцевой поверхности:

$$A_r \geq \frac{Q}{R_p\gamma_c} = \frac{1178,94}{36 \cdot 1} = 32,7 \text{ (см}^2\text{)},$$

где $Q = 1178,94$ кН – опорная реакция главной балки;

$R_p = R_u = 36$ кН/см² – расчетное сопротивление стали смятию торцевой поверхности при наличии пригонки (табл. 2 [6]), а R_u – расчетное

сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по временному сопротивлению (табл. В.3 [6]);

$\gamma_c = 1,0$ (табл. 1 [6]).

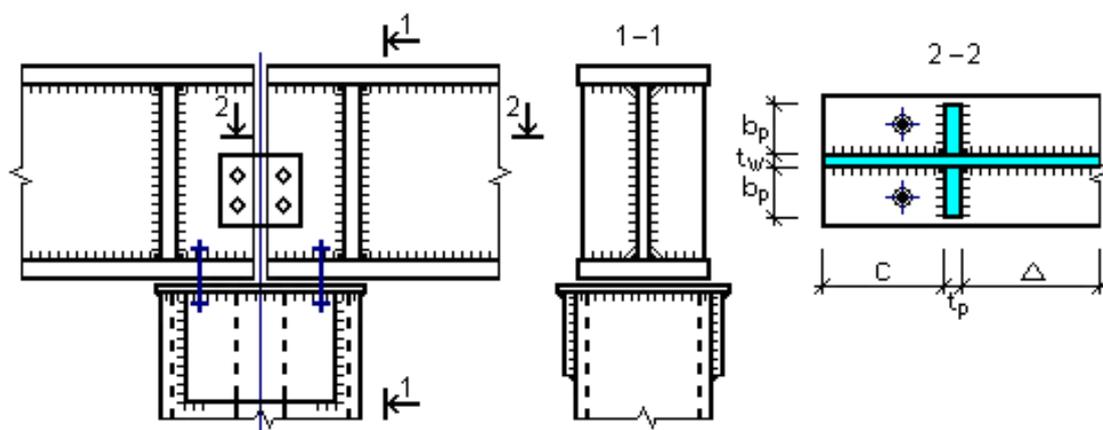


Рис. 1.11

Назначаем опорные ребра шириной $b_r = 9$ см. Толщина ребра с учетом среза на 1,5 см его угла в месте пропуска сварного шва, соединяющего полку и стенку главной балки:

$$t_r \geq \frac{A_r}{2(b_r - 1,5)} = \frac{32,7}{2 \cdot 7,5} = 2,18 \text{ (см)}.$$

Принимаем толщину ребра $t_p = 25$ мм, что больше, чем

$$3b_r \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 3 \cdot 9 \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 0,92 \text{ (см)} \text{ (п. 8.5.17 [6])}.$$

Крепление опорных ребер к поясам и стенке балки выполняем полуавтоматической сваркой в среде CO_2 сварочной проволокой $\text{Cв} - 08\Gamma 2\text{С}$ (табл. Г.1 [6]) диаметром $d = 2$ мм. Согласно п. 14.1.7 [6], принимаем $k_f = 7$ мм.

Прочность сварных швов, прикрепляющих опорные ребра к стенке балки, проверяем согласно п. 14.1.16 [6]:

- по металлу шва

$$\frac{Q}{n\beta_f k_f l_\omega R_{wf} \gamma_c} \leq 1;$$

- по металлу границы сплавления

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

где $n = 4$ – количество сварных швов;

$l_w = 85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,7 = 53,55$ (см) – максимально возможная расчетная длина шва (п. 14.1.7 [6]);

$\beta_f = 0,9$, $\beta_z = 1,05$ (табл. 39 [6]); $R_{wf} = 21,5$ кН/см² (табл. Г.2 [6]);

$R_{wz} = 0,45R_{un} = 0,45 \cdot 37 = 16,65$ (кН/см²) (табл. 4 [6]); $R_{un} = 37$ кН/см² (табл. В.3 [6]); $\gamma_c = 1,0$ (табл. 1 [6]).

$$\frac{1178,94}{4 \cdot 0,9 \cdot 0,7 \cdot 53,55 \cdot 21,5 \cdot 1} = 0,41 < 1 \text{ – условие выполняется;}$$

$$\frac{1178,94}{4 \cdot 1,05 \cdot 0,7 \cdot 53,55 \cdot 16,65 \cdot 1} = 0,45 < 1 \text{ – условие выполняется.}$$

Согласно п. 8.5.17 [6], проверяем опорный участок балки на устойчивость из плоскости балки как стойку (условный опорный стержень), нагруженную опорной реакцией по формуле (7) [6]:

$$\frac{Q}{\varphi_s A_s R_y \gamma_c} \leq 1, \text{ где}$$

$$A_s = 2 \cdot t_p \cdot b_p + t_w \cdot (c + t_p + \Delta) = 2 \cdot 2,5 \cdot 9 + 1,0 \cdot (16,5 + 2,5 + 19,04) = 83,04 \text{ (см}^2\text{)} -$$

площадь условного опорного стержня, причем

$$\Delta = 0,65 t_w \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,65 \cdot 1,0 \cdot \sqrt{\frac{20600}{24}} = 19,04 \text{ (см) по п.8.5.17 [6];}$$

$c = 16,5$ см $< \Delta$ – расстояние от торца балки до опорного ребра;

$$\bar{\lambda}_s = \lambda_s \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 33,7 \sqrt{\frac{23}{20600}} = 1,15 > 0,4 \text{ (п. 7.1.3 [6]) – условная гибкость условно-}$$

го опорного стержня;

$$\lambda_s = \frac{h_w}{i_s} = \frac{140}{4,15} = 33,7 \text{ – гибкость условного опорного стержня;}$$

$$i_s = \sqrt{\frac{J_s}{A_s}} = \sqrt{\frac{1431,92}{83,04}} = 4,15 \text{ (см)} - \text{ радиус инерции условного опорного стержня};$$

$$J_s = \frac{t_p (2b_p + t_w)^3}{12} + \frac{ct_w^3}{12} + \frac{\Delta t_w^3}{12} = \frac{2,5 \cdot (2 \cdot 9 + 1,0)^3}{12} + \frac{16,5 \cdot 1,0^3}{12} + \frac{19,04 \cdot 1,0^3}{12} =$$

$$= 1431,92 \text{ (см}^4\text{)}$$

– момент инерции условного опорного стержня.

Коэффициент устойчивости условного опорного стержня находим по формуле (8) [6]. Для этого последовательно находим:

- коэффициенты α и β по таблице 7 [6] для типа сечения «b»: $\alpha=0,04$, $\beta=0,09$;

- параметр δ по формуле (9) [6]:

$$\delta = 9,87(1 - \alpha + \beta \bar{\lambda}_s) + \bar{\lambda}_s^2 = 9,87 \cdot (1 - 0,04 + 0,09 \cdot 1,15) + 1,15^2 = 11,82 ;$$

$$\varphi = \frac{0,5(\delta - \sqrt{\delta^2 - 39,48 \bar{\lambda}_s^2})}{\bar{\lambda}_s^2} = \frac{0,5(11,82 - \sqrt{11,82^2 - 39,48 \cdot 1,15^2})}{1,15^2} = 0,932 .$$

$$\frac{1178,94}{0,932 \cdot 83,04 \cdot 23 \cdot 1} = 0,662 < 1 - \text{ условие выполняется.}$$

Вариант 2. Главная балка опирается на колонну сбоку (рис. 1.12).

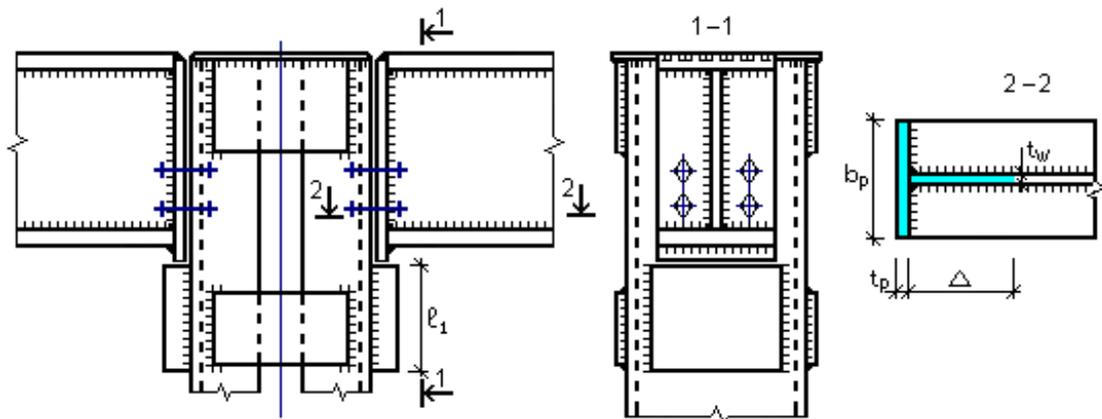


Рис. 1.12

Рассчитываем опорное ребро главной балки на смятие торцевой поверхности. Требуемая площадь опорного ребра главной балки из условия смятия торцевой поверхности:

$$A_r \geq \frac{Q}{R_p \gamma_c} = \frac{1178,94}{36 \cdot 1} = 32,7 \text{ (см}^2\text{)},$$

где $Q = 1178,94$ кН – опорная реакция главной балки;

$R_p = R_u = 36$ кН/см² – расчетное сопротивление стали смятию торцевой поверхности при наличии пригонки (табл. 2 [6]) а R_u – расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по временному сопротивлению (табл. В.3 [6]);

$\gamma_c = 1,0$ (табл. 1 [6]).

Принимаем опорное ребро шириной $b_r = 21$ см в соответствии с шириной полки главной балки измененного сечения (из условия размещения монтажных болтов минимальная ширина ребра 18 см) и толщиной $t_r = 20$ мм. При этом соблюдается условие п. 8.5.17 [6], согласно которому толщина ребра должна быть больше, чем $3b'_r \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 3 \cdot 10,5 \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 1,1$ см (b'_r - выступающая часть ребра).

Крепление опорного ребра к поясам и стенке балки выполняем полуавтоматической сваркой в среде CO₂ сварочной проволокой Cв-08Г2С (табл. Г.1 [6]) диаметром $d = 2$ мм. Согласно п. 14.1.7 [6], принимаем $k_f = 7$ мм.

Прочность сварных швов, прикрепляющих опорное ребро к стенке балки, проверяем, согласно п. 14.1.16 [6]:

- по металлу шва

$$\frac{Q}{n\beta_f k_f l_{\omega} R_{wf} \gamma_c} \leq 1;$$

- по металлу границы сплавления

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

где $n = 2$ – количество сварных швов;

$l_w = 85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,7 = 53,55$ (см) – расчетная длина шва (п. 14.1.7 [6]);

$\beta_f = 0,9$, $\beta_z = 1,05$ (табл. 39 [6]); $R_{wf} = 21,5$ кН/см² (табл. Г.2 [6]);

$R_{wz} = 0,45R_{un} = 0,45 \cdot 37 = 16,65$ (кН/см²) (табл. 4 [6]); $R_{un} = 37$ кН/см² (табл. В.3 [6]); $\gamma_c = 1,0$ (табл. 1 [6]).

$$\frac{1178,94}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,7 \cdot 53,55 \cdot 21,5 \cdot 1} = 0,82 < 1 \text{ – условие выполняется;}$$

$$\frac{1178,94}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,7 \cdot 53,55 \cdot 16,65 \cdot 1} = 0,90 < 1 \text{ – условие выполняется.}$$

Согласно п. 8.5.17 [6], проверяем опорный участок балки на устойчивость из плоскости балки как стойку (условный опорный стержень), нагруженную опорной реакцией по формуле (7) [6]:

$$\frac{Q}{\varphi_s A_s R_y \gamma_c} \leq 1,$$

где $A_s = t_p b_p + t_w \Delta = 2 \cdot 21 + 1,0 \cdot 19,04 = 61,04$ (см²);

$$\Delta = 0,65 t_w \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,65 \cdot 1,0 \sqrt{\frac{20600}{24}} = 19,04 \text{ (см) по п.8.5.17 [1];}$$

$$\bar{\lambda}_s = \lambda_s \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 27,83 \sqrt{\frac{24}{20600}} = 0,95; \quad \lambda_s = \frac{h_w}{i_s} = \frac{140}{5,03} = 27,83;$$

$$i_s = \sqrt{\frac{J_s}{A_s}} = \sqrt{\frac{1545}{61,04}} = 5,03 \text{ (см);}$$

$$J_s = \frac{t_p b_p^3}{12} + \frac{\Delta t_w^3}{12} = \frac{2 \cdot 21^3}{12} + \frac{19,04 \cdot 1,0^3}{12} = 1545 \text{ (см}^4\text{); } \varphi_s = 0,908 \text{ – коэффициент}$$

устойчивости условного опорного стержня (табл. Д.1 [6] для сечения типа «с» по табл. 7 [6]).

$$\frac{1178,94}{0,908 \cdot 61,04 \cdot 24 \cdot 1} = 0,886 < 1 - \text{условие выполняется.}$$

Опорная реакция балки передается с опорного ребра на опорный столик, приваренный к колонне. Толщину опорного столика принимаем 40мм (стандартная толщина), ширину – несколько больше ширины опорного ребра главной балки – 25см. Крепление столика выполняем полуавтоматической сваркой в среде CO₂ сварочной проволокой Cв – 08Г2С (табл. Г.1 [6]) диаметром $d = 2$ мм. Согласно п. 14.1.7 [6], принимаем $k_f = 8$ мм (по толщине стенки швеллера).

Высоту опорного столика l_1 определяем по длине сварных швов, прикрепляющих его к колонне, согласно п. 14.1.16 [6]:

- по металлу шва

$$l_1 \geq \frac{1,3Q}{n\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c} + 1;$$

- по металлу границы сплавления

$$l_1 \geq \frac{1,3Q}{n\beta_z k_f R_{wz} \gamma_c} + 1,$$

где 1,3 – коэффициент, учитывающий возможность неравномерной передачи опорного давления;

$n = 2$ – количество сварных швов;

$\beta_f = 0,9$, $\beta_z = 1,05$ (табл. 39 [6]); $R_{wf} = 21,5$ кН/см² (табл. Г.2 [6]);

$R_{wz} = 0,45R_{un} = 0,45 \cdot 37 = 16,65$ (кН/см²) (табл. 4 [6]); $R_{un} = 37$ кН/см² (табл. В.3 [6]); $\gamma_c = 1,0$ (табл. 1 [6]).

$$l_1 \geq \frac{1,3 \cdot 1178,94}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,8 \cdot 21,5 \cdot 1} + 1 = 50,5 \text{ (см);}$$

$$l_1 \geq \frac{1,3 \cdot 1178,94}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,8 \cdot 16,2 \cdot 1} + 1 = 57,3 \text{ (см).}$$

Согласно п. 14.1.7 [6], расчетная длина шва должна быть не более $85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,8 = 61,2$ (см).

Принимаем высоту опорного столика $l_1 = 60$ см.

1.11. Расчет базы колонны

Размеры опорной плиты определяем из условия смятия бетона под плитой (п. 3.81 [4]):

$$A_{pl} \geq \frac{N}{\Psi R_{b,loc}} = \frac{2369,88}{1 \cdot 0,63} = 3762 \text{ (см}^2\text{)},$$

где $N = 2Q_{\max} + G = 2 \cdot 1178,94 + 12 = 2369,88$ (кН) – нагрузка от колонны, включая ее собственный вес G ;

$\Psi = 1$ – при равномерно распределенной местной нагрузке по площади смятия (п. 3.81 [4]);

$R_{b,loc} = \varphi_b R_b = 1,05 \cdot 0,6 = 0,63$ (кН/см²) – расчетное сопротивление бетона смятию (п. 3.81 [4]);

$\varphi_b = 1,05$ (п. 3.81 [4]) (принимаем предварительно);

$R_b = 0,6$ кН/см² – расчетное сопротивление бетона класса В10 сжатию для предельного состояния первой группы (табл. 2.2 [4]).

Минимальная ширина плиты из условия размещения фундаментных болтов (рис. 1.13):

$$B_{pl, \min} = h + 2t + 2c = 40 + 2 \cdot 1,4 + 2 \cdot 9,0 = 60,8 \text{ (см)},$$

где $c = 3 d_0 = 3 \cdot 30 = 90$ (мм) (табл. 40 [6]);

$d_0 = 1,5d = 30$ (мм) – диаметр отверстия для фундаментного болта;

$d = 20$ мм – диаметр фундаментного болта (табл. 5.6 [4]).

Согласно ГОСТ 82-70*, принимаем $B_{pl} = 62$ см, тогда размер $c=9,6$ см.

Длина плиты: $L_{pl} \geq \frac{A_{pl}}{B_{pl}} = \frac{3762}{62} = 60,7$ (см). Принимаем $L_{pl} = 62$ см.

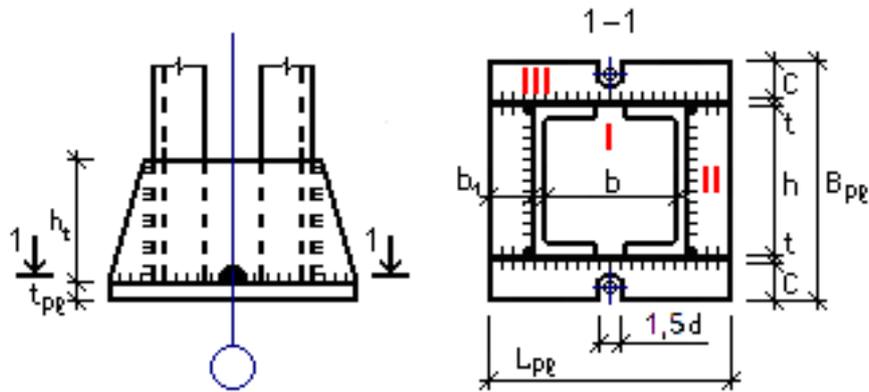


Рис. 1.13

Размеры фундамента в плане принимаем на 20см больше в каждую сторону от опорной плиты $B_f \times L_f = 82 \times 82$ см.

$$\text{Согласно п. 3.81 [4], } \varphi_b = 0,8 \sqrt{\frac{B_f \cdot L_f}{B_{pl} \cdot L_{pl}}} = 0,8 \sqrt{\frac{82 \cdot 82}{62 \cdot 62}} = 1,06 > 1,05,$$

поэтому перерасчет принятых размеров плиты не требуется.

Определяем толщину плиты. Плита работает на изгиб от равномерно распределенной нагрузки,

$$q = \frac{N}{B_{pl} \cdot L_{pl}} \cdot 1 \text{ см} = \frac{2369,88}{62 \cdot 62} \cdot 1 = 0,62 \text{ (кН/см)}.$$

Рассмотрим отдельные участки плиты (п.8.6.2 [6] и рис. 1.13):

$$\text{I участок: } M_I = \alpha_1 q h^2 = 0,0508 \cdot 0,62 \cdot 40^2 = 50,39 \text{ (кНсм)},$$

где $\alpha_1 = 0,0508$ – коэффициент, определяемый по табл. Е.2 [6] при

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{40 - 2 \cdot 0,8} = 1,04;$$

$$\text{II участок: } M_{II} = \alpha_3 q h^2,$$

где α_3 – коэффициент, определяемый по табл. Е.2 [6];

$$\frac{b_1}{h} = \frac{11}{40} = 0,275 < 0,5, \text{ поэтому в запас прочности значение } M_{II} \text{ принимаем как}$$

для консоли длиной b_1

$$M_{II} = \frac{q b_1^2}{2} = \frac{0,62 \cdot 11^2}{2} = 37,51 \text{ (кНсм)},$$

где $b_1 = \frac{L_{pl} - b}{2} = \frac{62 - 40}{2} = 11 \text{ (см)}$ – ширина II участка;

$$\text{III участок: } M_{III} = \frac{q c^2}{2} = \frac{0,62 \cdot 9,6^2}{2} = 28,57 \text{ (кНсм)}.$$

Материал плиты сталь С255 (табл. В.3 [6]). Толщина плиты по формуле (101) [6]:

$$t_{pl} \geq \sqrt{\frac{6 M_{\max}}{R_y \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 50,39}{23 \cdot 1,2}} = 3,31 \text{ (см)},$$

где $R_y = 23 \text{ кН/см}^2$ (табл. В.3 [6]); $\gamma_c = 1,2$ (табл. 1 [6]).

Принимаем $t_{pl} = 36 \text{ мм}$ по ГОСТ 82-70*.

Крепление траверсы к ветвям колонны и опорной плите выполняем полуавтоматической сваркой в среде CO_2 сварочной проволокой $\text{Cв} - 08\Gamma 2\text{С}$ (табл. Г.1 [6]) диаметром $d = 2 \text{ мм}$. В соответствии с требованиями п. 14.1.7 [6], принимаем $k_f = 10 \text{ мм}$.

Высоту траверсы h_t определяем из условия передачи усилия от ветвей колонны на опорную плиту через сварные швы. Согласно п. 14.1.16 [6], длина сварных швов:

- по металлу шва

$$h_t \geq \frac{N}{n \beta_f k_f R_{\omega f} \gamma_c} + 1 = \frac{2369,88}{4 \cdot 0,9 \cdot 1,0 \cdot 21,5 \cdot 1} + 1 = 31,6 \text{ (см)};$$

- по металлу границы сплавления

$$h_t = \frac{N}{n \beta_z k_f R_{\omega z} \gamma_c} + 1 = \frac{2369,88}{4 \cdot 1,05 \cdot 1,0 \cdot 16,2 \cdot 1} + 1 = 35,8 \text{ (см)},$$

где $n=4$ – количество сварных швов;

$\beta_f = 0,9$, $\beta_z = 1,05$ (табл. 39 [6]); $R_{wf} = 21,5 \text{ кН/см}^2$ (табл. Г.2 [6]);
 $R_{wz} = 0,45R_{un} = 0,45 \cdot 37 = 16,65 \text{ (кН/см}^2\text{)}$ (табл. 4 [6]); $R_{un} = 37 \text{ кН/см}^2$ (табл. В.3 [6]); $\gamma_c = 1,0$ (табл. 1 [6]).

Принимаем $h_f = 40 \text{ см}$ по ГОСТ 82-70*.

Проверяем прочность траверсы на изгиб и срез как балку с двумя консолями. Расчетная схема траверсы приведена на рис. 1.14. Материал траверсы сталь С255 (табл. В.3 [6]).

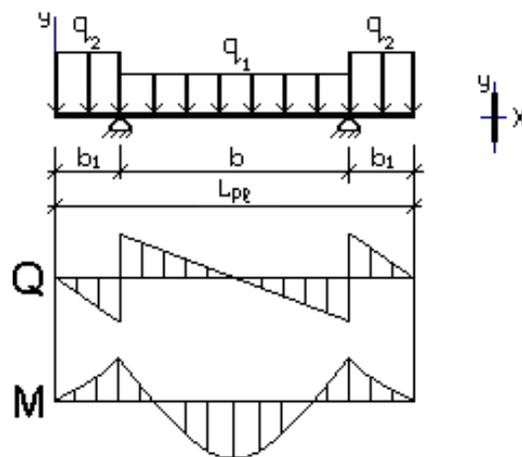


Рис. 1.14

Погонная расчетная нагрузка на одну траверсу (обозначения размеров по рис. 1.11):

$$q_1 = q \left(\frac{h}{2} + t + c \right) = 0,62 \left(\frac{40}{2} + 1,4 + 9,6 \right) = 19,22 \text{ (кН/см)} - \text{ в середине пролета};$$

$$q_2 = q \frac{B_{pl}}{2} = 0,62 \cdot \frac{62}{2} = 19,22 \text{ (кН/см)} - \text{ на консоли.}$$

Максимальный изгибающий момент в траверсе

$$M_T = \frac{q_1 b^2}{8} - \frac{q_2 b_1^2}{2} = \frac{19,22 \cdot 40^2}{8} - \frac{19,22 \cdot 10^2}{2} = 2883 \text{ (кНсм).}$$

Максимальная поперечная сила в траверсе

$$Q_T = \frac{q_1 b}{2} + q_2 b_1 = \frac{19,22 \cdot 40}{2} + 19,22 \cdot 10 = 577 \text{ (кН).}$$

Прочность траверсы по нормальным напряжениям вычисляем по формуле (41) [6]:

$$\frac{M_T}{W_{x_i} R_y \gamma_c} = \frac{2883}{373 \cdot 24 \cdot 1} = 0,322 < 1 \text{ – условие выполняется,}$$

где $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$ (табл. В.3 [6]); $\gamma_c = 1,0$ (табл. 1 [6]);

$$W_{x_i} = \frac{t h_t^2}{6} = \frac{1,4 \cdot 40^2}{6} = 373,3 \text{ (см}^3\text{)} \text{ – момент сопротивления сечения траверсы;}$$

Прочность траверсы по касательным напряжениям вычисляем по формуле (42) [6]:

$$\frac{Q_T S_{x_i}}{I_{x_i} t R_s \gamma_c} = \frac{577 \cdot 280}{7467 \cdot 1,4 \cdot 13,92 \cdot 1} = 1,11 > 1 \text{ – условие не выполняется;}$$

где $S_{x_i} = \frac{t \cdot h_t^2}{8} = \frac{1,4 \cdot 40^2}{8} = 280 \text{ (см}^3\text{)} \text{ – статический момент сечения траверсы;}$

$$J_{x_i} = \frac{t \cdot h_t^3}{12} = \frac{1,4 \cdot 40^3}{12} = 7467 \text{ (см}^4\text{)} \text{ – момент инерции сечения траверсы;}$$

$$R_s = 0,58 R_y = 0,58 \cdot 24 = 13,92 \text{ (кН/см}^2\text{)} \text{ (табл. 2 [6]); } \gamma_c = 1,0 \text{ (табл. 1 [6]).}$$

Увеличиваем толщину траверсы до 16мм. В связи с тем, что это изменение не повлияет на прочность опорной плиты и не скажется на прочности сварных швов траверсы, пересчитываем только касательные напряжения в ней:

$$J_{x_i} = \frac{t \cdot h_t^3}{12} = \frac{1,6 \cdot 40^3}{12} = 8533 \text{ (см}^4\text{)}, W_{x_i} = \frac{t h_t^2}{6} = \frac{1,6 \cdot 40^2}{6} = 427 \text{ (см}^3\text{)},$$

$$S_{x_i} = \frac{t \cdot h_t^2}{8} = \frac{1,6 \cdot 40^2}{8} = 320 \text{ (см}^3\text{)}, \frac{Q_T S_{x_i}}{I_{x_i} t R_s \gamma_c} = \frac{577 \cdot 320}{8533 \cdot 1,6 \cdot 13,92 \cdot 1} = 0,97 < 1.$$

Согласно п.8.2.1 [6] при одновременном действии в сечении момента и поперечной силы, что имеет место в опорных сечениях траверсы, прочность необходимо проверять по формуле (44) [6]. Для этого определим величину изгибающего момента на опоре:

$$M_{T1} = \frac{q_2 b_1^2}{2} = \frac{19,22 \cdot 10^2}{2} = 961 \text{ (кНсм)},$$

а также нормальных и касательных напряжений в этом сечении

$$\sigma = \frac{M_{T1}}{W_{x_1}} = \frac{961}{427} = 2,25 \text{ (кН/см}^2\text{)};$$

$$\tau = \frac{Q_T S_{x_1}}{I_{x_1} t} = \frac{577 \cdot 320}{8533 \cdot 1,6} = 13,52 < R_s \gamma_c = 13,92 \text{ (кН/см}^2\text{)}.$$

Прочность траверсы

$$\frac{0,87}{R_y \gamma_c} \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \frac{0,87}{24 \cdot 1} \sqrt{2,25^2 + 3 \cdot 13,92^2} = 0,85 < 1 - \text{условие выполняется.}$$

2. ПОПЕРЕЧНАЯ РАМА ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ

В связи с тем, что для студентов различных специальностей объем этого курсового проекта может быть различным, ниже приводится пример полного расчета конструкций, и даются необходимые пояснения и ссылки на нормативные документы, либо справочные данные, приведенные в Приложении. Читателю предлагается самостоятельно определиться с перечнем интересующих его вопросов и опустить те части расчета, которые отсутствуют в задании на проектирование.

2.1. Задание на проектирование

Необходимо запроектировать стальные конструкции механосборочного цеха пролетом 24 и длиной 96 метров. Место строительства – город Ростов-на-Дону. Продольный шаг колонн здания принять равным 6 метров. Покрытие теплое, состоящее из следующих перечисляемых сверху-вниз слоев:

1. защитный слой из гравия, втопленного в битумную мастику;
2. гидроизоляционный 4-хслойный рубероидный ковер;
3. асфальтовая или цементная стяжка $t=20\text{мм}$;
4. утеплитель - пенопласт $\gamma=0,5\text{кН/м}^3$, $t=100\text{мм}$;
5. пароизоляция из одного слоя рубероида;
6. стальной профилированный настил;
7. стальные прогоны пролетом 6м;
8. стальные фермы и связи.

Геометрическая схема стропильной фермы обычно задается руководителем проекта и будет рассмотрена ниже. Колонны здания принять ступенчатыми с верхней сплошной и нижней сквозной частями. Соединение ветвей нижней части колонны выполнить при помощи решетки из равнополочных уголков. Здание оборудовано двумя электромостовыми кранами грузоподъемностью

125/20тс, проводящими технологические и перегрузочные работы средней интенсивности.

Отметка головки кранового рельса 11м. Сопряжение колонны с фермой выполнить шарнирным. Класс бетона для фундаментов В25. Стены здания – самонесущие. Сталь для несущих конструкций здания принять самостоятельно по [6]. Объект нормального уровня ответственности. Здание строится на открытом участке местности.

2.2. Компоновка конструктивной схемы поперечной рамы

Компоновка поперечной рамы заключается в определении ее основных вертикальных и горизонтальных размеров. Они зависят от грузоподъемности кранов, типа стенового ограждения и т.п. На рисунке 2.1 показан фрагмент поперечной рамы с указанием основных размеров.

2.2.1. Вертикальные размеры рамы

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 от уровня пола до низа несущих конструкций покрытия H_0 .

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

где H_k – высота мостового крана на опоре, определяемая по ГОСТ или по таблице П.1 Приложения: $H_k = 4000\text{мм}$;

$f = 200 \dots 400\text{мм}$ – размер, учитывающий прогиб конструкций покрытия, для пролетов от 24 до 36м. Принимаем $f = 200\text{мм}$.

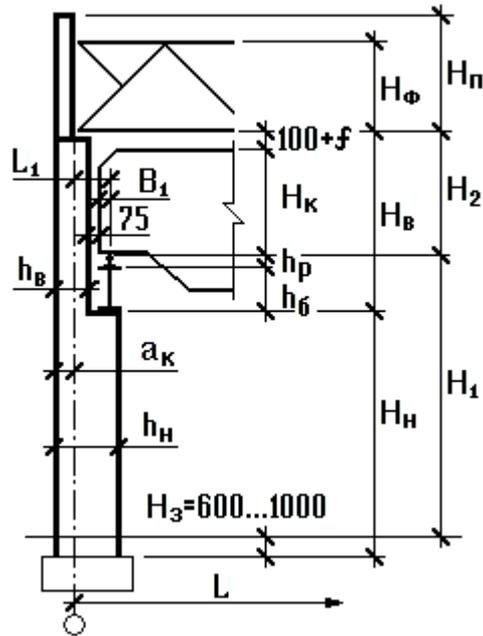


Рис. 2.1

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

$$H_2 \geq 4000 + 100 + 200 = 4300 \text{ (мм)}.$$

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

$$H_2 = 4400 \text{ мм}.$$

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

$$H_0 = H_1 + H_2 = 11000 + 4400 = 15400 \text{ (мм)}.$$

С учетом стандартных размеров элементов стенового ограждения H_0 назначается кратным:

- а) 1,2м при $H_0 < 10,8$ м;
- б) 1,8м при $H_0 \geq 10,8$ м;
- в) 0,6м при соответствующем обосновании.

Принимаем H_0 кратным 1,8м:

$$H_0 = 16200 \text{ мм}.$$

Если размер H_0 изменился, то необходимо увеличить H_1 , а H_2 оставить минимально необходимым.

$$H_1 = H_0 - H_2 = 16200 - 4400 = 11800 \text{ (мм)}.$$

Высота верхней части колонны:

$$H_e = H_2 + h_6 + h_p,$$

где h_6 – высота подкрановой балки, $h_6 = 1000$ мм [5, с. 315];

h_p – высота подкранового рельса КР-120, $h_p = 170$ мм [5, с. 315]

$$H_e = 4400 + 1000 + 170 = 5570 \text{ (мм)}.$$

Обычно H_e уточняется после расчета подкрановой балки, однако в рассматриваемом курсовом проекте такой расчет не выполняется, поэтому оставляем $H_e = 5570$ мм.

Высота нижней части колонны $H_n = H_0 - H_e + H_3$, причем $H_3 = 600 \dots 1000$ 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.

$$H_n = 16200 - 5570 + 1000 = 11630 \text{ (мм)}.$$

Общая высота колонны рамы от низа базы до низа ригеля

$$H = H_e + H_n = 5570 + 11630 = 17200 \text{ (мм)}.$$

2.2.2. Горизонтальные размеры рамы

При определении горизонтальных размеров учитываются унифицированные привязки колонн a_k к разбивочным осям, требования прочности и жесткости, предъявляемые к колоннам, а также эксплуатационные условия.

Исходя из опыта проектирования, наружные грани колонн крайних рядов совмещают с продольными разбивочными осями, если в здании нет мостовых кранов, или последние имеют грузоподъемность 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 грузоподъемно-

стью до 50 тонн включительно, при шаге колонн 6м и высоте от пола до низа несущих конструкций покрытия 16,2, 18 и 19,8м, а также при шаге колонн 12м и высоте от 8,4 до 18м. В прочих случаях следует использовать привязку 500мм.

Принимаем $a_k=500$ мм. Назначаем высоту сечения верхней части колонны (h_e) с учетом унифицированных привязок наружной грани колонны к разбивочной оси, а также типовых размеров ферм:

$$h_e=450\text{мм при } a_k=250\text{мм, } h_e=700\text{мм при } a_k=500\text{мм;}$$

$$h_e \geq H_e/12 = 5520/12 = 460\text{мм (рекомендуемые требования жесткости).}$$

Принимаем $h_e = 700\text{мм} > 460\text{мм}$.

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

где B_1 – размер части кранового моста, выступающей за ось кранового рельса (см. таблицу П.1 Приложения), $B_1 = 400\text{мм}$;

75мм – минимальный зазор между краном и колонной согласно требованиям техники безопасности [3, с. 316];

$$L_1 \geq 400 + 700 - 500 + 75 = 675 \text{ (мм).}$$

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

$$L_1 = 750\text{мм.}$$

Высота сечения нижней части колонны

$$h_n = L_1 + a_k = 750 + 500 = 1250 \text{ (мм).}$$

По рекомендуемым требованиям жесткости высота сечения нижней части колонны

$$h_n \geq H_n/20 = 11630/20 = 582 \text{ (мм).}$$

$$h_n = 1250\text{мм} > 582\text{мм.}$$

2.2.3. Прочие размеры

Высоту ригеля рамы (стропильной фермы) принимаем в соответствии с [3, рис. 11.3] - $H_\phi = 3150$ мм по обушкам поясов, а полную высоту покрытия с учетом фермы и кровли – $H_n = 3500$ мм.

Пролет мостового крана получается равным:

$$L_k = L - 2L_1 = 24000 - 2 \cdot 750 = 22500 \text{ (мм)}.$$

Расстояние между центрами тяжести сечений верхней и нижней частей колонны

$$e \approx (0,45 \dots 0,55)h_n - 0,5h_g = 0,5 \cdot 1250 - 0,5 \cdot 700 = 275 \text{ (мм)}.$$

Расстояние от оси подкрановой балки до центра тяжести нижней части колонны.

$$e_k \approx 0,5h_n = 0,5 \cdot 1250 = 625 \text{ (мм)}.$$

2.3. Сбор нагрузок на поперечную раму

Нагрузки на раму определяются на основании СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия» [7]. Согласно п.п.5.1 и 5.2 этого свода правил различают постоянные P_d и временные P_l нагрузки. В нашем случае к постоянным нагрузкам, действующим на раму, следует отнести собственный вес конструкций покрытия, а к временным – технологическую (крановую), снеговую и ветровую нагрузки.

2.3.1. Постоянная нагрузка

Нагрузка на 1 м^2 покрытия обычно подсчитывается в табличной форме на основании задания и принятого конструктивного решения. В Приложении приводятся справочные данные по нагрузкам и коэффициентам надежности по нагрузке γ_f для различных несущих и ограждающих элементов покрытия. Сбор

нагрузок на ригель рамы для рассматриваемого примера представлен в таблице 2.1. При этом нагрузка от конструктивных элементов, не рассчитываемых в курсовом проекте, принимается ориентировочно.

Таблица 2.1

№ п/п	Наименование нагрузки	p_{d1}^n , кПа	γ_f	p_{d1} , кПа
1.	Защитный слой из гравия, втопленного в битумную мастику	0,4	1,3	0,52
2.	Гидроизоляционный четырехслойный рубероидный ковер	0,2	1,3	0,26
3.	Асфальтовая или цементная стяжка $t=20\text{мм}$	0,4	1,3	0,52
4.	Утеплитель – пенопласт $\gamma=0,5 \text{ кН/м}^3$, $t=100\text{мм}$	0,05	1,2	0,06
5.	Пароизоляция из одного слоя рубероида	0,05	1,3	0,065
6.	Стальной профнастил	0,15	1,05	0,158
7.	Стальные прогоны	0,05	1,05	0,053
8.	Стропильные фермы и связи	0,3	1,05	0,32
ИТОГО:		43		2,0

Погонная расчетная нагрузка на ригель рамы

$$p_d = \gamma_n \cdot p_{d1} \cdot B = 1,0 \cdot 2,0 \cdot 6 = 12,0 \text{ (кН/м)};$$

здесь $\gamma_n = 1,0$ – коэффициент надежности по ответственности (п. 7, статьи 16 [8]);

$B = 6\text{м}$ – продольный шаг рам.

2.3.2. Снеговая нагрузка

Нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия следует определять по формуле (10.1) [7]:

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

где c_e - коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов, принимаемый в соответствии с п.10.5 [7];

c_t - термический коэффициент, согласно п.10.10 [7];

μ - коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, назначаемый по п.10.4 [7];

S_g - вес снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли, определяемый в соответствии с п.10.2 [7].

Для пологих (с уклонами до 12 % или с $f/l \leq 0,05$) покрытий однопролетных и многопролетных, проектируемых на местности типов А или В и имеющих характерный размер в плане не более 100 м (см. схемы Б.1, Б.2, Б.5 и Б.6 приложения Б [7]), коэффициент сноса снега определяется по формуле

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

где k - находится по таблице 11.2 [7];

$$l_c = 2b - \frac{b^2}{l} = 2 \cdot 24 - \frac{24^2}{96} = 42 \text{ (м)} - \text{характерный размер покрытия, принимаемый}$$

не более 100 м, $b=24\text{ м}$.

Проектируемое однопролетное здание имеет пологое покрытие без фонаря и ему соответствует схема 1 приложения Б [7]. В связи с тем, что здание строится на открытом участке, местность относится к типу «А» по п. 11.1.6 [7], а высота здания от уровня земли до верха покрытия составляет $17200 - 1000 + 3500 = 19700\text{ мм}$, поэтому из таблицы 11.2 [7] по интерполяции получаем $k=1,24$, тогда

$$c_e = (1,2 - 0,4\sqrt{k})(0,8 + 0,002l_c) = (1,2 - 0,4 \cdot \sqrt{1,24})(0,8 + 0,002 \cdot 42) = 0,667.$$

Термический коэффициент c_t следует применять для учета понижения снеговых нагрузок на покрытия с высоким коэффициентом теплопередачи (более 1 Вт/(м²°С)) вследствие таяния, вызванного потерей тепла. В рассматриваемом случае при наличии утеплителя в кровле таяния снега не ожидается, поэтому $c_t = 1,0$.

Коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие по схеме 1 приложения Б [7] $\mu=1$.

Ростов-на-Дону находится во втором снеговом районе по карте 1 Приложения Е [7], поэтому по таблице 10.1 [7] получаем $S_g=1,0$ кПа, тогда

$$S_0 = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g = 0,667 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,0 = 0,667 \text{ (кПа)}.$$

Согласно п.10.12 [7], коэффициент надежности по снеговой нагрузке $\gamma_f = 1,4$, поэтому погонная расчетная снеговая нагрузка

$$p_{11} = S_0 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot B = 0,667 \cdot 1,4 \cdot 1,0 \cdot 6 = 5,60 \text{ (кН/м)}.$$

2.3.3. Ветровая нагрузка

В соответствии с требованиями главы 11 [7] для зданий и сооружений необходимо учитывать следующие воздействия ветра:

- а) основной тип ветровой нагрузки (в дальнейшем - «ветровая нагрузка»);
- б) пиковые значения ветровой нагрузки, действующие на конструктивные элементы ограждения и элементы их крепления;
- в) резонансное вихревое возбуждение;
- г) аэродинамические неустойчивые колебания типа галопирования, дивергенции и флаттера.

Резонансное вихревое возбуждение и аэродинамические неустойчивые колебания типа галопирования необходимо учитывать для зданий и сплошностенчатых сооружений, у которых $h/d > 10$, где h - высота, d - характерный поперечный размер. В курсовом проекте не выполняется проектирование элемен-

тов ограждения и их крепления, поэтому далее рассматривается только основной тип ветровой нагрузки.

Согласно п.11.1.2 [7] 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 (11.2) [7]

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

где w_0 - нормативное, значение ветрового давления,

$k(z_e)$ - коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления для высоты z_e и определяемый по таблице 11.2 или по формуле (11.4) [7] в зависимости от типа местности;

c - аэродинамический коэффициент, определяемый по приложению В.1 [7].

Нормативное значение ветрового давления w_0 принимается в зависимости от ветрового района по таблице 11.1 [7]. Ростов-на-Дону находится в третьем ветровом районе по картам 3 Приложения Е [7], поэтому из таблицы 11.1 имеем $w_0=0,38$ кПа.

Эквивалентная высота z_e определяется по п.11.1.5 [7] следующим образом.

1. Для башенных сооружений, мачт, труб и т.п. сооружений $z_e = z$.

2. Для зданий:

а) при $h \leq d \rightarrow z_e = h$;

б) при $d < h \leq 2d$:

для $z \geq h - d \rightarrow z_e = h$;

для $0 < z < h - d \rightarrow z_e = d$;

в) при $h > 2d$:

для $z \geq h - d \rightarrow z_e = h$;

для $d < z < h - d \rightarrow z_e = z$;

для $0 < z \leq d \rightarrow z_e = d$.

Здесь z - высота от поверхности земли;

d - размер здания (без учета его стилобатной части) в направлении, перпендикулярном расчетному направлению ветра (поперечный размер);

h - высота здания.

В рассматриваемом случае высота здания от уровня земли до верха покрытия $h = 19,70$ м, а длина здания по заданию $d = 96$ м, поэтому $z_e = h$ и по таблице 11.2 [7] для типа местности «А» находим по интерполяции $k(19,7) = 1,24$. Нам понадобятся также значения последнего коэффициента на уровне верха колонны и на высоте 10 м от уровня пола – $k(16,2) = 1,16$, $k(10,0) = 1,0$.

Согласно приложению В.1.2 [7], для наветренной стороны здания $c = 0,8$, а для подветренной стороны – $c' = -0,5$.

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки w_m на высотах 19,7, 16,2 и 10,0 м оказывается равным:

$$\text{- для наветренной стороны здания } w_{m19,7} = 0,38 \cdot 1,24 \cdot 0,8 = 0,377 \text{ (кПа),}$$

$$w_{m16,2} = 0,38 \cdot 1,16 \cdot 0,8 = 0,353 \text{ (кПа),}$$

$$w_{m10,0} = 0,38 \cdot 1,0 \cdot 0,8 = 0,304 \text{ (кПа),}$$

$$\text{- для подветренной стороны – } w'_{m19,7} = 0,38 \cdot 1,24 \cdot (-0,5) = -0,236 \text{ (кПа),}$$

$$w'_{m16,2} = 0,38 \cdot 1,16 \cdot (-0,5) = -0,220 \text{ (кПа),}$$

$$w'_{m10,0} = 0,38 \cdot 1,0 \cdot (-0,5) = -0,190 \text{ (кПа).}$$

Согласно примечанию к п.11.1.8 [7] при расчете одноэтажных производственных зданий высотой до 36 м при отношении высоты к пролету менее 1,5 (в нашем случае $19,7 / 24 = 0,82 < 1,5$), размещаемых в местностях типа «А» и «В», пульсационную составляющую ветровой нагрузки допускается определять по формуле (11.5) [7]:

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

где w_m определено выше,

$\zeta(z_e)$ - коэффициент пульсации давления ветра, принимаемый по таблице 11.4 или формуле (11.6) [7] для эквивалентной высоты z_e , $\zeta(19,7) = 0,692$, $\zeta(16,2) = 0,717$, $\zeta(10,0) = 0,76$,

ν - коэффициент пространственной корреляции пульсаций давления ветра (см. п.11.1.11 [7]). По таблице 11.7 [7] находим значения коэффициентов ρ и χ для расчетной поверхности, параллельной основной координатной плоскости zoy (рис. 11.2 [7]): $\rho = B = 6$ 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; $\chi = h = 19,7$ м. По таблице 11.6, интерполируя, находим $\nu_{19,7} = 0,836$, $\nu_{16,2} = 0,845$, $\nu_{10,0} = 0,864$.

Пульсационная составляющая ветровой нагрузки w_p оказывается равной:

- для наветренной стороны здания

$$w_{p19,7} = 0,377 \cdot 0,692 \cdot 0,836 = 0,218 \text{ (кПа)},$$

$$w_{p16,2} = 0,353 \cdot 0,717 \cdot 0,845 = 0,214 \text{ (кПа)},$$

$$w_{p10,0} = 0,304 \cdot 0,76 \cdot 0,864 = 0,200 \text{ (кПа)},$$

- для подветренной стороны –

$$w'_{p19,7} = (-0,236) \cdot 0,692 \cdot 0,836 = -0,137 \text{ (кПа)},$$

$$w'_{p16,2} = (-0,220) \cdot 0,717 \cdot 0,845 = -0,133 \text{ (кПа)},$$

$$w'_{p10,0} = (-0,190) \cdot 0,76 \cdot 0,864 = -0,125 \text{ (кПа)},$$

Нормативное значение ветровой нагрузки w :

- для наветренной стороны здания $w_{19,7} = 0,377 + 0,218 = 0,595 \text{ (кПа)},$

$$w_{16,2} = 0,353 + 0,214 = 0,567 \text{ (кПа)},$$

$$w_{10,0} = 0,304 + 0,200 = 0,504 \text{ (кПа)},$$

- для подветренной стороны – $w'_{19,7} = (-0,236) + (-0,137) = -0,373 \text{ (кПа)},$

$$w'_{16,2} = (-0,220) + (-0,133) = -0,353 \text{ (кПа)},$$

$$w'_{10,0} = (-0,190) + (-0,125) = -0,315 \text{ (кПа)}.$$

Расчетная погонная ветровая нагрузка находится по формуле

$$p_{l2} = w \cdot \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot B,$$

причем, согласно п.11 [7], коэффициент надежности по нагрузке для ветровой нагрузки $\gamma_f = 1,4$, поэтому

- для наветренной стороны здания

$$p_{l2, 19.7} = 0,595 \cdot 1,0 \cdot 1,4 \cdot 6 = 4,998 \text{ (кН/м)},$$

$$p_{l2, 16.2} = 0,567 \cdot 1,0 \cdot 1,4 \cdot 6 = 4,763 \text{ (кН/м)},$$

$$p_{l2, 10.0} = 0,504 \cdot 1,0 \cdot 1,4 \cdot 6 = 4,234 \text{ (кН/м)},$$

- для подветренной стороны –

$$p'_{l2, 19.7} = (-0,373) \cdot 1,0 \cdot 1,4 \cdot 6 = -3,133 \text{ (кН/м)},$$

$$p'_{l2, 16.2} = (-0,353) \cdot 1,0 \cdot 1,4 \cdot 6 = -2,965 \text{ (кН/м)},$$

$$p'_{l2, 10.0} = (-0,315) \cdot 1,0 \cdot 1,4 \cdot 6 = -2,646 \text{ (кН/м)}.$$

База колонны поперечной рамы расположена ниже уровня земли, а ветровая нагрузка действует только в надземной части. Для упрощения расчета фактическая эпюра ветрового давления заменяется равномерно распределенной по всей высоте колонны, эквивалентной по величине изгибающего момента в заделке. Запишем выражения для изгибающего момента в заделке колонны с учетом обозначений рис. 2.2:

- момент от нагрузки на надземную часть колонны:

$$\begin{aligned} M &= p_{l2,10.0} \cdot (H_1 + H_2) \cdot \left(\frac{H_1 + H_2}{2} + H_3 \right) + (p_{l2,16.2} - p_{l2,10.0}) \cdot \frac{H_1 + H_2 - 10,0}{2} \cdot \\ &\cdot \left[H_1 + H_2 + H_3 - \frac{1}{3}(H_1 + H_2 - 10,0) \right] = p_{l2,10.0} \cdot (11,8 + 4,4) \cdot \left(\frac{11,8 + 4,4}{2} + 1,0 \right) + \\ &+ (p_{l2,16.2} - p_{l2,10.0}) \cdot \frac{11,8 + 4,4 - 10,0}{2} \cdot \left[11,8 + 4,4 + 1,0 - \frac{1}{3}(11,8 + 4,4 - 10,0) \right] = \\ &= 147,420 \cdot p_{l2,10.0} + 46,913 \cdot (p_{l2,16.2} - p_{l2,10.0}) = 46,913 \cdot p_{l2,16.2} + 100,507 \cdot p_{l2,10.0}; \end{aligned}$$

- момент от нагрузки на всю колонну:

$$M = p_{l2, экв} \cdot \frac{(H_1 + H_2 + H_3)^2}{2} =$$

$$= p_{l2, экв} \cdot \frac{(11,8 + 4,4 + 1,0)^2}{2} = 147,920 \cdot p_{l2, экв}.$$

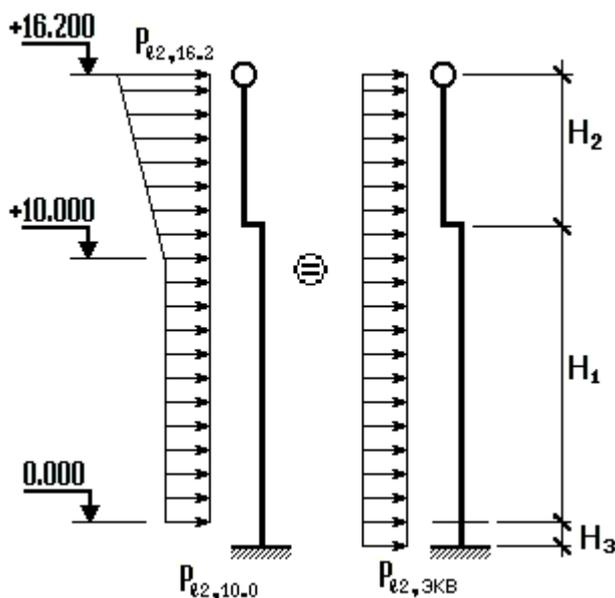


Рис. 2.2

Приравнявая два последних результата, находим величину эквивалентной распределенной ветровой нагрузки на колонну

- для наветренной стороны здания

$$p_{l2, экв} = (46,913 \cdot 4,763 + 100,507 \cdot 4,234) / 147,92 = 4,387 \text{ (кН/м)},$$

- для подветренной стороны

$$p'_{l2, экв} = [46,913 \cdot (-2,965) + 100,507 \cdot (-2,646)] / 147,92 = 2,738 \text{ (кН/м)}.$$

Помимо распределенной ветровой нагрузки на колонны здания следует учесть давление ветра на боковые плоскости покрытия (шатер). Это давление обычно прикладывается в уровне нижних поясов стропильных ферм в виде сосредоточенных сил. Значение величины давления ветра на шатер с наветренной стороны равно площади части фактической эпюры ветрового

давления ограниченной отметками низа стропильной фермы (+16.200) и верха (+19.700) покрытия:

- для наветренной стороны здания

$$P_{l2} = \frac{4,998 + 4,763}{2} \cdot (19,7 - 16,2) = 17,082 \text{ (кН)},$$

- для подветренной стороны

$$P'_{l2} = \frac{(-3,133) + (-2,965)}{2} \cdot (19,7 - 16,2) = -10,672 \text{ (кН)}.$$

2.3.4. Нагрузка от мостовых кранов

Поскольку, согласно заданию на курсовой проект, проектируется здание механосборочного цеха, в котором краны проводят технологические и перегрузочные работы средней интенсивности, по таблице А.1 приложения А [7] режим их работы 5К. Согласно п. 9.13 [7] 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.

$$D_{\max} = \gamma_n (\gamma_f \cdot \psi_l \cdot \sum F_{Ki \max} \cdot y_i + \gamma_{fg} \cdot G_{n\delta}),$$

где γ_f – коэффициент надежности по нагрузке для крановой нагрузки, $\gamma_f = 1,2$ ([7], п. 9.8);

$\psi_l = 0,85$ – коэффициент сочетаний для крановой нагрузки ([7], п. 9.18);

γ_{fg} – коэффициент надежности по нагрузке для постоянной нагрузки от собственного веса подкрановых конструкций, $\gamma_{fg} = 1,05$ ([7], табл. 7.1);

$F_{K_{i \max}}$ – нормативное максимальное вертикальное давление колеса крана на путь (Приложение, таблица П.1). В проекте допускается принимать среднее значение.

$$F_{K, \max} = (F_{K1, \max} + F_{K2, \max})/2,$$

$$F_{K, \max} = 500 \text{ кН (Приложение, таблица П.1);}$$

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

$$G_{n\delta} \approx 0,3(\text{кПа}) \cdot B \cdot L/2 = 0,3 \cdot 6 \cdot 24/2 = 21,6 \text{ (кН);}$$

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

Два сближенных крана устанавливаются 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 (рис. 2.3).

$$D_{\max} = 1,0 \cdot (1,2 \cdot 0,85 \cdot 500 \cdot 2,784 + 1,05 \cdot 21,6) = 1443 \text{ (кН).}$$

Нормативное минимальное давление колеса крана на путь ([3], с.342):

$$F_{\min} = \frac{9,8Q + G_{\kappa}}{n_0} - F_{K, \max} = \frac{9,8 \cdot 125 + 1350}{4} - 500 = 144 \text{ (кН), тогда}$$

$$D_{\min} = 1,0 \cdot (1,2 \cdot 0,85 \cdot 144 \cdot 2,784 + 1,05 \cdot 21,6) = 431,6 \text{ (кН), причем}$$

$n_0 = 4$ – число колес с одной стороны крана;

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

G_{κ} – 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 [7] 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.

$$T_K^n = 0,05 \cdot (9,8 \cdot Q + G_T) / n_0.$$

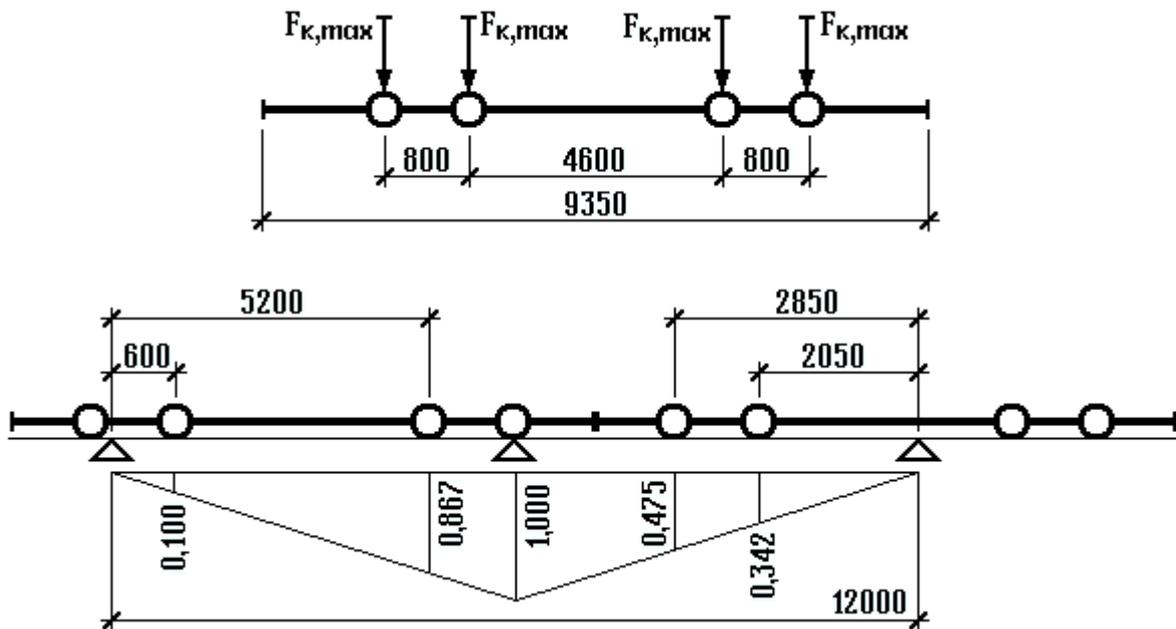


Рис. 2.3

$G_T=430\text{кН}$ – собственный вес тележки (Приложение, таблица П.1).

$$T_K^n = 0,05 \cdot (9,8 \cdot 125 + 430) / 4 = 20,69 \text{ (кН)}.$$

Расчетное горизонтальное давление мостовых кранов на колонну:

$$T = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot \psi \cdot T_K^n \cdot \sum_i y_i = 1,0 \cdot 1,2 \cdot 0,85 \cdot 20,69 \cdot 2,784 = 58,75 \text{ (кН)}.$$

Согласно п.9.6 [7] горизонтальные нагрузки от торможения моста и тележки крана считаются приложенными в месте контакта ходовых колес крана с рельсом. В курсовом проекте для упрощения расчета допускается прикладывать давление T на уровне уступа в месте изменения сечения колонны.

После окончания сбора нагрузок целесообразно изобразить расчетную схему рамы с действующими на нее нагрузками (рисунок 2.4).

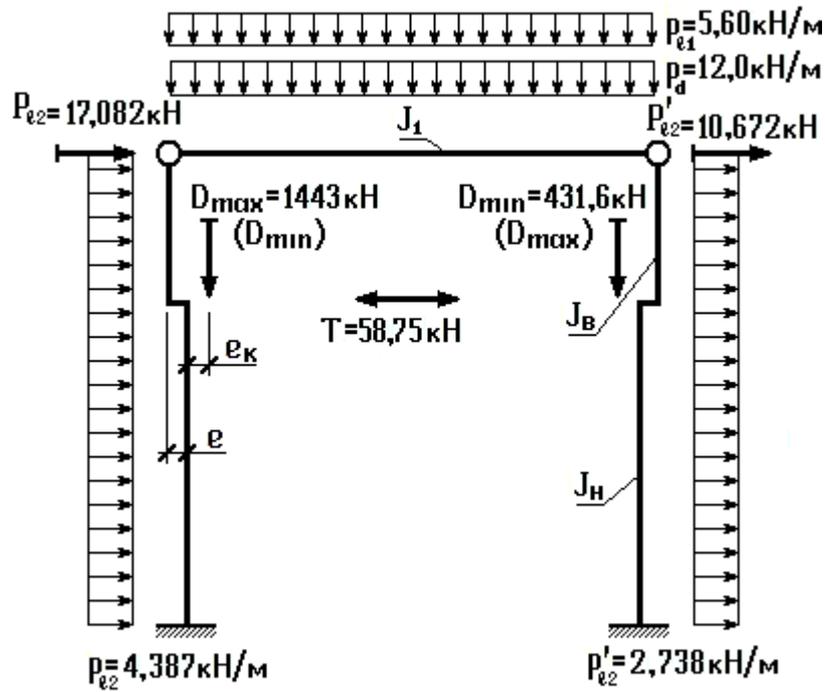


Рис. 2.4

2.4. Статический расчет поперечной рамы

Определение усилий в элементах рамы является задачей строительной механики, поэтому подробный расчет в примере не производится. Тем не менее, следует отметить, что он может быть выполнен различными способами – аналитически или при помощи персонального компьютера. Известно большое количество всевозможных программ статического расчета рам. В рамках настоящего учебного пособия остановимся подробнее на программе РАМА, разработанной на кафедре металлических, деревянных и пластмассовых конструкций Ростовского ГСУ. Указанная программа дает возможность не только выполнить расчет рамы на отдельные загрузки, но и получить сочетания усилий, возникающих в колонне поперечной рамы от различных нагрузок. Результаты работы программы выдаются в виде таблиц, из которых впоследствии самостоятельно производится выбор расчетных сочетаний усилий. Для работы с программой предварительно необходимо подготовить 18 исходных данных (еди-

ницы измерения – кН и м). Ниже эти данные приводятся для рассматриваемого примера:

1. Фамилия студента и номер группы	ИвановА. П-445
2. Пролет рамы	24
3. Высота надкрановой части колонны	5,57
4. Высота подкрановой части колонны	11,63
5. Расстояние между центрами тяжести сечений верхней и нижней частей колонны (e)	0,275
6. Расстояние от оси подкрановой балки до центра тяжести нижней части колонны (e_k)	0,625
7. Предполагаемое соотношение моментов инерции сечений нижней и верхней частей колонны	10
8. Интенсивность постоянной нагрузки на ригель	12,0
9. Интенсивность снеговой нагрузки на ригель	5,60
10. Активное ветровое давление на колонну	4,387
11. Пассивное ветровое давление на колонну	2,738
12. Активное ветровое давление на шатер	17,082
13. Пассивное ветровое давление на шатер	10,672
14. Максимальное давление крана на колонну	1443
15. Минимальное давление крана на колонну	431,6
16. Сосредоточенная сила от торможения крана	58,75
17. Коэффициент пространственной жесткости каркаса	0,440
18. Высота сечения нижней части колонны	1,25

Среди представленных выше данных имеются две величины, требующие пояснения. Очевидно, что жесткости верхней и нижней частей ступенчатой колонны будут различными. Их фактическое соотношение оказывает влияние на распределение усилий, возникающих в колонне. Поэтому для получения реальных результатов необходимо ввести предполагаемое соотношение моментов инерции сечений нижней и верхней частей колонны. Обычно оно принимается

в пределах 6 – 10. В реальном проектировании после подбора сечения колонны определяется фактическое соотношение жесткостей, и при необходимости расчет повторяется.

При действии крановых нагрузок в работу включается не только рассматриваемая рама, но и соседние. Это приводит к тому, что фактические величины крановых нагрузок оказываются меньше расчетных. Степень влияния соседних рам учитывается введением коэффициента пространственной жесткости каркаса, который зависит от продольного шага колонн, грузоподъемности кранов и количества поперечных рам в здании. В Приложении приводится таблица П.2, при помощи которой возможно отыскать величину коэффициента пространственной жесткости.

Распечатка результатов статического расчета поперечной рамы имеется в Приложении. Она состоит из трех страниц, на которых соответственно приводятся расчетная схема колонны, таблицы с результатами расчета рамы на отдельные загрузки и сочетаний нагрузок. Из последней таблицы и выбираются расчетные сочетания усилий.

При определении расчетной комбинации усилий M и N для подбора симметричного сечения сплошной верхней части колонны необходимо из вариантов комбинаций усилий от отдельных сочетаний нагрузок в сечении «СВ» колонны выбрать наиболее неблагоприятное.

В процессе отыскания расчетной комбинации усилий M и N для подбора сечения подкрановой ветви необходимо из вариантов комбинаций усилий от различных сочетаний нагрузок в сечениях «СА» и «А» колонны выбрать наихудшую комбинацию с отрицательным моментом ($-M$), а для шатровой ветви – с положительным ($+M$).

Если при выборе наихудшей неблагоприятной комбинации усилий из возможных вариантов возникает затруднение, то в курсовом проекте допускается принимать вариант с наибольшим значением $N_{усл.}$:

- для верхней части колонны $N_{усл} = \frac{|N|}{2} + \frac{|M|}{b_г}$;

- для нижней части - $N_{усл} = \frac{|N|}{2} + \frac{|M|}{b_H}$ (для -M и +M)

Результаты расчетных комбинаций усилий для расчета колонны целесообразно оформить в виде таблицы 2.3.

Дальнейший расчет поперечной рамы может вестись параллельно по двум направлениям – проектирование стропильной фермы и расчет колонны. Студент самостоятельно должен выбрать порядок следования указанных разделов в пояснительной записке. Наиболее удобным представляется вариант, когда первым все-таки идет расчет фермы, поскольку он начинается с определения усилий в ее элементах, и, таким образом, статические расчеты как бы объединяются в единую часть. При работе над настоящим учебным пособием авторы придерживались именно такого варианта.

Таблица 2.3

Верхняя надкрановая часть	Нижняя подкрановая часть	
	Подкрановая ветвь (-M)	Шатровая ветвь (+M)
$\begin{cases} N_г = 197,1 \text{ кН} \\ M_г = 525,8 \text{ кНм} \end{cases}$ $N_{г \text{ max}} = 201,4 \text{ кН}$ (сечение СВ) $Q_B = 103,2 \text{ кН}$	$\begin{cases} N_H = 1496 \text{ кН} \\ M_H = -1477 \text{ кНм} \end{cases}$	$\begin{cases} N'_H = 1496 \text{ кН} \\ M_H = 1207 \text{ кНм} \end{cases}$
	$Q_H = 170,9 \text{ кН}$ $N_{H \text{ max}} \text{ (сечение СА)} = 1587 \text{ кН}$	
Примечание: Выбор расчетных комбинаций усилий желательно согласовать с руководителем проекта во избежание последующих грубых ошибок.		

2.5. Определение усилий в элементах фермы

В курсовом проекте, как правило, рассматривается бесфонарное покрытие по стальным стропильным фермам. Существует множество разнообразных

схем ферм, используемых в покрытиях производственных зданий. Схема фермы может быть рекомендована заданием, в противном случае ее следует выбрать и обосновать самостоятельно.

Принимаем унифицированную схему стропильной фермы, представленную на рис. 2.5. Длина панели верхнего пояса принимается равной $d=3$ м для того, чтобы конструктивно обеспечить возможность передачи нагрузки от кровли на узлы фермы.

Опираем стропильные фермы на колонны принимаем по типу «сверху». Такое решение позволяет достаточно просто осуществить заданное шарнирное сопряжение ригеля с колонной.

На ригель действуют равномерные постоянная нагрузка от собственного веса конструкций покрытия, равная $p_d=12,0$ кН/м, и временная снеговая нагрузка $p_{11}=5,60$ кН/м. Коэффициент сочетания нагрузок $\psi_{11}=1$ ([7], п. 6.2).

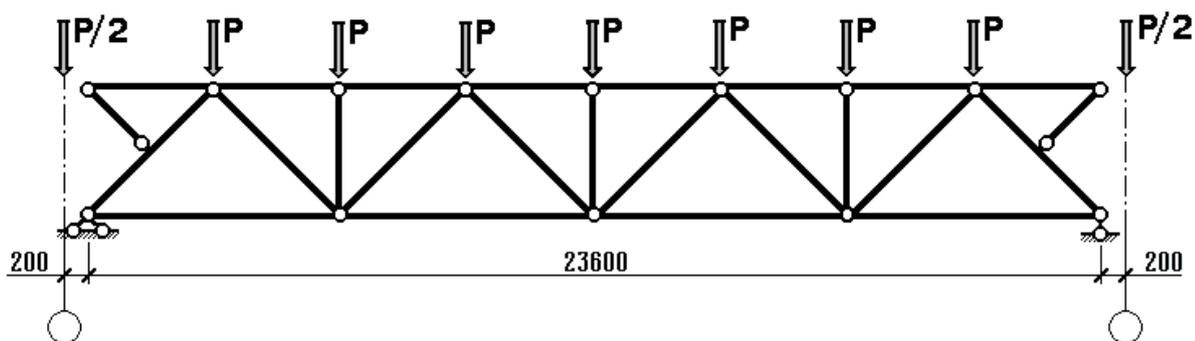


Рис. 2.5

Считается, что распределенная нагрузка от покрытия через прогоны передается в узлы верхнего пояса в виде сосредоточенных сил. Обычно, в более сложных случаях, определяются грузовые площади для каждого узла фермы. Однако, в курсовом проекте очевидно, что грузовые площади для всех промежуточных узлов верхнего пояса равны $B \cdot d = 6 \cdot 3 = 18$ (м²), а для крайних узлов, в запас прочности, несмотря на то, что крайняя панель на 200 мм короче, грузовую площадь принимают равной $B \cdot d / 2$.

Расчетные узловые сосредоточенные силы от постоянной нагрузки, действующие на промежуточные узлы равны:

$$P_d = p_d \cdot d = 12,0 \cdot 3 = 36,0 \text{ (кН)}.$$

То же от снеговой нагрузки: $P_{11} = p_{11} \cdot d = 5,60 \cdot 3 = 16,8 \text{ (кН)}$.

Окончательно, полная расчетная узловая нагрузка на промежуточные узлы составляет:

$$P = P_d + \psi_{11} \cdot P_{11} = 36,0 + 1,0 \cdot 16,8 = 52,8 \text{ (кН)}.$$

Крайние узловые силы, равные $P/2$, в рассматриваемом случае приложены к специальным отправочным маркам – опорным стойкам СО-1 и в расчете не учитываются.

Отметим, что мы ограничились определением узловой нагрузки для рядовых ферм. Фермы, поставленные в торцах здания, будут нагружены примерно вдвое меньше, чем рядовые. Однако, в целях унификации, все фермы обычно делают одинаковыми и рассчитывают по наибольшим нагрузкам.

Расчетная схема фермы определяется ее конструктивной схемой с учетом всех основных факторов, влияющих на напряженно-деформированное состояние, и существенно зависит от опыта и интуиции инженера. Однако легкие стропильные фермы являются достаточно хорошо изученными объектами, и определение их расчетных схем выполняется с учетом традиционных допущений. Считается, что:

- а) оси прямолинейных стержневых элементов в узлах пересекаются в одной точке;
- б) конструктивное решение сопряжения стержневых элементов в узлах соответствует шарнирному;
- в) одна из опор фермы является шарнирно-неподвижной, а вторая – шарнирно-подвижной;
- г) сосредоточенная нагрузка действует на узлы верхнего пояса центрально;
- д) уклон поясов мал (1,5%) и им можно пренебречь;
- е) крайние элементы верхнего пояса и шпренгели не рассматриваются;
- ж) материал стержней (сталь) работает в упругой стадии.

Таким образом, в силу принятых допущений, имеем классическую шарнирно-стержневую, а в нашем случае еще и статически определимую систему, элементы которой работают исключительно на центральное растяжение, либо сжатие.

Определение усилий в элементах подобной системы не представляет больших затруднений. Их можно отыскать различными методами (вырезания узлов, моментной точки, методом сечений, по диаграмме Максвелла-Кремоны, при помощи компьютерных программ и т.п.). В Приложении к настоящему пособию приводятся таблицы с усилиями в элементах типовых стропильных ферм от единичных сосредоточенных сил в узлах верхнего пояса на всем пролете и его половине. Умножая данные таблиц на величину расчетной узловой нагрузки, легко получить фактические величины усилий в элементах ферм.

На рисунке 2.6 показана расчетная схема фермы пролетом 24м, а в таблице 2.4 выполнено определение усилий в ее элементах.

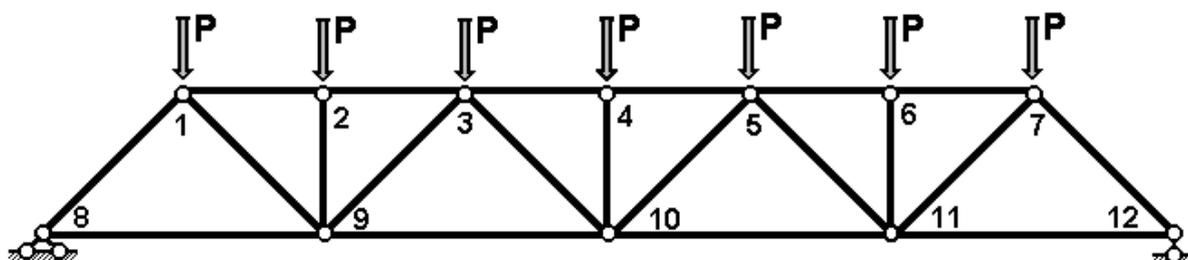


Рис. 2.6

Таблица 2.4

Стержень	Усилия, кН		Стержень	Усилия, кН	
	при P=1	при P=52,8		при P=1	при P=52,8
1-2	-6,000	-316,8	1-8	-4,950	-261,4
2-3	-6,000	-316,8	1-9	3,536	186,7
3-4	-8,000	-422,4	2-9	-1,000	-52,8
4-5	-8,000	-422,4	3-9	-2,121	-111,99
5-6	-6,000	-316,8	3-10	0,707	37,3
6-7	-6,000	-316,8	4-10	-1,000	-52,8
8-9	3,500	184,8	5-10	0,707	37,3

Окончание таблицы 2.4

9-10	7,500	396,0	5-11	-2,121	-111,99
10-11	7,500	396,0	6-11	-1,000	-52,8
11-12	3,500	184,8	7-11	3,536	186,7
			7-12	-4,950	-261,4

2.6. Подбор сечений элементов фермы

Подбор сечений центрально нагруженных элементов выполняется в соответствии с требованиями [6]. Для этого необходимо предварительно задаться типом поперечного сечения элементов фермы и определить расчетные длины последних.

Элементы поясов и решетки будем проектировать из спаренных уголков по ГОСТ 8509 и ГОСТ 8510 ([3], с. 380-387). При выборе типа сечения конкретно для каждого элемента следовало бы руководствоваться рекомендациями ([3], с. 271-273), однако, в связи с малой номенклатурой неравнополочных уголков в сокращенном сортаменте, целесообразно отказаться от их использования при подборе сечений.

Расчетные длины в плоскости фермы - $l_{ef,x}$ и из плоскости фермы - $l_{ef,y}$ плоских стержневых систем определяют в соответствии с разделом 10.1 и табл. 24 [6]. Для определения $l_{ef,y}$ элементов пояса, необходимо выбрать схемы расположения горизонтальных связей между фермами в плоскостях верхних и нижних поясов, например, с помощью ([3], рис. 11.13, с. 325). Для рассматриваемого случая примем схемы связей, представленные на рис. 11.13,б в [3]. В таблице 2.5 приводятся геометрические и расчетные длины элементов стропильной фермы для принятых типов поперечных сечений и связей.

Расчет элементов ферм на прочность при растяжении выполняют по формуле (5) [6]:

$$\frac{N}{A_n \cdot R_y \cdot \gamma_C} \leq 1,$$

где N – максимальное растягивающее усилие в элементе, кН;

A_n – площадь поперечного сечения (нетто), см²;

γ_c – коэффициент условий работы, который принимают по [6], табл. 1.

Таблица 2.5

Элемент фермы	Геометрическая длина, l_{geom} , м	Расчетные длины, м	
		$l_{ef,x}$	$l_{ef,y}$
Верхний пояс	3	$l_{ef,x}=l_{geom}=3$	$l_{ef,y}=l_{geom}=3$
Нижний пояс	6	$l_{ef,x}=l_{geom}=6$	$l_{ef,y}=2l_{geom}=12$
Опорный раскос	4,24	$l_{ef,x}=0,5l_{geom}=2,12$	$l_{ef,y}=l_{geom}=4,24$
Стойки	3	$l_{ef,x}=0,8l_{geom}=2,4$	$l_{ef,y}=l_{geom}=3$
Сжатые раскосы	4,24	$l_{ef,x}=0,8l_{geom}=3,39$	$l_{ef,y}=l_{geom}=4,24$
Растянутые раскосы	4,24	$l_{ef,x}=0,8l_{geom}=3,39$	$l_{ef,y}=l_{geom}=4,24$

Расчет на устойчивость центрально-сжатых элементов следует выполнять по формуле (7) [6]:

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

где N – максимальное сжимающее усилие, кН;

A – площадь поперечного сечения (брутто);

φ – коэффициент продольного изгиба, определяемый по табл. Д.1 или формуле (8) [6] в зависимости от типа сечения, гибкости элемента λ и расчетного сопротивления R_y стали, из которой он изготовлен.

Порядок подбора сечений сжатых и растянутых элементов легких ферм приведен в [3], с. 279 – 281. Если стержень имеет нулевое либо незначительное усилие, то подбор его сечения следует выполнять по предельной гибкости ([3], с. 283), величины которых приведены в табл. 32 и 33 [6].

Если при подборе сечения сжатых элементов решетки кроме опорного раскоса их гибкость оказывается больше 60, то коэффициент условий работы γ_c следует принимать равным 0,8 ([6], табл. 1, п.4).

В качестве примера выполним подбор сечения сжатого пояса. Максимальное расчетное усилие $N=422,4$ кН. Для изготовления элементов фермы прини-

маем сталь С245 по ГОСТ 27772. Соответствующие расчетные сопротивления определены по табл. В.5 [6] и приведены в таблице 2.6.

Таблица 2.6

Толщина проката, мм	Нормативное сопротивление проката, Н/мм ²		Расчетное сопротивление проката, Н/мм ²	
	R_{yn}	R_{un}	R_y	R_u
От 4 до 20	245	370	240	360
Св. 20 до 40	235	370	230	360

Сопряжения стержней проектируемых ферм выполняются посредством листовых фасонки, от толщины которых зависят радиусы инерции элементов из спаренных уголков. Толщину фасонки допускается назначать приближенно по максимальному усилию в стержнях решетки, в соответствии с табл. 9.2 [3]. В рассматриваемом случае $t_\phi=10$ мм.

Предварительно задаемся коэффициентом продольного изгиба $\varphi=0,6$. Тогда требуемая площадь поперечного сечения

$$A_{mp} = \frac{422,4}{0,6 \cdot 24 \cdot 1,0} = 29,33(\text{см}^2).$$

По сортаменту принимаем 2 L110x8 с площадью $A=34,4\text{см}^2$ и радиусами инерции:

- в плоскости фермы $i_x=3,39\text{см}$,
- из плоскости фермы $i_y=4,87\text{см}$, при толщине фасонки 10мм.

Определяем условные гибкости элемента в двух плоскостях:

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{300}{3,39} \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 3,02; \quad \bar{\lambda}_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{300}{4,87} \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 2,10.$$

По максимальной гибкости находим коэффициент продольного изгиба (таблица Д.1 [6], тип сечения *c*) $\varphi=0,558$.

Предельная гибкость элемента $[\lambda]=180 - 60\alpha$, где $\alpha = \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c}$.

$$\alpha = \frac{422,4}{0,558 \cdot 34,4 \cdot 24 \cdot 1,0} = 0,92; [\lambda] = 180 - 60 \cdot 0,92 \approx 125;$$

$$[\bar{\lambda}] = \bar{\lambda} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 125 \cdot \sqrt{\frac{24}{20600}} = 4,27.$$

Фактические гибкости элемента меньше предельной.

Проверяем подобранное сечение на устойчивость

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{422,4}{0,558 \cdot 34,4 \cdot 24 \cdot 1,0} = 0,92 < 1.$$

Таким образом, подобранное нами сечение отвечает требованиям прочности и устойчивости и может быть принято для верхнего пояса стропильной фермы. Аналогично выполняется подбор сечений остальных элементов.

Для удобства дальнейшей работы все вычисления сводим в таблицу 2.7 (см. ниже). В связи с тем, что ферма имеет симметричное строение, достаточно рассмотреть только ее половину. Из таблицы видно, что элементы решетки фермы выполняются из парных уголков трех типоразмеров. В реальном проектировании число типоразмеров элементов решетки ограничивают двумя-тремя. Допустимое количество типоразмеров в проекте задает руководитель.

2.7. Расчет узлов стропильной фермы

В курсовом проекте обязательным является расчет сварных швов крепления элементов решетки к фасонкам. Остальные части расчета, например, расчет опорного и монтажного узлов выполняются по заданию руководителя проекта. Результаты расчета сварных угловых швов обычно сводят в таблицу.

Материалы для сварки следует принимать по ([6], т. Г.1). Принимаем полуавтоматическую сварку в углекислом газе проволокой Св-08Г2С по ГОСТ 2246-70* диаметром 1,4 ... 2мм. Для прикрепления стержней фермы к фасонкам рекомендуется применять фланговые угловые швы с выводом их на торец уголка примерно на 20мм или применять контурную обварку ([6], п. 15.2.3).

Катеты угловых швов k_f обычно задают в зависимости от толщины свариваемых элементов. Число различных по толщине швов не должно превышать трех-четырех на всю ферму, а их катеты должны отличаться минимум на 2мм.

Требования по проектированию конструкций со сварными соединениями см. ([6], п. 14.1).

Необходимо также учитывать, что площадь сечения угловых швов, прикрепляющих стержень к фасонке должна быть распределена обратно пропорционально расстояниям от центра тяжести стержня до обушка и пера. В соответствии с этим при определении длины фланговых швов расчетное усилие следует умножать на коэффициент α - для обушка и $1-\alpha$ - для пера, где α - долевой коэффициент, зависящий от типа уголка и положения его в сечении. Для равнополочных уголков $\alpha=0,7$.

Полная конструктивная длина сварного углового шва:

$$\left. \begin{aligned} l_{об} &= \frac{\alpha N}{2\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c} + 1\text{см} \\ l_{пера} &= \frac{(1-\alpha)N}{2\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c} + 1\text{см} \end{aligned} \right\} \text{ по металлу шва}$$

$$\left. \begin{aligned} l_{об} &= \frac{\alpha N}{2\beta_z k_f R_{wz} \gamma_c} + 1\text{см} \\ l_{пера} &= \frac{(1-\alpha)N}{2\beta_z k_f R_{wz} \gamma_c} + 1\text{см} \end{aligned} \right\} \text{ по металлу границы сплавления}$$

В соответствии с [6] имеем:

$$R_{wf} = 215 \text{ МПа}, \quad (\text{табл. Г.2})$$

$$R_{wz} = 0.45 R_{un} = 0,45 \cdot 370 = 165 \text{ (МПа)}, \quad (\text{табл. 4})$$

$$\beta_f = 0,9, \beta_z = 1,05 \quad (\text{табл. 39})$$

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

$$R_{wz} \cdot \beta_z = 165 \cdot 1,05 = 173,3 \text{ (МПа)}.$$

Сравнение последних произведений дает возможность определить, какую из двух пар формул для определения полной длины сварного шва следует применять. В рассматриваемом случае необходимо выполнять расчет по металлу границы сплавления, так как второе произведение меньше первого.

Результаты расчета сведены в таблицу 2.8. Если определенная по формулам конструктивная длина сварного шва оказывается менее 5см, то длина шва увеличивается до 5см в соответствии с п. 14.1.7,в [6]. Длины швов округляются до целых сантиметров в большую сторону.

Обычно в курсовом проекте при расчете узлов фермы помимо определения длин сварных швов выполняется определение размеров опорного ребра стропильной фермы (рисунок 2.7). Ширина и толщина ребра определяются из условия его нормальной работы на смятие от действия опорной реакции фермы и конструктивных требований прикрепления к опорной стойке, а высота – по длине сварного шва, прикрепляющего ребро к фасонке.

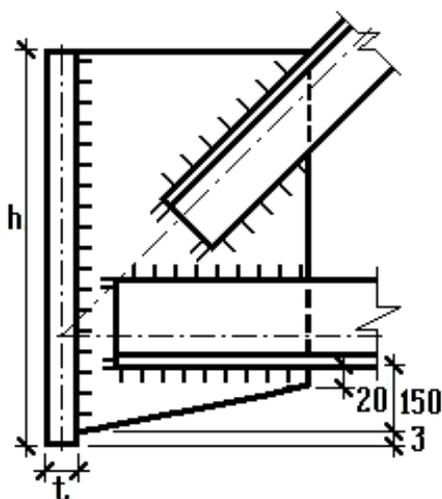


Рис. 2.7

Таблица 2.7

Тип элемента	Обозначение	Сечение	A, см ²	Усилие N, кН	Расчетные длины, см		Радиусы инерции, см		Гибкости			φ	γ_c	Проверка прочности
					$l_{ef,x}$	$l_{ef,y}$	i_x	i_y	λ_x	λ_y	[λ]			
В. пояс	3-4	 Г 110x8	34,4	-422,4	300	300	3,39	4,87	88,5	62,5	125	0,558	1,00	0,92
Н. пояс	9-10	 L 100x8	31,2	396,0	600	1200	3,07	4,47	195,4	272,7	400	-	1,00	0,53
Оп. раскос	1-8	 Г 100x8	31,2	-261,4	212	424	3,07	4,47	69,1	94,8	140	0,520	1,00	0,67
Раскос	1-9	 Г 50x5	9,6	186,7	339,2	424	1,53	2,46	222,0	173,0	400	-	1,00	0,81
Раскос	3-9	 Г 100x8	31,2	-111,99	339,2	424	3,07	4,47	110,5	94,8	180	0,434	0,8	0,43
Раскос	3-10	 Г 50x5	9,6	37,3	339,2	424	1,53	2,46	222,0	173,0	400	-	1,00	0,16
Стойка	2-9	 Г 75x6	17,6	-52,8	240	300	2,3	3,44	104,4	87,2	180	0,467	0,8	0,34

Таблица 2.8

Обозначение элемента решетки	Усилие, кН	Сечение уголков	Шов по перу		Шов по обушке	
			k_f , см	l , см	k_f , см	l , см
1-8	-261,4	100x8	0,6	5	0,8	7
1-9	186,7	50x5	0,4	5	0,6	7
2-9	-52,8	75x6	0,4	5	0,4	5
3-9	-111,99	100x8	0,4	5	0,4	6
3-10	37,3	50x5	0,4	5	0,4	5

Толщина опорного ребра из конструктивных соображений t принимается не менее t_{ϕ} и равной 12-24мм. Принимаем $t=12$ мм. Величина опорной реакции фермы равна $R=211,2$ кН. Необходимая ширина ребра из условия его нормальной работы на смятие

$$b_{mp} \geq \frac{R}{tR_p\gamma_c},$$

где R_p – расчетное сопротивление стали смятию, определяемое по таблице 2 [6]. $R_p=R_{un}/\gamma_m=370/1,025=361$ (МПа), причем γ_m – коэффициент надежности по материалу, принимаемый по таблице 3 [6]. Имеем

$$b_{mp} \geq \frac{211,2}{1,2 \cdot 36,1 \cdot 1,0} = 4,88 \text{ (см)}.$$

Ребро крепится болтами М20 к надколонной опорной стойке. Из условия размещения болтов принимаем ширину ребра $b=18$ см.

Сварной шов, прикрепляющий опорное ребро к фасонке, располагается относительно линии действия опорной реакции фермы с некоторым эксцентриситетом. Этот факт учитывается в расчете увеличением опорной реакции на 20%. Катет шва обычно принимается равным или в 1,2 раза большим толщины фасонки. Требуемая полная длина сварного шва, а значит и высота ребра

$$h_{mp} = \frac{1,2R}{2k_f\beta_z R_{wz}\gamma_c} + 1 = \frac{1,2 \cdot 211,2}{2 \cdot 0,8 \cdot 1,05 \cdot 16,5 \cdot 1} + 1 = 10 \text{ (см)}.$$

Окончательно размер h устанавливается при конструировании фермы с учетом требуемых длин сварных швов, прикрепляющих опорный раскос к узлу стропильной фермы.

2.8. Расчет колонны

Проектирование ступенчатой колонны производственного здания – достаточно сложная и объемная задача. В курсовом проекте обычно подробно выполняется подбор сечений верхней сплошной и нижней сквозной частей колонны, осуществляется расчет узла сопряжения верхней и нижней ее частей, базы и соединительной решетки. Остальные узлы и детали принимаются по конструктивным соображениям без расчета, хотя это и не совсем правильно.

Рассмотрим далее основные выполняемые в курсовом проекте этапы проектирования колонны. Их порядок строго определен и должен совпадать с принятым в настоящем пособии.

2.8.1. Расчетные длины колонны

Расчетные длины отдельных частей колонны следует определять в соответствии с п.10.3.7 и Приложением И [6]. При этом предполагается, что верхний конец колонны свободен от всяких закреплений. Такое на первый взгляд кажущееся неверным утверждение делается в связи с тем, что в однопролетной раме шарнирно соединенный с колонной ригель при воздействии горизонтальных нагрузок может свободно перемещаться в горизонтальном направлении. Для многопролетных рам, как правило, принимается, что верхний конец колонны закреплен шарнирно неподвижно.

Коэффициент расчетной длины μ_n для нижнего участка одноступенчатой колонны следует принимать в зависимости от следующих величин (рисунок 2.8 и таблица 2.3):

$$n = \frac{J_2 H_n}{J_1 H_e} = \frac{1 \cdot 11,63}{10 \cdot 5,57} = 0,209; \quad \beta = \frac{N_1 + N_2}{N_2} = \frac{1587 + 201,4}{201,4} = 8,88;$$

$$\alpha_1 = \frac{H_e}{H_n} \sqrt{\frac{J_1}{J_2 \beta}} = \frac{5,57}{11,63} \sqrt{\frac{10}{1 \cdot 8,88}} = 0,51.$$

В нашем случае по табл. И.3 [1] имеем $\mu_n = 2,15$, тогда по формуле

$$(И.5) \quad \mu_b = \frac{\mu_n}{\alpha_1} \leq 3; \quad \mu_b = \frac{2,15}{0,51} = 4,22 > 3, \text{ принимаем } \mu_b = 3.$$

Расчетная длина верхней части колонны в плоскости рамы:

$$l_{ex} = \mu_e \cdot H_e = 3 \cdot 5,57 = 16,71(\text{м}).$$

Для нижней части соответственно имеем:

$$l_{nx} = \mu_n \cdot H_n = 2,15 \cdot 11,63 = 25,0(\text{м}).$$

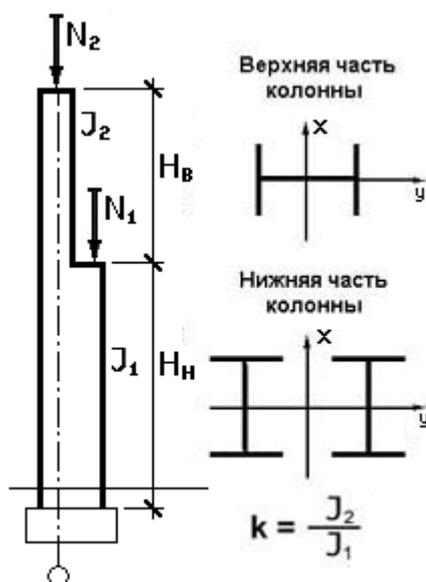


Рис. 2.8

Расчетные длины верхней l_{ey} и нижней l_{ny} частей колонны из плоскости рамы определяем в соответствии с рис. 2.9 предварительно задавшись конструктивной схемой вертикальных связей по колоннам.

В высоких зданиях для уменьшения расчетной длины l_{ny} целесообразно устанавливать распорки по всему ряду колонн. Тогда $l_{ny} = H_H/2 = 11,63/2 = 5,82$ (м). $l_{ey} = H_б - h_б = 5,57 - 1 = 4,57$ (м).

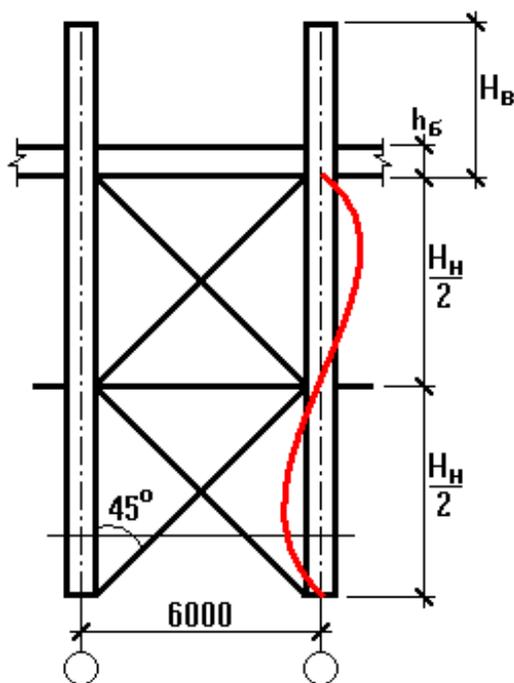


Рис. 2.9

2.8.2. Подбор сечения верхней части колонны

Верхняя часть колонны согласно [6] должна рассчитываться на прочность или устойчивость при внецентренном сжатии и проектируется из прокатного двутавра. При выполнении курсового проекта в учебных целях, как правило, выполняется более сложный и трудоемкий расчет на устойчивость в плоскости и из плоскости рамы. Аналогичный подход реализован и в настоящем пособии.

Предварительно определяется требуемая площадь поперечного сечения двутавра, которая находится из условия его устойчивости в плоскости рамы (в плоскости действия момента) по формуле (109) [6]:

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

где N – продольное усилие, приложенное с эксцентриситетом e ; $\gamma_c = 1,05$ – коэффициент условий работы для колонн одноэтажных производствен-

ных зданий с мостовыми кранами, определяемый по табл. 1 [6]; φ_e - коэффициент устойчивости, принимаемый по табл. Д.3 [6] в зависимости от условной гибкости стержня

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_{ex}}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$$

и приведенного относительного эксцентриситета

$$m_{ef} = \eta m = \eta \frac{eA}{W},$$

причем W – момент сопротивления сечения для наиболее сжатого волокна, а η – коэффициент влияния формы сечения, определяемый по табл. Д.2 [6].

Для симметричного двутавра можно воспользоваться следующими приближенными зависимостями:

$$i_x \approx 0,42h; \quad \rho_x \approx 0,35h; \quad \eta \approx 1,25,$$

тогда

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_{ex}}{0,42h} \sqrt{\frac{R_y}{E}}; \quad m_{ef} = \eta \frac{e}{\rho_x} = 1,25 \frac{M}{N \cdot 0,35h}.$$

Определив условную гибкость и приведенный относительный эксцентриситет, находим коэффициент устойчивости и вычисляем требуемую площадь поперечного сечения двутавра. В рассматриваемом случае имеем:

$$h = 0,7 \text{ м}, \quad \bar{\lambda}_x = \frac{16,71}{0,42 \cdot 0,7} \sqrt{\frac{24}{20600}} = 1,94, \quad m_{ef} = \frac{1,25 \cdot 525,8}{197,1 \cdot 0,35 \cdot 0,7} = 13,61.$$

Коэффициент устойчивости $\varphi_e = 0,097$, а требуемая площадь поперечного сечения двутавра

$$A_{mp} = \frac{N}{\varphi_e R_y \gamma_c} = \frac{197,1}{0,097 \cdot 24 \cdot 1,05} = 85,9 \text{ (см}^2\text{)}.$$

Несколько проще можно определить требуемую площадь сечения по следующей формуле

$$A_{mp} = \frac{N}{R_y \gamma_c} \left(1,25 + 2,8 \frac{e}{b_e} \right) = \frac{197,1}{24 \cdot 1} \left(1,25 + 2,8 \frac{52580}{197,1 \cdot 70} \right) = 97,9 \text{ (см}^2\text{)}.$$

Кроме того, необходимо дополнительно отыскать требуемые радиусы инерции сечения, исходя из условия, что предельная гибкость стержня равна 120 ([6], табл. 32 при $\alpha=1$):

$$i_{x,mp} = \frac{l_{ex}}{[\lambda]} = \frac{1671}{120} = 13,9 \text{ (см)}; \quad i_{y,mp} = \frac{l_{ey}}{[\lambda]} = \frac{457}{120} = 3,81 \text{ (см)}.$$

С учетом назначенной выше величины $h_e=700$ мм, по сортаменту принимаем двутавр 70Б1 по ГОСТ 26020-83 с $h=691$ мм, $A=164,7$ см², $J_x=125930$ см⁴, $W_x=3645$ см³, $i_x=27,65$ см, $J_y=4556$ см⁴, $i_y=5,26$ см, $b_f=260$ мм, $t_f=15,5$ мм, $t_w=12$ мм, $r_1=24$ мм.

Последовательно вычисляем:

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

$$e = \frac{M}{N} = \frac{525,8}{197,1} = 2,67 \text{ (м)},$$

$$m = \frac{eA}{W} = \frac{267 \cdot 164,7}{3645} = 12,06, \quad \bar{\lambda}_x = \frac{l_{ex}}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{1671}{27,65} \sqrt{\frac{24}{20600}} = 2,06,$$

по табл.Д.2 [6] $\eta = 1,26$,

$$m_{ef} = \eta m = 1,26 \cdot 12,06 = 15,2, \quad \varphi_e = 0,088.$$

Проверяем устойчивость верхней части колонны в плоскости действия момента:

$$\frac{N}{\varphi_e A \cdot R_y \gamma_c} = \frac{197,1}{0,088 \cdot 164,7 \cdot 24 \cdot 1,05} = 0,54 < 1.$$

Устойчивость стержня обеспечена.

Предельная гибкость

$$[\lambda_x] = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \frac{197,1}{0,088 \cdot 164,7 \cdot 24 \cdot 1,05} = 147,6.$$

$$\text{Фактическая гибкость } \lambda_x = \frac{l_{ex}}{i_x} = \frac{1671}{27,65} = 60,4 < [\lambda_x].$$

Переходим к проверке верхней части колонны из плоскости действия момента. Она выполняется по формуле (111) [6]:

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

где коэффициент c определяется в зависимости от величины относительного эксцентриситета m_x , который, в свою очередь, принимается в соответствии с требованиями п. 9.2.5 и 9.2.6 [6].

$$\text{В рассматриваемом случае } m_x = \frac{2}{3}m = \frac{2}{3}12,06 = 8,04 \quad (\text{п.9.2.6 [6]}),$$

следовательно, c находится по формуле (114) [6]

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

Для отыскания c_5 необходимо предварительно вычислить ([6], п. 9.2.5, табл. 21):

$$\lambda_y = \frac{l_{ey}}{i_y} = \frac{457}{5,26} = 86,9; \quad \bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 86,9 \sqrt{\frac{24}{20600}} = 2,97 < 3,14,$$

$$\alpha_5 = 0,65 + 0,05m_5 = 0,65 + 0,05 \cdot 5 = 0,9; \quad \beta_5 = 1; \quad \varphi_y = 0,649;$$

$$c_5 = \frac{\beta_5}{1 + \alpha_5 m_5} = \frac{1}{1 + 0,9 \cdot 5} = 0,182.$$

Нахождение c_{10} осуществляется по формуле (113) и Приложению Ж [6]. Это одна из наиболее трудоемких задач расчета. Цель работы с Приложением Ж – отыскание величины коэффициента φ_b . Для балок двутаврового сечения с двумя осями симметрии сначала необходимо последовательно вычислить:

- момент инерции двутавра при кручении (Приложение Д [6])

$$J_t = 0,433 \sum_{i=1}^3 b_i t_i^3 = 0,433 \cdot [2 \cdot 26 \cdot 1,55^3 + (69,1 - 2 \cdot 1,55) \cdot 1,2^3] = 133,2 \text{ (см}^4\text{)},$$

в последней формуле b и t – ширина и толщина листов, образующих сечение двутавра;

- коэффициент α (формула (Ж.4) [6])

$$\alpha = 1,54 \frac{J_t}{J_y} \left(\frac{l_{ey}}{h} \right)^2 = 1,54 \cdot \frac{133,2}{4556} \cdot \left(\frac{457}{69,1} \right)^2 = 1,97;$$

- коэффициент ψ (таблица Ж.1 [6] при двух и более закреплениях сжатого пояса в пролете, в соответствии с требованиями п. 9.2.5)

$$\psi = 2,25 + 0,07\alpha = 2,25 + 0,07 \cdot 1,97 = 2,39;$$

- коэффициент φ_1 (формула (Ж.3) [6])

$$\varphi_1 = \psi \frac{J_y}{J_x} \left(\frac{h}{l_{ey}} \right)^2 \frac{E}{R_y} = 2,39 \cdot \frac{4556}{125930} \cdot \left(\frac{69,1}{452} \right)^2 \cdot \frac{2,06 \cdot 10^5}{240} = 1,735 > 0,85;$$

- коэффициент φ_b (формула (Ж.2) [6])

$$\varphi_b = 0,68 + 0,21\varphi_1 = 0,68 + 0,21 \cdot 1,735 = 1,044 > 1, \text{ поэтому } \varphi_b = 1.$$

Наконец, возможно отыскать c_{10} по формуле (113) [6]:

$$c_{10} = \frac{1}{1 + m_{10} \varphi_y / \varphi_b} = \frac{1}{1 + 10 \cdot 0,649 / 1} = 0,134.$$

Фактический коэффициент c

$$c = c_5 (2 - 0,2m_x) + c_{10} (0,2m_x - 1) = 0,182 \cdot (2 - 0,2 \cdot 8,04) + 0,134 \cdot (0,2 \cdot 8,04 - 1) = 0,153.$$

Если $\bar{\lambda}_y > 3,14$, необходимо сравнить найденное значение c с c_{max}

(Приложение Д [6]). В нашем случае этого делать не нужно.

Проверяем устойчивость верхней части колонны из плоскости рамы

$$\frac{N}{c \varphi_y A R_y \gamma_c} = \frac{197,1}{0,153 \cdot 0,649 \cdot 164,7 \cdot 24 \cdot 1,05} = 0,478 < 1.$$

Устойчивость верхней части колонны обеспечена.

В соответствии с требованиями п.9.4 [6] необходимо выполнить проверку устойчивости стенок и полок двутавра верхней части колонны.

Вычисляем условную гибкость стенки (п. 9.4.2 [6]):

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{61,2}{1,2} \sqrt{\frac{24}{20600}} = 1,74,$$

причем $h_{ef} = h - 2t_f - 2r_1 = 69,1 - 2 \cdot 1,55 - 2 \cdot 2,4 = 61,2$ (см) (п.7.3.1 [6]).

Поскольку в нашем случае $\frac{N}{\varphi_e A \cdot R_y \gamma_c} = 0,54 < 0,8$ предельную условную

гибкость стенки следует определять по формуле (127) таблицы 22 [6]

(см. п.9.4.3). Последовательно находим:

- наибольшее сжимающее напряжение у расчетной границы стенки ($h_{ef} = h - t_f$), принимаемое со знаком «плюс» и вычисленное без учета коэффициента φ_e

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot h_{ef}}{J_x \cdot 2} = \frac{197,1}{164,7} + \frac{52580 \cdot 61,2}{125930 \cdot 2} = 13,97 \text{ (кН/см}^2\text{)};$$

- соответствующее напряжение у противоположной расчетной границы стенки

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \cdot h_{ef}}{J_x \cdot 2} = \frac{197,1}{164,7} - \frac{52580 \cdot 61,2}{125930 \cdot 2} = -11,58 \text{ (кН/см}^2\text{)};$$

- параметр α

$$\alpha = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1} = \frac{13,97 - (-11,58)}{13,97} = 1,83;$$

- коэффициент c_{cr} , определяемый по таблице 17 в зависимости от α – $c_{cr} = 25,75$;

- среднее касательное напряжение в рассматриваемом сечении

$$\tau = \frac{Q}{t_w h_w} = \frac{81,1}{1,2 \cdot 61,2} = 1,10 \text{ (кН/см}^2\text{)};$$

- параметр β

$$\beta = 0,15 c_{cr} \frac{\tau}{\sigma_1} = 0,15 \cdot 25,75 \cdot \frac{1,10}{13,97} = 0,304.$$

Предельная условная гибкость стенки (формула (127) таблицы 22 [6])

$$\begin{aligned}\bar{\lambda}_{uw} = \bar{\lambda}_{uw2} &= 1,42 \sqrt{\frac{c_{cr} R_y \gamma_c}{\sigma_1 (2 - \alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\beta^2})}} = \\ &= 1,42 \sqrt{\frac{25,75 \cdot 24 \cdot 1,05}{13,97 \cdot (2 - 1,83 + \sqrt{1,83^2 + 4 \cdot 0,304^2})}} = 6,97.\end{aligned}$$

Согласно этой же формуле предельная условная гибкость стенки не может быть больше $\bar{\lambda}_{uw} \leq 0,7 + 2,4\alpha = 0,7 + 2,4 \cdot 1,83 = 5,09$, поэтому окончательно $\bar{\lambda}_w = 1,74 < \bar{\lambda}_{uw} = 5,09$ – стенка устойчива.

Как указано в п.9.4.4 [6] стенку колонны при $\bar{\lambda}_w > 2,3$ следует, как правило, укреплять поперечными ребрами жесткости в соответствии с требованиями п.7.3.3 [6]. Очевидно, что в нашем случае этого делать не нужно.

В соответствии с требованиями п.9.4.7 устойчивость поясов (полк) внецентренно-сжатых (сжато-изгибаемых) стержней с гибкостью $0,8 \leq \bar{\lambda}_x \leq 4$ следует считать обеспеченной, если условная гибкость свеса

пояса (полки) $\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ не превышает значений предельной услов-

ной гибкости $\bar{\lambda}_{uf}$, определяемых по формулам таблицы 23 [6]. Рассматриваемому случаю соответствует тип сечения 1 в таблице 23, однако формула (132) этой таблицы применима, когда $0 \leq m_x \leq 5$, а в нашем случае $m_x = 8,04$, поэтому при определении предельной условной гибкости полки необходимо учитывать примечание к таблице 23. Последовательно определяем:

- предельное значение условной гибкости свеса пояса центрально-сжатого элемента, определяемое согласно требованиям п. 7.3.8 [6],

$$\bar{\lambda}_{ufc} = 0,36 + 0,1\bar{\lambda}_x = 0,36 + 0,1 \cdot 2,04 = 0,564;$$

- предельная условная гибкость полки по формуле (132) и $m_x = 5$

$$\bar{\lambda}_{uf} = \bar{\lambda}_{ufc} - 0,01(1,5 + 0,7\bar{\lambda}_x)m_x = 0,564 - 0,01 \cdot (1,5 + 0,7 \cdot 2,04) \cdot 5 = 0,42;$$

- предельная условная гибкость полки по п.8.5.18 и $m_x = 20$

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0,5 \sqrt{\frac{R_y}{\sigma_c}} = 0,5 \sqrt{\frac{24}{13,61}} = 0,66,$$

причем σ_c - напряжение в сжатом поясе

$$\sigma_c = \frac{N}{\varphi_e A} = \frac{197,1}{0,088 \cdot 164,7} = 13,61 \text{ (кН/см}^2\text{)};$$

- предельная условная гибкость полки по интерполяции между двумя полученными значениями для $m_x = 8,04$ будет равна $\bar{\lambda}_{uf} = 0,469$.

Расчетная ширина свеса полки b_{ef} определяется по п.7.3.7 [6], как расстояние от начала внутреннего закругления до края полки:

$$b_{ef} = \frac{b_f - t_w - 2r_1}{2} = \frac{26,0 - 1,2 - 2 \cdot 2,4}{2} = 10 \text{ (см)}.$$

Фактическая условная гибкость свеса пояса (полки)

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{10}{1,55} \sqrt{\frac{24}{20600}} = 0,22 < \bar{\lambda}_{uf} = 0,469 \text{ – полка устойчива.}$$

Следует заметить, что размеры прокатных двутавров, выпускаемых по отечественным нормативным документам, априори обеспечивают устойчивость их стенок и полок, и последние проверки можно было бы и не выполнять, однако в [6] нет никаких указаний на этот счет.

2.8.3. Подбор сечения нижней части колонны

Нижняя часть колонны проектируется сквозной, симметричного сечения, состоящей из двух прокатных двутавров, соединенных друг с другом решеткой из прокатных равнополочных уголков. Расчетные комбинации усилий и расчетные длины определены выше. Общий вид сечения нижней части колонны и расположение осей показаны на рис. 2.10. В расчетах необходимо учитывать, что оси повернуты на 90^0 по отношению к осям, принятым в сортаменте двутавровых балок, поэтому геометрические характеристики сечения должны выбираться с учетом отмеченного факта, во избежание грубых ошибок. Кроме того, следует за-

метить, что фактическое расстояние между ветвями меньше, чем размер b_H , и зависит от ширины полки двутавра шатровой ветви. В связи с тем, что сечение ветвей еще неизвестно, ориентировочно определяем усилия в ветвях по формуле $N_{усл} = \frac{|N|}{2} + \frac{|M|}{0,8h_H}$:

- шатровая ветвь $N_1 = \frac{1496}{2} + \frac{1207}{0,8 \cdot 1,25} = 1955 \text{ (кН)}$;

- подкрановая ветвь $N_2 = \frac{1496}{2} + \frac{1477}{0,8 \cdot 1,25} = 2225 \text{ (кН)}$.

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

$$A_{mp} = \frac{N_{max}}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{2225}{0,6 \cdot 24 \cdot 1,05} = 147 \text{ (см}^2\text{)}.$$

Кроме требуемой площади целесообразно найти требуемый радиус инерции сечения ветви относительно оси Y (из плоскости рамы):

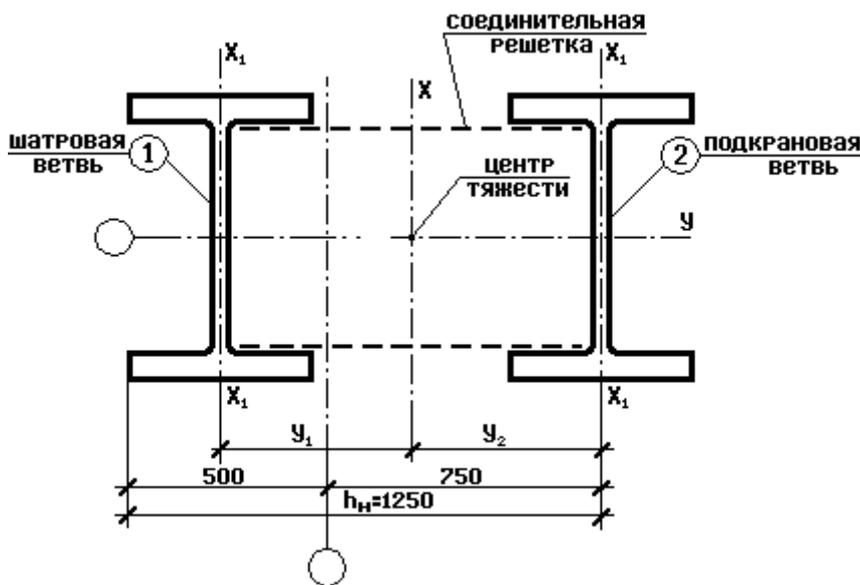


Рис. 2.10

$$i_{y,mp} = \frac{l_{ny}}{[\lambda]} = \frac{582}{120} = 4,85 \text{ (см)}.$$

По сортаменту принимаем двутавр 35Ш2 по ГОСТ 26020-83 с $h=341\text{мм}$, $A=104,7\text{см}^2$, $J_y=22070\text{см}^4$, $W_y=1295\text{см}^3$, $i_y=14,52\text{см}$, $J_x=3650\text{см}^4$, $i_x=5,9\text{см}$, $b_f=250\text{мм}$, $t_f=14\text{мм}$, $t_w=10\text{мм}$, $r_1=20\text{мм}$.

Уточняем усилия в ветвях по формуле $N_{\text{усл}} = \frac{|N|}{2} + \frac{|M|}{h_H - b_f/2}$:

$$\text{- шатровая ветвь} \quad N_1 = \frac{1496}{2} + \frac{1207}{1,25 - 0,25/2} = 1821 \text{ (кН)};$$

$$\text{- подкрановая ветвь} \quad N_2 = \frac{1496}{2} + \frac{1477}{1,25 - 0,25/2} = 2061 \text{ (кН)}.$$

Проверяем устойчивость ветви из плоскости рамы:

$$\lambda_y = \frac{l_{ny}}{i_y} = \frac{582}{14,5} = 40,1; \quad \varphi_y = 0,909 \text{ (тип сечения } b, \text{ табл. Д.1 [6])},$$

$$\frac{N_{\text{max}}}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{2061}{0,909 \cdot 104,7 \cdot 24 \cdot 1,05} = 0,86 < 1 \text{ – проверка выполняется.}$$

Из условия равноустойчивости ветви в плоскости и из плоскости рамы определяем максимальное расстояние между узлами решетки (рис. 2.11):

$$\lambda_{x1} = \frac{l_{e1}}{i_{x1}} = \lambda_y \quad \Rightarrow \quad l_{e1} = \lambda_y i_{x1} = 40,1 \cdot 5,9 = 237 \text{ (см)}.$$

Расстояние между ветвями колонны (в обозначениях [6] это b)

$$b = h'_H = h_H - b_f/2 = 1,25 - 0,25/2 = 1,125 \text{ м}.$$

Высота нижней части колонны $H_H = 11,63\text{м}$. В эту высоту входит и узел сопряжения верхней и нижней частей колонны – траверса. Высота траверсы обычно принимается равной $0,5 \div 0,8 h_H$. В рассматриваемом примере принимаем высоту траверсы 1 метр. Разделив оставшуюся часть H_H на целое число панелей и расположив раскосы решетки по отношению к ветви под углом $30 - 45^\circ$, назначим $2l_{e1}=2370\text{мм}$. Проверяем устойчивость ветвей в плоскости рамы

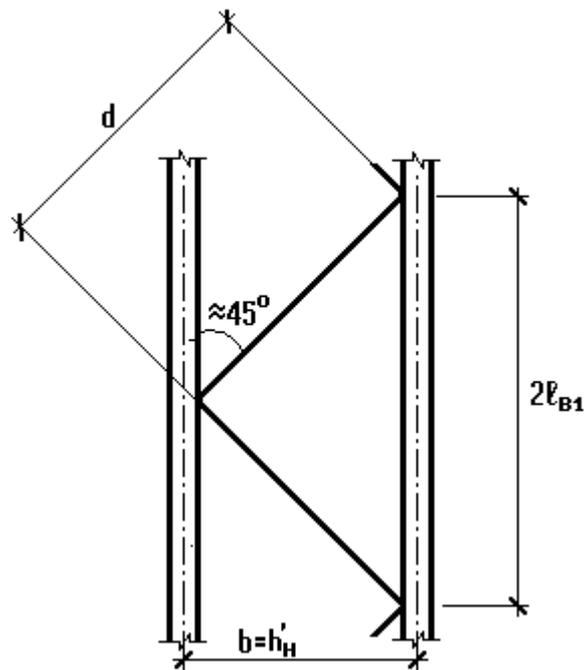


Рис. 2.11

$$\lambda_{x1} = \frac{2l_{B1}}{i_{x1}} = \frac{237}{5,9} = 40,2; \quad \varphi_1 = 0,909;$$

$$\frac{N_{\max}}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{2061}{0,909 \cdot 104,7 \cdot 24 \cdot 1,05} = 0,86 < 1 \text{ – проверка выполняется.}$$

Выполняем расчет соединительной решетки подкрановой части колонны. Для этого необходимо выбрать максимальную из фактически действующей и условной поперечной сил. Фактическая поперечная сила Q была определена нами ранее, при выполнении статического расчета поперечной рамы – $Q=170,9$ кН. Условная поперечная сила Q_{fic} находится по формуле (18) [6], однако ее же можно определить проще при помощи таблицы 8.2 [3]:

$$\text{при } R_y=240\text{МПа} - Q_{fic}=0,26A=0,26 \cdot 2 \cdot 104,7=54,4(\text{кН}).$$

В последней формуле необходимо принимать полную площадь нижней части колонны. Сравнивая Q_{fic} и Q , принимаем для расчета большее значение $Q = 170,9$ кН. Условная поперечная сила, приходящаяся на одну плоскость решетки $Q_s = Q / 2 = 170,9 / 2 = 85,45$ кН.

Раскосы решетки расположены под углом α к ветви, причем

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{b'_H}{l_{e1}} = \frac{1,125}{1,185} = 0,949; \quad \alpha = 43,5^0. \text{ Длина раскоса}$$

$$d = l_{e1} / \cos \alpha = 1,185 / 0,725 = 1,63 \text{ (м)}.$$

Усилие сжатия в раскосе

$$N_d = \frac{\alpha_1 Q_s d}{h'_H} = \frac{1 \cdot 85,45 \cdot 163}{112,5} = 123,8 \text{ (кН)},$$

причем α_1 – коэффициент, принимаемый по п. 7.2.9 [6].

Требуемая площадь раскоса решетки

$$A_{d,mp} = \frac{N_p}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{123,8}{0,6 \cdot 24 \cdot 0,75} = 11,5 \text{ (см}^2\text{)},$$

причем $\gamma_c = 0,75$ – как для одиночного уголка, прикрепляемого одной полкой (табл. 1 [6]). Принимаем уголок 90x7 с $A_d = 12,28 \text{ см}^2$ и минимальным радиусом инерции $i_{min} = 1,78 \text{ см}$.

Гибкость раскоса $\lambda_p = d / i_{min} = 163 / 1,78 = 91,6$; коэффициент устойчивости по табл. Д.1 для сечения типа *c* по табл. 7 [6] $\varphi = 0,617$. Проверяем устойчивость раскоса

$$\frac{N_d}{\varphi A_d} = \frac{124,2}{0,617 \cdot 12,28 \cdot 24 \cdot 0,75} = 0,91 < 1 \text{ – проверка выполняется.}$$

Проверяем устойчивость нижней части колонны как единого стержня в плоскости действия момента. Для этого определяем геометрические характеристики всего сечения:

$$A = 2 \cdot 104,7 = 209,4 \text{ (см}^2\text{)};$$

$$J_x = 2 \left[J_{x1} + A_e \left(\frac{b'_H}{2} \right)^2 \right] = 2 \cdot \left[3650 + 104,7 \cdot \left(\frac{112,5}{2} \right)^2 \right] = 669855 \text{ (см}^4\text{)};$$

$$i_x = \sqrt{\frac{J_x}{A}} = \sqrt{\frac{669855}{209,4}} = 56,6 \text{ (см)}.$$

$$\text{Гибкость стержня } \lambda_x = \frac{l_{nx}}{i_x} = \frac{2500}{56,6} = 44,2;$$

приведенная гибкость составного элемента с соединением ветвей на решетке (табл. 8 [6])

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha_1 \frac{A}{A_{d1}}} = \sqrt{44,2^2 + 28,9 \cdot \frac{209,4}{24,56}} = 46,9,$$

здесь $A_{d1} = 2A_p$;

α_1 – коэффициент, принимаемый по формуле 15 [6],

$$\alpha = 10 \frac{d^3}{b'_h{}^2 l_{e1}} = 10 \cdot \frac{163^3}{112,5^2 \cdot 118,5} = 28,9.$$

Условная приведенная гибкость

$$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 46,9 \sqrt{\frac{24}{20600}} = 1,60.$$

Для комбинации усилий, догружающих подкрановую ветвь:

$$m = \frac{MA}{NJ_x} \frac{b'_h}{2} = \frac{147700 \cdot 209,4}{1496 \cdot 669855} \cdot \frac{112,5}{2} = 1,74, \quad \varphi_e = 0,334 \text{ по табл. Д.4 [6];}$$

$$\frac{N}{\varphi_e AR_y \gamma_c} = \frac{1496}{0,334 \cdot 209,4 \cdot 24 \cdot 1,05} = 0,849 < 1.$$

Для комбинации усилий, догружающих шатровую ветвь:

$$m = \frac{MA}{NJ_x} \frac{b'_h}{2} = \frac{120700 \cdot 209,4}{1496 \cdot 669855} \cdot \frac{112,5}{2} = 1,42, \quad \varphi_e = 0,375 \text{ по табл. Д.4 [6];}$$

$$\frac{N}{\varphi_e AR_y \gamma_c} = \frac{1496}{0,375 \cdot 209,4 \cdot 24 \cdot 1,05} = 0,756 < 1.$$

Проверки выполняются. Устойчивость сквозной колонны как единого стержня из плоскости действия момента проверять не нужно, так как устойчивы отдельные ветви. Поскольку курсовой проект является учебным и ветви выполнены из прокатных двутавров, проверку устойчивости полок и стенок отдельных ветвей нижней части колонны не выполняем.

2.8.4. Расчет и конструирование

узла сопряжения верхней и нижней частей колонны

Узел сопряжения верхней и нижней частей колонны (траверса) является одним из важнейших узлов колонны. Его расчет и конструирование достаточно трудоемкий процесс, и, несмотря на то, что в настоящем пособии выполняется полное проектирование траверсы по серии 1.424.3-7, конкретный объем вычислений устанавливает руководитель проекта. Общий вид узла, необходимые разрезы и расчетная схема траверсы показаны на рисунке 2.12, причем все позиции и номера сварных швов приняты по указанной выше серии. Траверсу проектируем из стали С255.

Расчетными нагрузками на узел являются комбинация усилий, догружающая внутреннюю полку верхней части колонны в месте изменения сечения последней (сечение Cb), а также максимальное давление крана.

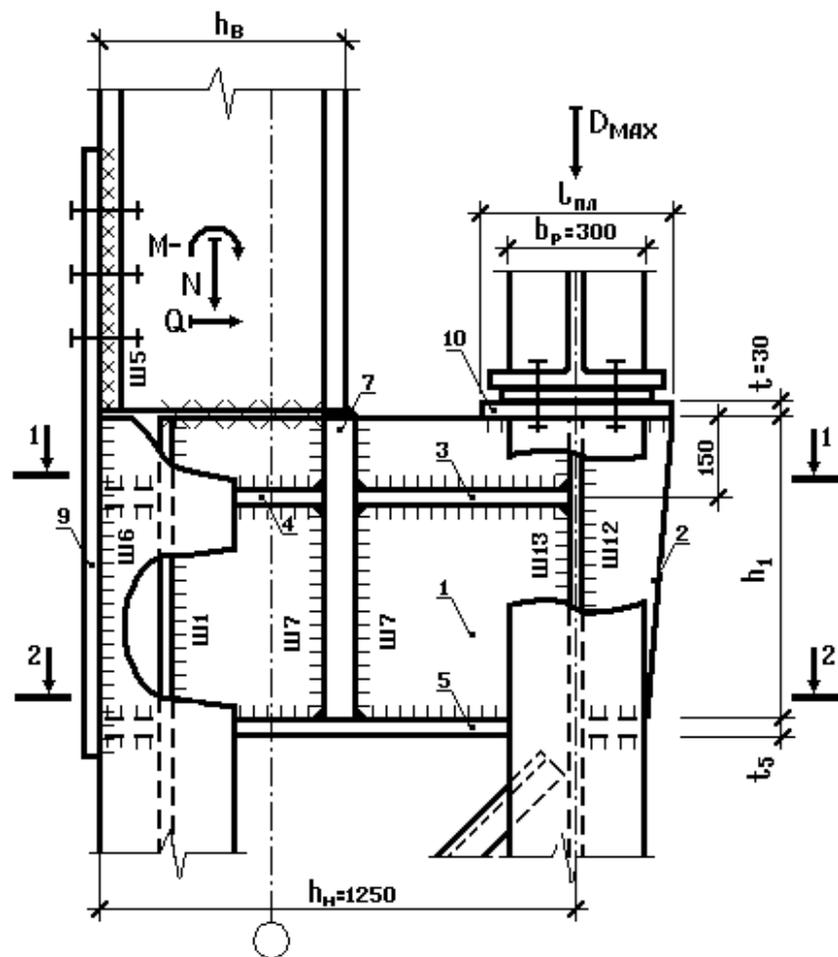
В условиях рассматриваемого примера имеем: $N = 197,1\text{кН}$, $M = -182,6\text{кНм}$, $Q=170,9\text{кН}$, $D_{max} = 1443\text{кН}$. Давление, передающееся от верхней части колонны на траверсу, $F_1 = N / 2 + | M | / h_e = 197,1 / 2 + 182,6 / 0,691 = 362,8(\text{кН})$.

Выполняем расчет стенки траверсы (поз. 1 на рис. 2.12). Параметры l_1 и l_2 находятся с учетом фактических размеров поперечных сечений колонны:

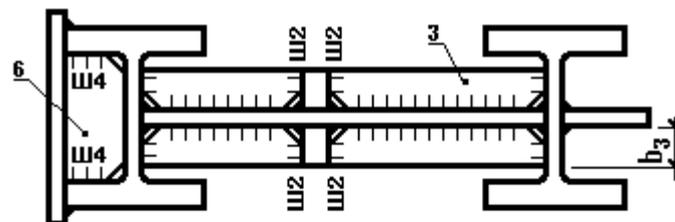
$$l_1 = h_e - \frac{b_f}{2} = 69,1 - \frac{25}{2} = 56,6(\text{см}),$$

$l_2 = h_n - \frac{b_f}{2} - l_1 = 125 - \frac{25}{2} - 56,6 = 55,9(\text{см})$, причем b_f – ширина полки шатровой ветви.

Опорные реакции в однопролетной балке, загруженной сосредоточенной силой F_1 :



1-1



2-2

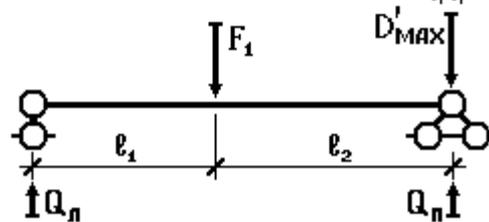
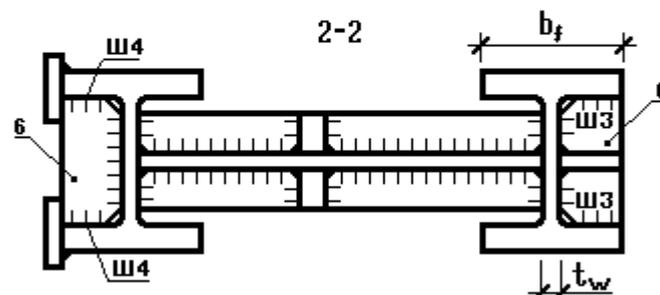


Рис. 2.12

$$Q_l = \frac{F_1 l_2}{l_1 + l_2} = \frac{362,8 \cdot 55,9}{56,6 + 55,9} = 180 \text{ (кН)}, \quad Q_n = \frac{F_1 l_1}{l_1 + l_2} + D'_{\max},$$

где D'_{\max} – часть кранового давления, передающаяся на стенку траверсы. Обычно считается, что крановая нагрузка на элементы траверсы передается пропорционально площадям опирания подкрановых балок на эти элементы. При этом необходимо учесть неравномерную передачу усилия от возможного перекоса подкрановых балок введением поправочного коэффициента $k = 1,2$, а также то, что при определении величины F_1 рассматривалось несколько временных нагрузок, поэтому следует умножить крановую нагрузку на коэффициент сочетаний, согласно [7]. В итоге получим

$$D'_{\max} = \psi_{t2} \frac{k D_{\max}}{2} = 0,9 \cdot \frac{1,2 \cdot 1443}{2} = 779,2 \text{ (кН)},$$

откуда

$$Q_n = \frac{362,8 \cdot 56,6}{56,6 + 55,9} + 779,2 = 962 \text{ (кН)}.$$

Изгибающий момент в стенке траверсы

$$M_1 = Q_l l_1 = 180 \cdot 56,6 = 10188 \text{ (кНсм)}.$$

Высота траверсы была принята ранее, поэтому, предварительно оставляя 25мм на возможную толщину нижней полки траверсы t_5 , принимаем $h_1 = 0,975$ м, а толщина стенки определяется из условия ее смятия от давления крана. Давление передается через пластину 10 (рис. 2.12) и длина участка, на котором оно действует, определяется согласно формуле (48) [6] $l_{ef} = b_p + 2 t_{10} = 30 + 2 \cdot 3 = 36$ (см). Строго говоря, ширина ребра подкрановой балки определяется расчетом, однако, поскольку в курсовом проекте подкрановая балка не проектируется, из опыта проектирования ее можно принять равной 30см.

Толщина стенки траверсы

$$t_1 \geq \frac{1,2 \cdot D_{\max}}{l_{ef} R_p \gamma_c} = \frac{1,2 \cdot 1443}{36 \cdot 36,1 \cdot 1,05} = 1,27 \text{ (см)},$$

где R_p – расчетное сопротивление стали смятию, определяемое по таблице 2 [6]. $R_p=R_{un}/\gamma_m=370/1,025=361$ (МПа), причем γ_m – коэффициент надежности по материалу, принимаемый по таблице 3 [6]. Коэффициент 1,2 в числителе выражения для определения t_1 учитывает возможный перекося опорного ребра подкрановой балки. По сортаменту принимаем $t_1 = 1,4$ см.

Момент сопротивления стенки траверсы

$$W_1 \geq \frac{t_1 h_1^2}{6} = \frac{1,4 \cdot 97,5^2}{6} = 2218 \text{ (см}^3\text{)}.$$

Прочность стенки по нормальным напряжениям

$$\frac{M_1}{W_1 R_y \gamma_c} = \frac{10203}{2218 \cdot 24 \cdot 1,05} = 0,18 < 1;$$

Прочность стенки из условия среза в опорном сечении по формуле (54) [6]

$$\frac{Q_{\max}}{t_1 h_1 R_s \gamma_c} = \frac{962}{1,4 \cdot 97,5 \cdot 13,8 \cdot 1,05} = 0,486 < 1 \text{ – проверка выполняется.}$$

В последнем выражении R_s – расчетное сопротивление стали сдвигу, определяемое по таблице 2 [6].

$$R_s=0,58R_{yn}/\gamma_m=0,58 \cdot 245/1,025=138 \text{ (МПа)}.$$

Прочность стенки из условия среза в опорном сечении по формуле (54) [6]

$$\frac{Q_{\max}}{t_1 h_1 R_s \gamma_c} = \frac{962}{1,4 \cdot 97,5 \cdot 13,8 \cdot 1,05} = 0,486 < 1 \text{ – проверка выполняется.}$$

В последнем выражении R_s – расчетное сопротивление стали сдвигу, определяемое по таблице 2 [6].

$$R_s=0,58R_{yn}/\gamma_m=0,58 \cdot 245/1,025=138 \text{ (МПа)}.$$

Толщина ребра 2 принимается такой же, как и толщина стенки траверсы, т.е. $t_2=1,4$ см.

Ширина плитки (поз. 10, рис. 2.12) принимается конструктивно, но не менее чем $l_{ef} + 6$ см. Принимаем ширину плитки 42 см.

Ширину ребра 3 назначаем конструктивно с учетом радиуса закругления двутавра подкрановой ветви – $b_3 = 125\text{мм}$, при этом толщина ребра согласно п.п. 8.5.15 и 8.5.9 [6]

$$t_3 \geq 2b_3\sqrt{R_y/E} \geq 2 \cdot 12,5\sqrt{24/20600} = 0,85 \text{ (см)}.$$

Принимаем $t_3=10\text{мм}$.

Ширину и толщину ребра 4 принимаем такими же, как и у ребра 3. Следует заметить, что в рассматриваемом примере высота двутавров, составляющих нижнюю часть колонны менее 40см. В случае, если высота двутавров ветвей больше или равна 40см, ребро 4 будет иметь другую форму и дополнительно привариваться к полкам шатровой ветви.

Ширину нижней полки траверсы 5 принимаем конструктивно, с учетом радиуса закругления двутавра подкрановой ветви – $b_5 = 270\text{мм}$, при этом толщина полки согласно п.п. 8.5.15 и 8.5.9 [6]

$$t_5 \geq b_5\sqrt{R_y/E} \geq 27\sqrt{24/20600} = 0,92 \text{ (см)}.$$

Принимаем $t_5=10\text{мм}$.

Толщину ребер жесткости 6 принимаем равной большей из двух толщин смежных элементов t_4 и t_5 , т.е. 10мм.

Ширина вертикального ребра 7 принимается по ширине ребра 3 и назначается так, чтобы суммарная ширина двух ребер 7 плюс толщина стенки траверсы была не меньше ширины полки двутавра верхней части колонны. Назначаем $b_7=12,5\text{см}$, тогда $2b_7 + t_1 = 2 \cdot 12,5 + 1,4 = 26,4 \text{ (см)}$, что больше ширины полки двутавра 70Б1, равной 26см. Толщина ребра t_7 принимается минимум на 4мм больше толщины полки двутавра верхней части колонны, однако из опыта проектирования и для удобства сборки колонны толщину ребра 7 назначают обычно 40 – 60мм. Принимаем $t_7 = 40\text{мм}$.

Толщину накладки 9 (рис. 2.12) определяем в предположении, что максимальное усилие в ней может быть равно $F_1 = 362,8\text{кН}$, а ширина накладки принимается обычно на 40-50мм больше высоты сечения дву-

тавра шатровой ветви. Принимаем $b_9 = 400\text{мм}$, тогда требуемая толщина накладки

$$t_9 = \frac{F_1}{b_9 R_y \gamma_c} = \frac{362,8}{40 \cdot 24 \cdot 1,05} = 0,36 (\text{см}).$$

Назначаем $t_9 = 6\text{мм}$.

Вторым этапом расчета траверсы является проверка прочности сварных швов этого узла. Ранее, при расчете стропильной фермы было доказано, что в условиях настоящего примера следует выполнять расчет по металлу границы сплавления, т.к. в случае применения полуавтоматической сварки в углекислом газе проволокой Св-08Г2С по ГОСТ 2246-70* диаметром 1,4 ... 2мм $R_{wz} \cdot \beta_z = 165 \cdot 1,05 = 173,3$ (МПа), что меньше, чем $R_{wf} \cdot \beta_f$.

Шов «ш1» (рис. 2.12) имеет расчетную длину $l_{w1} = h_1 - 10\text{мм} = 965\text{мм}$, действующее усилие $Q_l = 180\text{кН}$. С учетом того, что таких швов два, находим требуемый катет шва:

$$k_{f1} \geq \frac{Q_l}{2l_{w1} R_{wz} \beta_z \gamma_c} = \frac{180}{2 \cdot 96,5 \cdot 16,5 \cdot 1,05 \cdot 1,05} = 0,051 (\text{см}).$$

Минимальный катет шва по табл. 38 [6] при толщине стенки траверсы 14мм равен 4мм. Принимаем $k_{f1} = 6\text{мм}$, тогда максимальная расчетная длина шва по п. 14.1.7 [6] $85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,6 = 45,9(\text{см})$, при этом прочность шва

$$\frac{Q_l}{2\beta_z k_{f1} l_{w1} R_{wz} \gamma_c} = \frac{180}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,6 \cdot 45,9 \cdot 16,5 \cdot 1,05} = 0,18 < 1 - \text{обеспечена.}$$

Катет шва «ш2» принимается конструктивно, в зависимости от толщины элементов 3 и 7. Минимальный катет шва по табл. 38 [6] при толщине более толстого из свариваемых элементов 40мм равен 6мм. Принимаем $k_{f2} = 6\text{мм}$.

Шов «ш3» – длина шва принимается по ширине свеса полки двутавра подкрановой ветви без учета закругления. Расчетная длина принимается в запас прочности на 15мм меньше полной длины.

$l_{w3} = 90 - 15(\text{мм}) = 65\text{мм}$, расчетное усилие $Q = 170,9\text{кН}$, швов четыре,

$$k_{f3} \geq \frac{Q}{4l_{w3}R_{wz}\beta_z\gamma_c} = \frac{170,9}{4 \cdot 6,5 \cdot 16,5 \cdot 1,05 \cdot 1,05} = 0,36(\text{см}).$$

Минимальный катет шва равен 5мм. Принимаем $k_{f3}=6\text{мм}$.

Шов «ш4» – длина шва принимается по ширине свеса полки двутавра подкрановой ветви без учета закругления. Расчетная длина принимается в запас прочности на 15мм меньше полной длины.

$$l_{w4} = 90 - 15(\text{мм}) = 65\text{мм},$$

расчетное усилие

$$F_4 = \left(\frac{N}{2} + \frac{M}{h_w + t_f} \right) \frac{h_n}{2(h_1 - 2,0)} = \left(\frac{197,1}{2} + \frac{18260}{66 + 1,55} \right) \cdot \frac{125}{2(97,5 - 2)} = 241,4 \text{кН}.$$

В последней формуле h_w и t_f – высота стенки и толщина полки двутавра верхней части колонны соответственно. Количество швов – четыре.

$$k_{f4} \geq \frac{F_4}{4l_{w4}R_{wz}\beta_z\gamma_c} = \frac{241,4}{4 \cdot 6,5 \cdot 16,5 \cdot 1,05 \cdot 1,05} = 0,51(\text{см}).$$

Принимаем $k_{f4}=6\text{мм}$.

Усилия для расчета сварных швов «ш5» и «ш6» определяются по расчетному сочетанию усилий для верхней части колонны (табл. 2.3).

Шов «ш5» – длина этой части накладки принимается из условия размещения монтажных болтов (60см) $l_{w5} = 600 - 10\text{мм} = 590\text{мм}$, расчетное усилие с учетом размеров двутавра верхней части колонны

$$F_5 = \frac{N}{2} + \frac{M}{h_w + t_f} = \frac{197,1}{2} + \frac{52580}{66 + 1,55} = 876,9 \text{кН}, \text{ швов два.}$$

Требуемый катет шва:

$$k_{f5} \geq \frac{F_5}{2l_{w5}R_{wz}\beta_z\gamma_c} = \frac{876,9}{2 \cdot 59 \cdot 16,5 \cdot 1,05 \cdot 1,05} = 0,41(\text{см}).$$

Принимаем $k_{f5}=6\text{мм}$, тогда максимальная расчетная длина шва по п. 14.1.7 [6] $85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,6 = 45,9(\text{см})$, при этом прочность шва

$$\frac{F_5}{2\beta_z k_{f5} l_{w5} R_{wz} \gamma_c} = \frac{876,9}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,6 \cdot 45,9 \cdot 16,5 \cdot 1,05} = 0,88 < 1 - \text{обеспечена.}$$

Шов «ш6» – длина накладки принимается на 50мм больше высоты траверсы (104,5см) $l_{w6} = 1045 - 10\text{мм} = 1015\text{мм}$, расчетное усилие $F_6 = F_5$, швов два.

Требуемый катет шва:

$$k_{f6} \geq \frac{F_6}{2l_{w6} R_{wz} \beta_z \gamma_c} = \frac{876,9}{2 \cdot 1015 \cdot 16,5 \cdot 1,05 \cdot 1,05} = 0,24 (\text{см}).$$

Принимаем $k_{f6} = 6\text{мм}$, тогда максимальная расчетная длина шва по п. 14.1.7 [6] $85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,6 = 45,9(\text{см})$, при этом прочность шва

$$\frac{F_6}{2\beta_z k_{f6} l_{w6} R_{wz} \gamma_c} = \frac{876,9}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,6 \cdot 45,9 \cdot 16,5 \cdot 1,05} = 0,88 < 1 - \text{обеспечена.}$$

Шов «ш7» – полная длина шва равна высоте стенки траверсы (97,5см) $l_{w7} = 975 - 10\text{мм} = 965\text{мм}$, расчетное усилие $F_7 = F_5$, швов четыре.

Требуемый катет шва:

$$k_{f7} \geq \frac{F_7}{4l_{w7} R_{wz} \beta_z \gamma_c} = \frac{876,9}{4 \cdot 965 \cdot 16,5 \cdot 1,05 \cdot 1,05} = 0,12 (\text{см}).$$

С учетом данных таблицы 38 [6] принимаем $k_{f7} = 6\text{мм}$, тогда максимальная расчетная длина шва по п. 14.1.7 [6] $85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,6 = 45,9(\text{см})$, при этом прочность шва

$$\frac{F_7}{4\beta_z k_{f7} l_{w7} R_{wz} \gamma_c} = \frac{876,9}{4 \cdot 1,05 \cdot 0,6 \cdot 45,9 \cdot 16,5 \cdot 1,05} = 0,44 < 1 - \text{обеспечена.}$$

Швы «ш12» и «ш13» – полная длина шва равна высоте стенки траверсы (97,5см) $l_{w12} = l_{w13} = 975 - 10\text{мм} = 965\text{мм}$, расчетное усилие $F_{12} = F_{13} = 1,2 \cdot D_{max} / 2$, швов два.

Требуемый катет шва:

$$k_{f12} \geq \frac{F_{12}}{2l_{w12} R_{wz} \beta_z \gamma_c} = \frac{1,2 \cdot 1443 / 2}{2 \cdot 965 \cdot 16,5 \cdot 1,05 \cdot 1,05} = 0,25 (\text{см}).$$

Минимальный катет шва согласно серии 1.424.3-7 $k_{f12}=8\text{мм}$, тогда максимальная расчетная длина шва по п. 14.1.7 [1] $85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,8 = 61,2(\text{см})$, при этом прочность шва

$$\frac{F_{12}}{2\beta_z k_{f12} l_{w12} R_{wz} \gamma_c} = \frac{865,8}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,8 \cdot 61,2 \cdot 16,5 \cdot 1,05} = 0,49 < 1 - \text{обеспечена.}$$

Характеристики шва «ш13» принимаем такими же, как и у «ш12».

2.8.5. Расчет базы колонны

База является опорной частью колонны и предназначена для передачи усилий от колонны на фундамент; в ее состав входят опорная плита, траверсы, ребра, анкерные болты, а также устройства для их крепления (столики, анкерные плиты и т.д.). Конструктивное решение базы зависит от типа колонны и способа сопряжения ее с фундаментом (жесткое или шарнирное). Существует два типа баз: общая и отдельная. Последний вариант принят в курсовом проекте. Для расчета базы необходимо выбрать из таблицы сочетаний неблагоприятные комбинации усилий в нижнем сечении «А» колонны. Напомним, что при выборе расчетной комбинации усилий для шатровой ветви анализируются все варианты с положительным, а для подкрановой ветви – с отрицательным изгибающим моментом.

В нашем примере для случая шатровой ветви имеем:

$$M_{max} = 1207 \text{ кНм}; \quad N_{coom} = 1496 \text{ кН}; \quad N_{ув} = 1845 \text{ кН},$$

а для подкрановой ветви -

$$M_{max} = -1477 \text{ кНм}; \quad N_{coom} = 1496 \text{ кН}; \quad N_{ув} = 2091 \text{ кН}.$$

В курсовом проекте по согласованию с руководителем допускается проектировать базу лишь для одной ветви с большим усилием, а другую принимать конструктивно, по аналогии с расчетной. В связи с тем, что

максимальное усилие возникает в подкрановой ветви, выполняем далее именно ее расчет.

Требуемая площадь опорной плиты:

$$A_{пл}^{mp} \geq \frac{N_{нв}}{R_{\phi}}, \text{ где } R_{\phi} = \varphi_b \cdot R_b,$$

R_b - расчетное сопротивление бетона при местном смятии. Выборка из [4] приведена в табл. 2.9.

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

$$\varphi_b = \sqrt[3]{\frac{A_f}{A_{пл}}} \leq 1,5.$$

Таблица 2.9

Класс бетона	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40
$R_b, \frac{\text{МПа}}{\text{кгс/см}^2}$	<u>6,0</u> (61,2)	<u>8,5</u> (86,6)	<u>11,5</u> (117)	<u>14,5</u> (148)	<u>17,0</u> (173)	<u>19,5</u> (199)	<u>22,0</u> (224)

Принимаем $\varphi_b = 1,2$, $R_{b,loc} = 1,2 \cdot 1,45 = 1,74$ (кН/см²),

$$A_{пл}^{mp} \geq 2091 / 1,74 = 1202 \text{ см}^2.$$

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 40мм;
- в) толщину траверсы принимают равной 12-24мм.

Исходя из этих требований, назначаем размеры плиты – 450 x 400мм, а толщину траверсы – 20мм (рис. 2.13).

Среднее фактическое напряжение под опорной плитой:

$$\sigma_{\phi} = \frac{N_{нв}}{A_{пл}} = \frac{2091}{45 \cdot 40} = 1,16 \text{ (кН/см}^2) < R_{b,loc}.$$

Определяем изгибающие моменты на отдельных участках плиты (п.8.6.2 [6]). Номера участков приняты по рисунку 2.13:

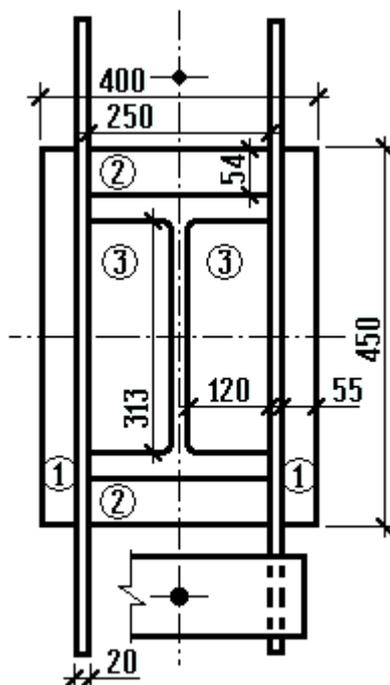


Рис. 2.13

Участок 1. (консольный свес $c_1 = 5,5$ 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:

$$M_2 = \beta \cdot \sigma_\phi \cdot a^2,$$

т.к. $v_2/a_2 = 25/5,4 = 4,6 > 2$, то рассчитываем этот участок, как консольный.

$$M_2 = \frac{1,16 \cdot 5,4^2}{2} = 16,9 \text{ (кНсм)}.$$

Участок 3. На участке 3 плита опертая по четырем сторонам.

$$M_3 = \alpha \cdot \sigma_\phi \cdot a_3^2$$

т.к. $v_3/a_3 = 31,3/12 = 2,6 > 2$, 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 1см и с учетом того, что $\gamma_c = 1,2 \cdot 1,05 = 1,26$ (табл. 1 [6]).

$$t_{nl} = \sqrt{\frac{6M_{max}}{R_y \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 20,88}{24 \cdot 1,26}} = 2,03 \text{ (см)}.$$

Принимаем $t_{nl} = 24$ мм (2мм – припуск на острожку).

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 (см. расчет узлов стропильной фермы).

$$l_{ш}^{mp} \geq \frac{N_{нв}}{4 \cdot k_f \cdot \beta_z \cdot R_{\omega z} \cdot \gamma_c}, \text{ где}$$

$$\beta_z = 1,05; R_{\omega z} = 165 \text{ МПа} = 16,5 \text{ кН/см}^2; \gamma_c = 1,05;$$

$$l_{ш}^{mp} \geq \frac{2091}{4 \cdot 0,8 \cdot 1,05 \cdot 16,5 \cdot 1,05} = 35,92 \text{ (см)}.$$

Расчетная длина флангового шва должна удовлетворять условию:

$$35,09 < 85 \beta_f k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,8 = 61,2 \text{ (см)} \text{ (п. 14.1.7 [6])}.$$

Принимаем $h_{mp} = 40$ см.

В запас прочности проверяем траверсу как однопролетную балку, шарнирно опирающуюся на полки ветви колонны. Равномерно распределенная нагрузка на траверсу (по рис. 2.13)

$$q_m = 1,16 \cdot (5,5 + 12/2 + 2) = 15,7 \text{ (кН/см)}.$$

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:

$$A_m = h_m \cdot t_m = 40 \cdot 2 = 80 \text{ (см}^2\text{)};$$

$$W_m = \frac{t_m \cdot h_m^2}{6} = \frac{2 \cdot 40^2}{6} = 533 \text{ (см}^3\text{)}.$$

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:

$$\tau = \frac{Q_m}{A_m R_s \gamma_c} = \frac{268}{80 \cdot 0,58 \cdot 24 \cdot 1,05} = 0,23 < 1,$$

где $R_s = 0,58 R_y$ – расчетное сопротивление стали сдвигу (табл. 2 [6]).

Прочность траверсы обеспечена.

Анкерные болты служат для передачи растягивающих усилий от колонны на фундамент. Их рассчитывают на специальную комбинацию усилий (см. таблицу сочетаний). $M=1447$ кНм; $N=532,4$ кН. Усилие отрыва от фундамента, приходящееся на анкерные болты

$$Z = \frac{|M|}{b'_n} - \frac{|N|}{2} = \frac{144700}{110} - \frac{532,4}{2} = 1049,3 \text{ (кН)}.$$

Требуемая площадь сечения анкерных болтов:

$$\sum A_{mp} \geq \frac{Z}{R_{ba}}, \text{ где}$$

$R_{ba}=22,0$ кН/см² – расчетное сопротивление растяжению фундаментных болтов, выполненных из стали 09Г2С-4 (табл. Г.4 и Г.7 [6]). С учетом того, что ветвь удерживают два анкерных болта

$$A_{mp} \geq \frac{1049,3}{2 \cdot 22,0} = 23,84 \text{ (см}^2\text{)}.$$

Диаметр анкеров назначается обычно от 20 до 76мм, т.к. более толстые анкеры сложны в изготовлении.

Принимаем анкер диаметром $d=64\text{мм}$ с площадью нетто $26,76\text{см}^2$.

При размещении анкерных болтов необходимо, в частности соблюдать следующие требования:

- а) центр тяжести ветви и равнодействующая усилий в анкерах должны лежать на одной вертикальной оси;
- б) для того чтобы можно было свободно повернуть гайку при затяжке болтов, минимальное расстояние от оси болта до полки двутавра нижней части колонны желательно принимать $1,5d$;
- с) для того чтобы во время монтажа колонну можно было отцентрировать, анкерные болты выносят за опорную плиту на расстояние, не менее чем округленный до 5мм в большую сторону радиус анкера плюс 20мм.

Последним рассчитываемым элементом базы колонны является анкерная плитка. Ее рассчитывают как балку, свободно опертую на траверсы и нагруженную сосредоточенной силой от анкера. Расчетная схема плитки представлена на рисунке 2.14.

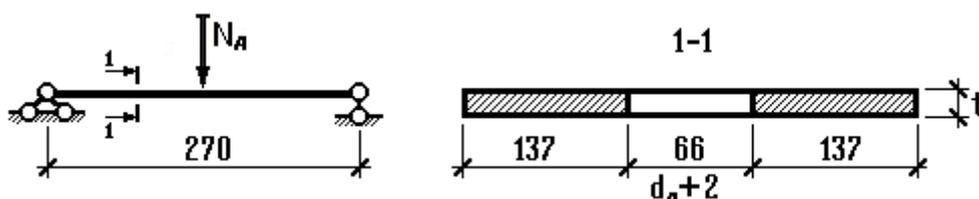


Рис. 2.14

Усилие в одном анкере

$$N_a = \frac{Z}{2} = \frac{1049,3}{2} = 524,7 \text{ (кН)}.$$

Изгибающий момент в среднем сечении плитки:

$$M = \frac{N_a}{2} \cdot \frac{27}{2} = \frac{524,7 \cdot 27}{4} = 3541 \text{ (кНсм)}.$$

Из условия размещения анкерных болтов назначаем ширину плитки равной 340мм.

Толщину анкерной плитки определяем из условия прочности по нормальным напряжениям.

$$\frac{M}{WR_y \gamma_c} \leq 1.$$

Момент сопротивления ослабленного отверстием сечения:

$$W_n = 2 \cdot \frac{13,7t^2}{6} \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{M \cdot 3}{13,7R_y \gamma_c}} = \sqrt{\frac{3541 \cdot 3}{13,7 \cdot 24 \cdot 1,05}} = 5,5 \Rightarrow 6 \text{ (см)}.$$

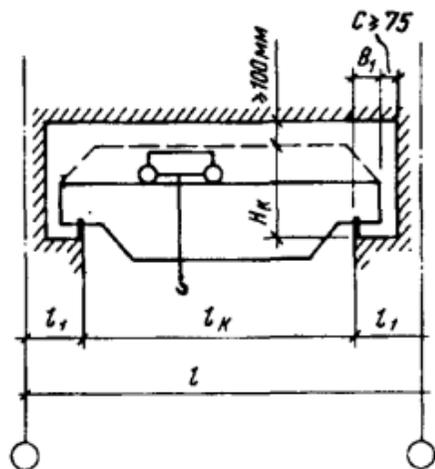
Максимальную толщину анкерной плитки обычно ограничивают 6см, а если требуемая толщина оказывается больше, вместо плитки используют два швеллера, устанавливаемых на траверсу.

Библиографический список

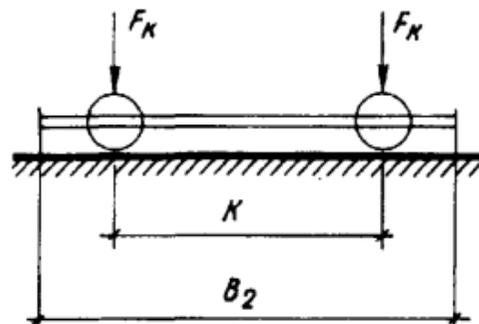
1. Мандриков А.П. Примеры расчета металлических конструкций: Учебное пособие для техникумов.– 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1991. – 431с.
2. Металлические конструкции. В 3 т. Т.1. Элементы стальных конструкций: Учебное пособие для строит. вузов/В.В. Горев, Б.Ю. Уваров, В.В. Филиппов и др.; Под ред. В.В. Горева. – М.: Высш. шк., 1997. – 527с.
3. Металлические конструкции: Учебник для студ. высш. учеб. заведений/[Ю.И. Кудишин, Е.И. Беленя, В.С. Игнатъева и др.]; Под общ. ред. Ю.И. Кудишина.– 8-е изд., перераб. и доп. – М.: Издательский центр «Академия», 2006. – 688с.
4. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003). ЦНИИПромзданий, НИИЖБ. – М.: ОАО "ЦНИИПромзданий, 2005. – 214с.
5. Сокращенный сортамент металлопроката для применения в строительных стальных конструкциях: Методические указания/Д.Б. Демченко.– Ростов н/Д: Рост. гос. строит. ун-т, 2007. – 24с.
6. СП 16.13330.2017. «Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*». /Минстрой России. – М.: ОАО «ЦПП», 2017. – 146с.
7. СП 20.13330.2016. «Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*». / Минстрой России. – М.: ОАО «ЦПП», 2016. – 102с.
8. Федеральный закон №384 от 30.12.2009 (ред. от 02.07.2013) «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений». – 20с.

ПРИЛОЖЕНИЯ

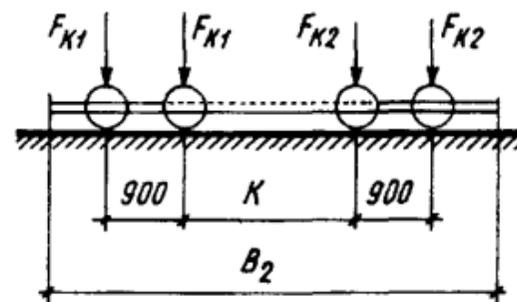
Справочные данные по электромостовым кранам



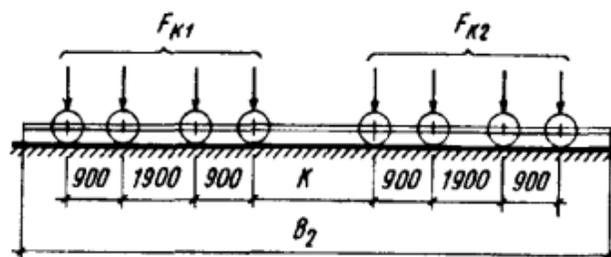
Для кранов $Q = 32/5, 50/12,5$



Для кранов $Q = 80/20, 100/20, 125/20$



Для кранов $Q = 160/32, 200/32$



Q — грузоподъемность крана, F_{K1}^n, F_{K2}^n — максимальные вертикальные давления колес крана (нормативные)

Таблица П.1

$Q, т$		Пролет здания $L, м$	Размеры, мм				Максимальное давление колеса, кН		Вес тележки $G_m, кН$	Вес крана с тележкой $G, кН$	Тип кранового рельса	Высота рельса $h_p, мм$	Высота подкрановой балки $h_b, мм$ при шаге колонн	
			H_k	B_1	B_2	K	F_{K1}	F_{K2}					6м	12м
Главный крюк	Вспомог. Крюк													
30	5	24	2750	300	6300	5100	315 (325)		120 (125)	520 (560)	КР-70	120	1050	1300
		30	2750		6300	5100	345 (355)			620 (680)				
		36	3000		6860	5600	380 (380)			740 (800)				
50	10	24	3150	300	6760	5250	470 (470)		180 (185)	665 (690)	КР-80	130	1050	1300
		30					500 (510)			780 (795)				
		36					540 (550)			900 (920)				
80	20	24	3750	400	9100	4350	350	370	380	1100	КР-100	150	1050	1850
		30	4000				380	400		1300				
		36	4000				410	430		1500				
100	20	24	3750	400	9350	4600	410	450	410	1250	КР-120	170	1050	1850
		30	4000				450	480		1450				
		36	4000				490	510		1650				

Окончание таблицы П.1

125	20	24	4000	400	9350	4600	480	520	430	1350	КР-120	170	1050	1850
		30					520	550		1550				
		36					550	580		1750				
160	32	24	4800	500	10500	1500	310	330	650	1750	КР-120	170	1050	1850
		30					330	350		1950				
		36					350	370		2200				
200	32	24	4800	500	10800	1500	370	380	700	1850	КР-120	170	1050	1850
		30	4800				400	410		2150				
		36	5200				420	430		2450				

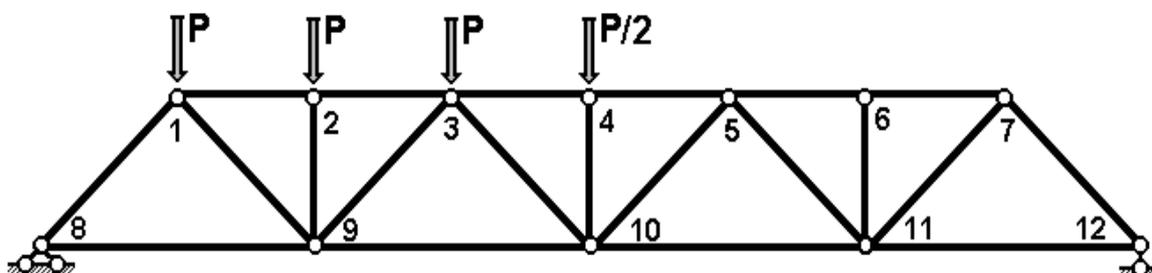
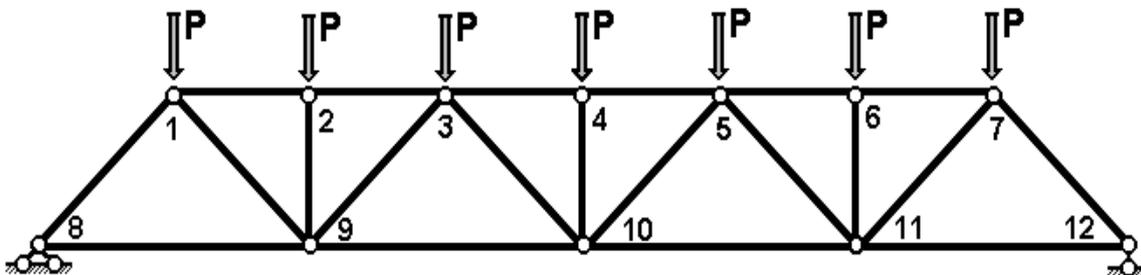
Таблица П.2

Коэффициенты C_{np}

Шаг колонн, м	Q, тс	Количество рам n														
		6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
6	30/5	0,421	0,421	0,420	0,417	0,412	0,406	0,396	0,386	0,375	0,366	0,354	0,345	0,336	0,321	0,315
	50/10															
	80/20	0,540	0,538	0,535	0,532	0,526	0,517	0,505	0,493	0,478	0,466	0,452	0,440	0,428	0,412	0,402
	100/20															
	125/20															
	160/32	0,671	0,668	0,664	0,660	0,652	0,642	0,627	0,612	0,594	0,578	0,561	0,546	0,531	0,514	0,498
200/32																
12	30/5	0,450	0,436	0,419	0,400	0,380	0,362	0,344	0,327	0,314	0,298	0,286	0,274	0,263	0,252	0,242
	50/10															
	80/20	0,518	0,504	0,483	0,460	0,437	0,416	0,396	0,376	0,362	0,342	0,329	0,315	0,302	0,291	0,278
	100/20															
	125/20															
	160/32	0,577	0,561	0,536	0,512	0,487	0,464	0,441	0,419	0,404	0,382	0,366	0,351	0,337	0,324	0,310
200/32																

**Усилия в элементах стропильных ферм
от единичной узловой нагрузки ($P=1$)**

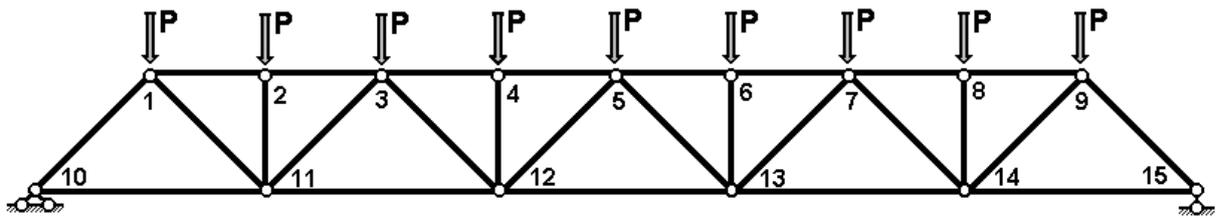
Ферма пролетом 24 метра, нагрузка на всем пролете



Ферма пролетом 24 метра, нагрузка на половине пролета

Таблица П.3

Стержень	Усилия при нагрузке на		Стержень	Усилия при нагрузке на	
	всем пролете	половине пролета		всем пролете	половине пролета
1-2	-6,000	-4,000	1-8	-4,950	-3,536
2-3	-6,000	-4,000	1-9	3,536	2,121
3-4	-8,000	-4,000	2-9	-1,000	-1,000
4-5	-8,000	-4,000	3-9	-2,121	-0,707
5-6	-6,000	-2,000	3-10	0,707	-0,707
6-7	-6,000	-2,000	4-10	-1,000	-0,500
8-9	3,500	2,500	5-10	0,707	1,414
9-10	7,500	4,500	5-11	-2,121	-1,414
10-11	7,500	3,000	6-11	-1,000	0,000
11-12	3,500	1,000	7-11	3,536	1,414
			7-12	-4,950	-1,414



Ферма пролетом 30 метров, нагрузка на всем пролете

Ферма пролетом 30 метров, нагрузка на половине пролета

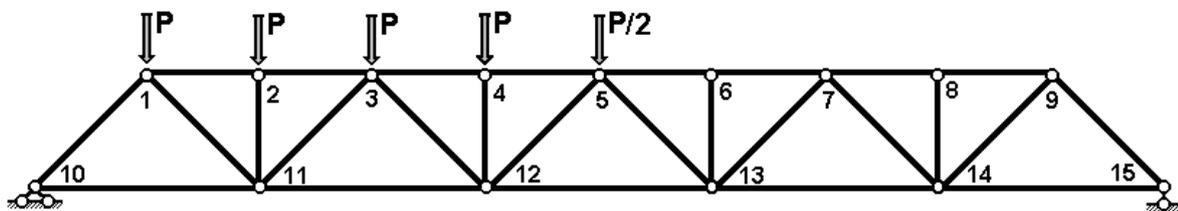
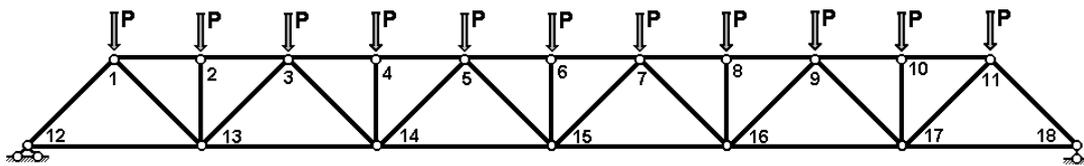


Таблица П.4

Стержень	Усилия при нагрузке на		Стержень	Усилия при нагрузке на	
	всем пролете	половине пролета		всем пролете	половине пролета
1-2	-8,000	-5,500	1-10	-6,364	-4,596
2-3	-8,000	-5,500	1-11	4,950	3,182
3-4	-12,000	-7,000	2-11	-1,000	-1,000
4-5	-12,000	-7,000	3-11	-3,536	-1,768
5-6	-12,000	-5,000	3-12	2,121	0,354
6-7	-12,000	-5,000	4-12	-1,000	-0,500
7-8	-8,000	-2,500	5-12	-0,707	1,061
8-9	-8,000	-2,500	5-13	-0,707	-1,768
10-11	4,500	3,250	6-13	-1,000	0,000
11-12	10,500	6,750	7-13	2,121	1,768
12-13	12,500	6,250	7-14	-3,536	-1,768
13-14	10,500	3,750	8-14	-1,000	0,000
14-15	4,500	1,250	9-14	4,950	1,768
			9-15	-6,364	-1,768

Ферма пролетом 36метров, нагрузка на всем пролете



Ферма пролетом 36метров, нагрузка на половине пролета

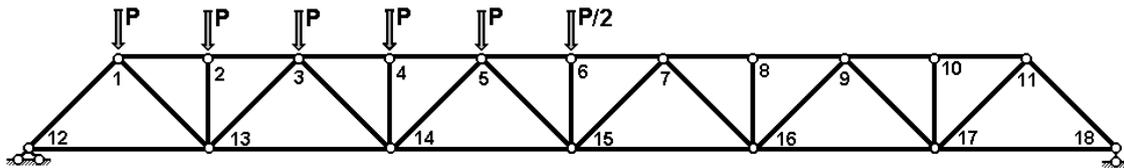


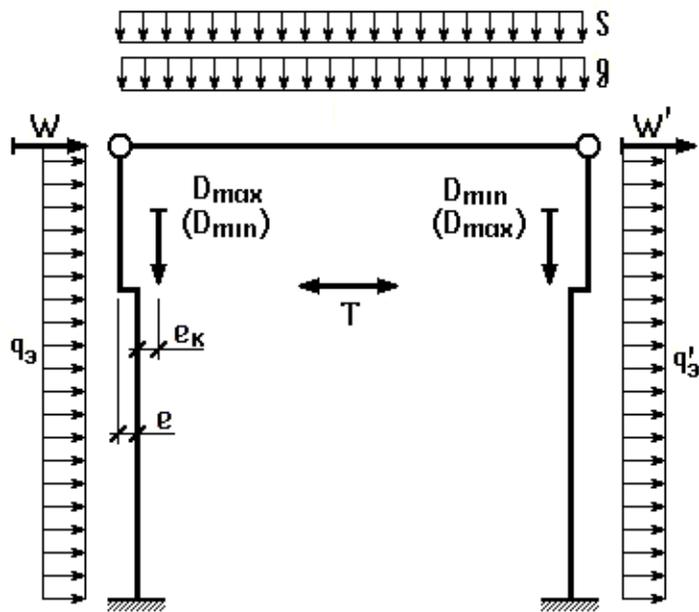
Таблица П.5

Стержень	Усилия при нагрузке на		Стержень	Усилия при нагрузке на	
	всем пролете	половине пролета		всем пролете	половине пролета
1-2	-10,000	-7,000	1-12	-7,778	-5,657
2-3	-10,000	-7,000	1-13	6,364	4,243
3-4	-16,000	-10,000	2-13	-1,000	-1,000
4-5	-16,000	-10,000	3-13	-4,950	-2,828
5-6	-18,000	-9,000	3-14	3,536	1,414
6-7	-18,000	-9,000	4-14	-1,000	-1,000
7-8	-16,000	-6,000	5-14	-2,121	0,000
8-9	-16,000	-6,000	5-15	0,707	-1,414
9-10	-10,000	-3,000	6-15	-1,000	-0,500
10-11	-10,000	-3,000	7-15	0,707	2,121
12-13	5,500	4,000	7-16	-2,121	-2,121
13-14	13,500	9,000	8-16	-1,000	0,000
14-15	17,500	10,000	9-16	3,536	2,121
15-16	17,500	7,500	9-17	-4,950	-2,121
16-17	13,500	4,500	10-17	-1,000	0,000
17-18	5,500	1,500	11-17	6,364	2,121
			11-18	-7,778	-2,121

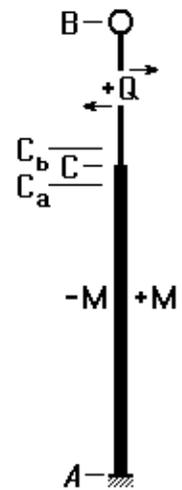
Нагрузки от веса ограждающих и несущих конструкций

Наименование элемента	Нормативная нагрузка, кПа	Коэффициент надежности по нагрузке
<i>Ограждающие элементы кровли</i>		
Защитный слой (15-20мм) из гравия по мастике	0,3-0,4	1,3
Водоизоляционный ковер из 3-4 слоев рубероида	0,15-0,2	1,3
Асфальтовая или цементная стяжка (20мм)	0,4	1,3
Утеплитель:		
Пенопласт (60-120мм) $\gamma=50\text{кг/м}^3$	0,03-0,06	1,2
Пенобетон (80-160мм) $\gamma=500\text{кг/м}^3$	0,4-0,8	1,3
Пароизоляция из 1 слоя рубероида	0,05	1,3
<i>Несущие элементы кровли</i>		
Стальной профилированный настил	0,13-0,16	1,05
Плоский стальной настил (3-4мм)	0,24-0,32	1,05
Прогонь для I-V районов по весу снегового покрова:		
Сплошные, пролетом 6м	0,05-0,08	1,05
Решетчатые, пролетом 12м	0,07-0,12	1,05
Железобетонная плита из тяжелого бетона		
3х6м (в плане)	1,45	1,1
3х12м	1,8	1,1
<i>Элементы стального каркаса</i>		
Стропильные фермы	0,10-0,40*	1,05
Связи покрытия	0,04-0,06*	1,05
* - меньшее число для пролета L=24м и легкой кровли, большее – для L=36м и тяжелой кровли		

Распечатка результатов статического расчета поперечной рамы



Сечения и знаки усилий



ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ (единицы измерения кН и м)

L=24	Hb=5.57	Hn=11.63	e=0.275	ek=0.625	mu=10
g=12,00	p=4,47	W=17.082	Wi=10.672	Dmax=1443	Dmin=431.6
bn=1.25	qз=4.387	qэi=2.738	T=117.5	Спр=0.44	

УСИЛИЯ ОТ ОТДЕЛЬНЫХ ЗАГРУЖЕНИЙ

Сечения	Усилия	Постоянная нагрузка	Снег	Ветер	
				слева	справа
В	Qb	-2.381E+00	-9.486E-01	-7.595E+00	1.822E+01
Сб	Mcb	-1.315E+01	-5.236E+00	-1.108E+02	1.437E+02
	Ncb	1.440E+02	5.736E+01	0.000E+00	0.000E+00
Са	Mca	2.646E+01	1.054E+01	-1.108E+02	1.437E+02
	Nca	1.440E+02	5.736E+01	0.000E+00	0.000E+00
А	Ma	-1.359E+00	-5.414E-01	-7.992E+02	7.318E+02
	Na	1.440E+02	5.736E+01	0.000E+00	0.000E+00
	Qa	-2.381E+00	-9.486E-01	-8.534E+01	6.688E+01

Сечения	Усилия	Кран			
		Dmax слева	Dmax справа	T слева	T справа
В	Qb	4.579E+01	2.456E+01	3.763E+01	1.063E+01
Сб	Mcb	2.528E+02	1.356E+02	2.077E+02	5.870E+01
	Ncb	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
Са	Mca	-6.491E+02	-1.342E+02	2.077E+02	5.870E+01
	Nca	1.443E+03	4.316E+02	0.000E+00	0.000E+00
А	Ma	-1.142E+02	1.527E+02	-7.251E+02	1.829E+02
	Na	1.443E+03	4.316E+02	0.000E+00	0.000E+00
	Qa	4.579E+01	2.456E+01	-7.987E+01	1.063E+01

ОСНОВНЫЕ СОЧЕТАНИЯ УСИЛИЙ (единицы измерения кН и м)

Сечения	Усилия	Сочетания 1			
		+Mmax/Nсоотв	-Mmax/Nсоотв	Nmax	
				+Mсоотв	-Mсоотв
Сб	QCb	8.105E+01	-3.493E+01	-3.330E+00	-3.330E+00
	Mcb	4.474E+02	-1.239E+02	-1.838E+01	-1.838E+01
	Ncb	1.440E+02	1.440E+02	2.014E+02	2.014E+02
Ca	Mca	1.701E+02	-8.304E+02	3.699E+01	-8.304E+02
	Nca	1.440E+02	1.587E+03	2.014E+02	1.587E+03
А	Ma	8.764E+02	-8.407E+02	6.095E+02	-8.407E+02
	Na	5.756E+02	1.587E+03	1.587E+03	1.587E+03
А	Qa,max	1.233E+02			
А	Ma	-8.006E+02			
анкеры	Na	1.440E+02			

Сечения	Усилия	Сочетания 2			
		+Mmax/Nсоотв	-Mmax/Nсоотв	Nmax	
				+Mсоотв	-Mсоотв
Сб	QCb	1.032E+02	-4.431E+01	1.023E+02	-4.431E+01
	Mcb	5.306E+02	-1.826E+02	5.258E+02	-1.826E+02
	Ncb	1.440E+02	1.971E+02	1.971E+02	1.971E+02
Ca	Mca	2.317E+02	-8.444E+02	1.655E+02	-8.346E+02
	Nca	5.855E+02	1.443E+03	1.971E+02	1.496E+03
А	Ma	1.447E+03	-1.477E+03	1.207E+03	-1.477E+03
	Na	5.324E+02	1.496E+03	1.496E+03	1.496E+03
А	Qa,max	1.709E+02			
А	Ma	1.447E+03			
анкеры	Na	5.324E+02			

Учебное издание

**Эдуард Брониславович Лукашевич
Геннадий Бернардович Вержбовский
Алексей Анатольевич Решетников**

**Металлические конструкции и сварка
(курсовое проектирование по актуализированной редакции СНиП)**

Учебное пособие

Редактор *****

Компьютерная верстка и макет *****

Темплан *** г., поз. **

Подписано в печать **.**.**. Формат **** /**. Бумага писчая. Ризограф.
Уч.-изд. л. **,*. Усл.-печ. л. **,*. Тираж *** экз. Заказ ***/**

*Издательский центр
Донского государственного технического университета
344022, Ростов-на-Дону, пл. Гагарина, 1*



МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ
УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«ДОНСКОЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»
(ДГТУ)

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

**по самостоятельной работе студентов
в рамках изучения дисциплины
«Металлические конструкции, включая сварку»
для студентов направления подготовки
«Строительство» 08.03.01
по профилю подготовки
«Промышленное и гражданское строительство»
Квалификация выпускника – «Бакалавр»
Формы обучения – очная.**

Ростов-на-Дону
2018

УДК 624

Составитель: канд. техн. наук С. В.Скачков

Методические указания по самостоятельной работе студентов в рамках изучения дисциплины «Металлические конструкции и сварка» для студентов направления подготовки направления подготовки «Строительство». – Ростов н/Д: ДГТУ, 2018. – 4с.

Дается общее представление о самостоятельной работе при изучении курса дисциплины «металлические конструкции и сварка», приводится информация о методическом обеспечении отдельных видов и форм самостоятельной работы, организации внеаудиторной работы преподавателей и о техническом обеспечении самостоятельной работы.

Печатается по решению редакционно-издательского совета
Донского государственного технического университета

Научный редактор д-р. техн. наук, профессор А.А. Журавлев

Ответственный за выпуск зав. кафедрой «Металлические, деревянные и пластмассовые конструкции» д-р. техн. наук, профессор А.А. Журавлев

В печать 15.06.2018г.

Формат 60x84/16. Объем 0,4 усл.п.л.

Тираж 50 экз. Заказ №297

Издательский центр ДГТУ

Адрес университета и полиграфического предприятия:

344000, г. Ростов-на-Дону, пл. Гагарина, 1

© Донской государственный
технический университет, 2018

Структура выполнения самостоятельной работы в семестре представлена в рабочей программе дисциплины в разделе 5 (п.5.2) и включает в себя:

1. Усвоение текущего учебного материала

В процессе лекции студент ведет конспектирование излагаемого преподавателем материала с выделением основных понятий, фактов, формул, правил и т.д. Конспект лекций следует вести аккуратно, выделяя разделы, подразделы, отдельные темы. При последующей самостоятельной внеаудиторной работе студенту необходимо отметить непонятные выражения и положения, закончить (вставить) слова, пропущенные (упущенные) при конспектировании с использованием рекомендуемой к лекции литературы.

Усвоение текущего учебного материала предусматривает:

- повторение ранее изученного материала;
- изучение текущих тем лекций с использованием основной и дополнительной литературы из рабочей программы;
- выявление наиболее трудного для понимания материала;
- подготовку вопросов по материалу лекции.

В течение семестра преподавателем проводятся консультации по утвержденному графику (но не менее 1 часа в неделю). В период сессии проводятся индивидуальные и групповые консультации, в том числе перед зачетом.

2. Самостоятельное изучение дополнительных разделов дисциплины

В процессе изучения курса «Металлические конструкции и сварка» студентам необходимо обратить особое внимание на самостоятельное изучение дополнительных разделов дисциплины и тем лекций, вынесенных на самостоятельную проработку с использованием рекомендованной учебной (а также научной и популярной) литературы, для чего предусмотрена работа в библиотеке и в компьютерном классе по изучению материалов в Интернете.

Самостоятельная работа с учебными пособиями, научной и популярной литературой по материалам периодики и Интернета является наиболее эффективным методом получения знаний по предмету, позволяет значительно активизировать процесс овладения информацией, способствует более глубокому усвоению изучаемого материала.

При работе с литературой по конкретным темам курса основное внимание следует уделять важнейшим понятиям, терминам, определениям, для скорейшего усвоения которых целесообразно вести краткий конспект.

Самостоятельная работа студентов с литературой не отделена от лекций и семинаров, однако вдумчивое чтение источников, составление тезисов, обобщение прочитанных материалов способствует гораздо более глубокому пониманию изучаемой проблемы. Данная работа также предполагает обращение студентов к справочной литературе для уяснения конкретных терминов и понятий, введенных в курс, что способствует пониманию и закреплению пройденного лекционного материала и подготовке к практическим (лабораторным) занятиям.

Самостоятельное изучение дополнительных разделов дисциплины должно выполняться, в том числе, на основе технических средств в классах ЭВМ при использовании соответствующих обучающих программ, а также стендов и макетов различных устройств, имеющихся на кафедре

3. Подготовку к практическим занятиям и их защиту

Подготовка к практическим (лабораторным) занятиям осуществляется на основании тематики, представленной в рабочей программе дисциплины, материалов, представленных в методических указаниях к практическим (лабораторным) занятиям, а также вопросов, предлагаемых для подготовки к занятию преподавателем при изучении предыдущей темы.

Студент перед лабораторной (практической) работой должен изучить основные вопросы, теоретический материал, необходимый для понимания сущности процессов протекающих при ее выполнении.

4. Подготовку и защиту курсового проекта (работы)

В процессе выполнения курсового проекта (работы) студент получает от преподавателя индивидуальное задание, осуществляет сбор исходных данных, производит выполнение необходимых работ, предусмотренных методическими указаниями на выполнение соответствующего проекта (работы).

По мере выполнения курсового проекта (работы) студент выявляет наиболее трудный для понимания материал, готовит вопросы для консультации у преподавателя в установленное расписанием время.

Оформление пояснительной записки и графической части курсового проекта (работы) студент осуществляет в соответствии с требованиями ГОСТ в сроки, предусмотренные учебным планом.

Подготовка к защите курсового проекта (работы) осуществляется на основании предварительно оформленных пояснительной записки и графической части с учетом контрольных вопросов, приведенных в методических указаниях.

Студент должен уточнить цель курсового проекта (работы), изучить необходимый теоретический материал, знать порядок выполнения проекта (работы) и выводы, сформулированные по результатам работы.

Прием курсового проекта (работы) преподавателем производится в течение семестра в сроки, предусмотренные учебным планом.

5. Подготовку к зачету и экзамену

Подготовка к экзамену представляет собой обобщение всего материала дисциплины на основании конспекта лекций и рекомендованных литературных источников и заключается во всестороннем рассмотрении всех тем с обязательным повторением материала практических, лабораторных занятий, а также материала рассмотренного при выполнении курсового проекта (работы).

Вопросы, выносимые на экзамен, в соответствии с рабочей программой дисциплины доводятся до студентов на последнем лекционном занятии в семестре.



МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ
ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«ДОНСКОЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»
(ДГТУ)
АКАДЕМИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА И АРХИТЕКТУРЫ

Методические указания
по курсу «Металлические конструкции, включая
сварку»

Ростов-на-Дону

2018

Составитель:

канд. техн. наук, доц. С. В. Скачков

Методические указания. Основы металлических конструкций, включая сварку.-

Ростов-на-Дону: ДГТУ, 2018 - 80 с.

Содержат рекомендации по решению задач по курсу «Металлические конструкции, включая сварку», читаемого на кафедре металлических, деревянных и пластмассовых конструкций АСА ДГТУ. Предназначено для бакалавров и магистрантов направления подготовки 08.03.01, «Строительство».

Печатается по решению редакционно-издательского совета
Донского государственного технического университета

Научный редактор д-р. техн. наук, профессор А.А. Журавлев

Ответственный за выпуск зав. кафедрой «Металлические, деревянные и пластмассовые конструкции» д-р. техн. наук, профессор А.А. Журавлев

В печать 15.06.2018г.
Формат 60x84/16. Объем 5 усл.п.л.
Тираж 50 экз. Заказ №293

Издательский центр ДГТУ
Адрес университета и полиграфического предприятия:
344000, г. Ростов-на-Дону, пл. Гагарина, 1

© Донской государственный
технический университет, 2018

Содержание

1. Материалы для конструкций и соединений
2. Расчётные характеристики материалов и соединений
3. Расчёт элементов стальных конструкций
4. Расчёт соединений стальных конструкций
5. Сортамент стального проката

1. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ КОНСТРУКЦИЙ И СОЕДИНЕНИЙ

1.1. В зависимости от степени ответственности конструкций зданий и сооружений (табл.1.1), а так же от условий их эксплуатации все конструкции разделяются на четыре группы. Требования по химическому составу следует принимать по табл.1.2.

1.2. Материалы для сварки, соответствующих стали конструкций следует применять по табл.1.3. Электроды для ручной дуговой сварки по ГОСТ9467-75; сварочную проволоку по ГОСТ2246-70*; флюсы по ГОСТ9087-81; углекислый газ по ГОСТ8050-76.

1.3. Для болтовых соединений следует применять стальные болты и гайки, удовлетворяющие требованиям ГОСТ1759-10*.

Болты следует назначать по ГОСТ15589-70*, ГОСТ15591-70*, ГОСТ7796-70*, ГОСТ7798-70*, а при ограничении деформаций соединений – по ГОСТ7805-70*.

Гайки следует применять по ГОСТ5915-70*: для болтов классов прочности 4.6,4.8,5.6 и 5.8 – гайки класса прочности 4; для болтов классов прочности 6.6 и 8.8 – гайки классов прочности соответственно 5 и 6.

2. РАСЧЁТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРИАЛОВ И СОЕДИНЕНИЙ

2.1. Расчётные сопротивления проката и труб для различных видов напряжённых состояний следует определять по формулам, приведённым в табл. 2.1.

2.2. Значения коэффициентов надёжности по материалу проката и труб следует принимать по табл. 2.2.

2.3. Нормативные и расчётные сопротивления при растяжении, сжатии и изгибе листового, широкополосного универсального, сортового проката и труб и двутавров с параллельными гранями полок приведены в табл. 2.3 и 2.4.

2.4. Нормативные и расчётные сопротивления при растяжении, сжатии и изгибе фасонного проката и следует определять по формулам, приведённым в табл. 2.5.

2.5. Расчётные сопротивления смятию элементов, соединяющих болтами следует определять по табл. 2.6, нормативные сопротивления стали болтов и расчётные сопротивления одноболтовых соединений срезу и растяжению - по табл. 2.7.

Таблица 1.1

ПРАВИЛА УЧЁТА СТЕПЕНИ ОТВЕТСТВЕННОСТИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ КОНСТРУКЦИЙ

Класс ответственности зданий и сооружений	Коэффициент надёжности по назначению γ_n
Класс I. Основные здания и сооружения объектов, имеющих особо важное народнохозяйственное и (или) социальное значение.	1,1
Класс II. Здания и сооружения объектов, имеющих важное народнохозяйственное и (или) социальное значение.	1,0
Класс III. Здания и сооружения объектов, имеющих ограниченное народнохозяйственное и (или) социальное значение	0,9

Для временных зданий и сооружений $\gamma_n = 0,8$

МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ (СП 16.13330.2017*)

Таблица 1.2

Нормируемые показатели ударной вязкости проката

Расчетная температура, °С	Группа конструкций	Предел текучести проката, Н/мм ²								
		$R_{yn} < 290$			$290 \leq R_{yn} < 390$		$390 \leq R_{yn} < 490$		$R_{yn} \geq 490$	
		Показатели ударной вязкости, Дж/см ²								
		КСА	КCV			КCV		КCV		КCV
		при температуре испытаний на ударный изгиб, °С								
		+20	+20	0	-20	-20	-40	-40	-60	-60
$t \geq -45$	1, 2, 3	29	34	-	-	34	-	34	-	40
$-45 > t \geq -55$	1	29	-	-	34	-	34	34	-	40
	2, 3	29	-	34	-	34	-	34	-	40
$t < -55$	1, 2, 3	29	-	-	34	-	34	-	34	40

Примечания
 1 КСА- ударная вязкость образцов типа 1 по [ГОСТ 9454](#), испытанных при температуре +20 °С, с U-образным надрезом после деформационного старения;
 КCV - ударная вязкость образцов с V-образным надрезом (тип 11 по [ГОСТ 9454](#)).
 2 В толстолистовом прокате испытываются поперечные образцы, в фасонном и сортовом - продольные.

Таблица 1.2

Требования по химическому составу

Нормативные сопротивления стали, Н/мм ²	Содержание элементов*, % (не более)			C _s , % (не более)
	C	P	S	
$R_{yn} < 290$	0,22	0,040	0,045**	-
$290 \leq R_{yn} < 390$	0,14	0,035	0,035**	0,45
$390 \leq R_{yn} < 490$	0,12	0,015***	0,015***	0,46
$490 \leq R_{yn} < 590$	0,13	0,015	0,010	0,47
$R_{yn} \geq 590$	0,15	0,010	0,005	0,51

* Предельные отклонения по химическому составу в готовом прокате по [ГОСТ 27772](#).

** В случае термической обработки, направленной на измельчение зерна, $S \leq 0,025 \%$.

*** $S + P \leq 0,020\%$.

Примечания

1 Углеродный эквивалент (C_3 , %) следует определять по формуле

$$C_3 = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Si}{24} + \frac{Cr}{5} + \frac{Ni}{40} + \frac{Cu}{13} + \frac{V + Nb}{14} + \frac{Mo}{4} + \frac{P}{2},$$

где $C, Mn, Si, Cr, Ni, Cu, V, Nb, Mo, P$ - массовые доли элементов, %.

2 Для сталей с нормативным сопротивлением $290 \leq R_{yn} < 390 \text{ Н/мм}^2$ допускается повышение содержания углерода до 0,17 % по согласованию с организацией - составителем норм. Для фасонных профилей с нормативным сопротивлением $390 \leq R_{yn} < 490 \text{ Н/мм}^2$ допускается содержание фосфора до $P \leq 0,030 \%$ и серы до $S \leq 0,025 \%$ по согласованию с организацией - составителем норм.

Таблица 1.3

Материалы для сварки, соответствующие стали

Характеристика стали	Марка материала для сварки				Тип электрода
	Сварочной проволоки для автоматической и механической сварки		Флюса	Порошковой проволокой	
	В углекислом газе или в его смеси с аргоном	Под флюсом			
$R_{yn} < 290 \text{ Н/мм}^2$	Св-08Г2С	Св-08А	АН-348-А АН-60*	ПП-АН-3 ПП-АН-8	Э42, Э42А
		Св-08ГА	ПФК-56С *4 UF-02; UF-03 *5		Э46, Э46А
$290 \text{ Н/мм}^2 \leq R_{yn} < 590 \text{ Н/мм}^2$		Св-10ГА**	АН-17-М АН-43 АН-47		Э50, Э50А

		Св-10Г2** Св-10НМА	АН-348-А*** ПФК-56С *4 UF-02; UF-03 *5		
$R_{\text{уп}} \geq 590 \text{ Н/мм}^2$	Св-08Г2С Св-08ХГСМА	Св-10НМА	АН-17-М ПФК-56С *4	ПП-АН-3 ПП-АН-8	Э60
	Св-10ХГ2СМА	Св-08ХН2ГМЮ	UF-02; UF-03 *5		Э70

* Флюс АН-60 и электроды типа Э42, Э46, Э50 следует применять для конструкций групп 2, 3 при расчётных температурах $t \geq$ минус 45°С.

** Не применять в сочетании с флюсом АН-43.

*** Для флюса АН-348-А требуется дополнительный контроль механических свойств металла шва при сварке соединений элементов всех толщин при расчётных температурах $t < -45^\circ\text{C}$ и толщин свыше 32 мм - при расчётных температурах $t \geq$ минус 45°С.

*4 Керамический флюс ПФК-56С по техническим условиям для автоматической сварки стыковых соединений конструкций пролетных строений стальных мостов.

*5 Керамический флюс сварочный агломерированный марки UF-02 и марки UF-03 по соответствующим техническим условиям.

Примечание - При соответствующем технико-экономическом обосновании для сварки конструкций используются сварочные материалы (проволоки, флюсы, защитные газы), не указанные в настоящей таблице. При этом механические свойства металла шва, выполняемого с их применением, должны быть не ниже свойств, обеспечиваемых применением материалов, приведенных в настоящей таблице.

Таблица 1.4

Нормативные и расчетные сопротивления металла швов сварных соединений с угловыми швами

Сварочные материалы		R_{wzn} , Н/мм ²	R_{wf} , Н/мм ²
тип электрода	марка проволоки		
Э42, Э42А	СВ-08, СВ-08А	410	180
Э46, Э46А	СВ-08ГА,	450	200
Э50, Э50А	СВ-08Г2С, СВ-10ГА, ПП-АН-8, ПП-АН-3	490	215
Э60	СВ-08Г2С*, СВ-10НМА, СВ-10Г2	590	240
Э70	СВ-10ХГ2СМА, СВ-08ХН2ГМЮ	685	280
Э85	-	835	340
* Только для швов с катетом $k_f \leq 8$ мм в конструкциях из стали с пределом текучести 440 Н/мм ² и более.			

Таблица 1.5

Требования к болтам при различных условиях их применения

Расчётная температура t , °С	Класс прочности болтов и требования к ним по действующим стандартам в конструкциях,			
	не рассчитываемых на усталость		рассчитываемых на усталость	
	при работе болтов на			
	растяжение или срез	срез	растяжение или срез	срез
≥ -45	5.6	5.6	5.6	5.6

	-	5.8	-	-
	8.8	8.8	8.8	8.8
	10.9	10.9	10.9	10.9
	-	12.9	-	12.9
-45 > t ≥ -55	5.6	5.6	5.6	5.6
	8.8	8.8	8.8*	8.8
	10.9	10.9	10.9*	10.9
	-	12.9	-	12.9
<-55	5.6	5.6	-	5.6
	8.8*	8.8	8.8*	8.8
	10.9*	10.9	10.9*	10.9
	-	12.9	-	12.9
* С требованием испытания на разрыв на косой шайбе.				

Таблица 1.6

Марки стали фундаментных болтов и условия их применения

Конструкции	Марки стали при расчётной температуре, t°С		
	≥ -45	-45 > t ≥ -55	<-55
Конструкции, кроме опор воздушных линий распределительных устройств и контактной сети	Ст3пс2,	Ст3пс4,	-
	Ст3сп2	Ст3сп4	-
	20	-	-
	-	09Г2С-4	09Г2С-4
Для U-образных болтов, а также	Ст3пс4,	-	-

фундаментных болтов опор воздушных линий электропередачи, распределительных устройств и*	Ст3сп4	-	-
	-	09Г2С-4	09Г2С-6

Таблица 1.7

Нормативные сопротивления стали болтов и расчётные сопротивления одноболтовых соединений срезу и растяжению, Н/мм²

Класс прочности болтов	R_{bun}	R_{byn}	R_{bs}	R_{bt}
5.6	500	300	210	225
5.8	500	400	210	-
8.8	830	664	332	451
10.9	1040	936	416	561
12.9	1220	1098	427	-

Таблица 2.1

Расчетные характеристики материалов и соединений

Напряжённое состояние	Расчётные сопротивления проката и труб
Растяжение, сжатие, изгиб:	
по пределу текучести	$R_y = R_{yn} / \gamma_m$
по временному сопротивлению	$R_u = R_{un} / \gamma_m$
Сдвиг	$R_s = 0,58 R_{yn} / \gamma_m$

Смятие	
торцевой поверхности (при наличии пригонки)	$R_p = R_{un} / \gamma_m$
местное в цилиндрических шарнирах (цапфах)	$R_{ip} = 0,5R_{un} / \gamma_m$
при плотном касании	
Диаметральное сжатие катков (при свободном касании в конструкциях с ограниченной подвижностью)	$R_{cd} = 0,025R_{un} / \gamma_m$

Таблица 2.2

Условия контроля свойств проката	Коэффициент надежности по материалу γ_m
Для проката при статистической процедуре контроля его свойств	1,025
Для проката, не использующего статистическую процедуру контроля его свойств, с пределом текучести свыше 380 Н/мм ² и для горячедеформированных труб	1,100
Для остального проката и труб, соответствующих требованиям настоящего свода правил	1,050
Для проката и труб, поставляемых по зарубежной нормативной документации	1,050

Таблица 2.3

Нормативные и расчетные сопротивления при растяжении, сжатии и изгибе листового, широкополосного универсального, сортового проката и труб

Сталь	Толщина проката, мм	Нормативное сопротивление* проката и труб, Н/мм ²		Расчетное сопротивление** проката и труб, Н/мм ²	
		R_{yn}	R_{un}	R_y	R_u
C235	От 2,0 до 4,0 включ.	235	360	230/225	350/345
C245	От 2,0 до 20 включ.	245	370	240/235	360/350
C255	От 2,0 до 3,9 включ.	255	380	250/45	370/360
	" 4,0 " 10 "	245	380	240/235	370/360
	Св. 10 до 20 "	245	370	240/235	360/350
	" 20 " 40 "	235	370	230/225	360/350
C345	От 2,0 до 10 включ.	345	490	340/330	480/470
	" 10 " 20 "	325	470	320/310	460/450
	" 20 " 40 "	305	460	300/290	450 / 440
	" 40 " 60 "	285	450	280/270	440/430
	" 60 " 80 "	275	440	270/260	430/420
	" 80 " 160 "	265	430	260/250	420/410
C345К	От 4,0 до 10 включ.	345	470	340 / 330	460/450
C355	От 8,0 до 16 включ.	355	470	350/340	460/450
	" 16 " 40 "	345	470	340/330	460/450
	" 40 " 60 "	335	470	330/320	460/450
	" 60 " 80 "	325	470	320/310	460/450

	" 80 " 100 "	315	470	310/300	460/450
	" 100 " 160 "	295	470	285/280	460/450
С355-1; С355-К	От 8,0 до 16 включ.	345	470	350/340	460/450
	" 16 " 40 "	345	470	340/330	460/450
	" 40 " 60 "	335	470	330/320	460/450
С355П	От 8,0 до 16 включ.	355	470	350/340	460/450
	" 16 " 40 "	345	470	340/330	460/450
С390; С390-1	От 8,0 до 50 включ.	390	520	380/370	505/495
С440	От 8,0 до 50 включ.	440	540	430/420	525/515
С550	От 8,0 до 50 включ.	540	640	525/515	625/610
С590	От 8,0 до 50 включ.	590	685	575/560	670/650
С690	От 8,0 до 50 включ.	690	785	-/650	-/745

* За нормативное сопротивление приняты гарантированные значения предела текучести и временного сопротивления, приводимые в национальных стандартах или технических условиях. В тех случаях, когда эти значения в национальных стандартах или технических условиях приведены только в одной системе единиц - кгс/мм², нормативные сопротивления, Н/мм², следует вычислять умножением соответствующих значений на 9,81 с округлением до 5 Н/мм².

** Значения расчётных сопротивлений получены делением нормативных сопротивлений на коэффициенты надёжности по материалу, определённые в соответствии с таблицей 3, с округлением до 5 Н/мм². В числителе приведены значения расчётных сопротивлений проката по нормативной документации, в которой используется статистическая процедура контроля свойств проката ($\gamma_m = 1,025$); в знаменателе - расчётное сопротивление остального проката при $\gamma_m = 1,050$.

Таблица 2.4

Нормативные и расчетные сопротивления при растяжении, сжатии и изгибе фасонного проката в виде двутавров с параллельными гранями полков

Сталь	Толщина полки профилей, мм	Нормативное сопротивление проката, Н/мм ²		Расчетное сопротивление проката, Н/мм ²	
		R_{yn}	R_{yn}	R_y	R_z
С255Б; С255Б-1	≤ 10	255	380	250	370
	Св. 10 до 20 включ.	245	370	240	360
	" 20 " 40 "	235	370	230	360
	" 40 " 60 "	235	370	230	360
	" 60 " 80 "	225	370	220	360
	" 80 " 100 "	215	370	210	360
	>100	200	360	195	350
С345Б	≤ 10	345	480	335	470
	Св. 10 до 20 включ.	325	470	315	460
	" 20 " 40 "	305	460	300	450
	" 40 " 60 "	285	450	280	440
С345Б-1	≤ 10	345	490	335	480
	Св. 10 до 20 включ.	325	470	315	460
	" 20 " 40 "	305	460	300	450
	" 40 " 60 "	285	450	280	440
С355Б	≤ 20	355	470	345	460
	Св. 20 до 40 включ.	345	470	335	460
	" 40 " 60 "	335	470	325	460

	" 60 " 80 "	325	460	315	450
	" 80 " 100 "	315	460	305	450
	>100	295	460	290	450
С355Б-1	≤20	355	470	345	460
	Св. 20 до 40 включ.	345	470	335	460
	" 40 " 60 "	335	470	325	460
С390Б	Св. 30 до 60 включ.	370	490	360	480
	" 60 " 80 "	360	480	350	470
	" 80 " 100 "	350	480	340	470
	>100	330	470	320	460
С440Б	≤20	440	600	430	585
	Св. 30 до 60 включ.	430	560	420	545
	" 60 " 80 "	420	520	410	505
	" 80 " 100 "	400	520	390	505
	>100	380	500	370	490
Примечание - Цифра 1 в первом столбце означает вариант химического состава					

Таблица 2.5

Нормативные и расчётные сопротивления при растяжении, сжатии и изгибе фасонного проката

Сталь	Толщина проката*, мм	Нормативное сопротивление** проката, Н/мм ²		Расчетное сопротивление*** проката, Н/мм ²	
		R_{yn}	R_{ynl}	R_y	R_{z}
С245	От 4,0 до 20 включ.	245	370	240/235	360/350
	" 20 " 40 "	235	370	230/225	360/350
С255	От 4,0 до 10 включ.	255	380	250/245	370/360
	" 10 " 20 "	245	370	240/235	360/350
	" 20 " 40 "	235	370	230/225	360/350
С345	От 4,0 до 10 включ.	345	480	340/330	470/460
	" 10 " 20 "	325	470	320/310	460/450
	" 20 " 40 "	305	460	300/290	450/440
С345К	От 4,0 до 10 включ.	345	470	340/330	460/450
С355	От 8,0 до 16 включ.	355	470	350/340	460/450
	" 16 " 40 "	345	470	340/330	460/450
С355-1	От 8,0 до 16 включ.	355	470	350/340	460/450
	" 16 " 40 "	345	470	340/330	460/450
С390	От 8,0 до 10 включ.	390	520	380/370	505/495
	" 10 " 20 "	380	500	370/360	480/475
	" 20 " 40 "	370	490	360/350	480/470

* За толщину фасонного проката следует принимать толщину полки.

** За нормативное сопротивление приняты гарантированные значения предела текучести и временного сопротивления, приводимые в национальных стандартах или технических условиях. В тех случаях, когда эти значения в национальных стандартах или технических условиях приведены только в

одной системе единиц - кгс/мм², нормативные сопротивления, Н/мм², вычислены умножением соответствующих значений на 9,81 с округлением до 5 Н/мм².

*** Значения расчётных сопротивлений получены делением нормативных сопротивлений на коэффициенты надежности по материалу, определенные в соответствии с таблицей 3, с округлением до 5 Н/мм². В числителе приведены значения расчетных сопротивлений проката по нормативной документации, в которой используется процедура контроля свойств проката ($\gamma_m = 1,025$), в знаменателе - расчётное сопротивление остального проката при $\gamma_m = 1,050$.

Таблица 2.6

Расчётные сопротивления смятию элементов, соединяемых болтами

Временное сопротивление стали соединяемых элементов R_{un} , Н/мм ²	Расчетные сопротивления R_{bp} , Н/мм ² , смятию элементов, соединяемых болтами класса точности	
	А	В
360	560	475
370	580	485
380	590	500
390	610	515
430	670	565
440	685	580
450	700	595
460	720	605
470	735	620
480	750	630
490	765	645

510	795	670
540	845	710
570	890	750
590	920	775
Примечание - Значения расчетных сопротивлений, указанные в таблице, вычислены по формулам раздела 4 с округлением до 5 Н/мм ² .		

Таблица 2.7

Нормативные сопротивления стали болтов и расчётные сопротивления одноболтовых соединений срезу и растяжению, Н/мм²

Класс прочности болтов	R_{bun}	R_{byn}	R_{bs}	R_{bt}
5.6	500	300	210	225
5.8	500	400	210	-
8.8	830	664	332	451
10.9	1040	936	416	561
12.9	1220	1098	427	-

3. РАСЧЁТ ЭЛЕМЕНТОВ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЦЕНТРАЛЬНО-РАСТЯНУТЫЕ И ЦЕНТРАЛЬНО-СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

3.1. Расчёт на прочность элементов, подверженных центральному растяжению, выполняется по формуле

$$\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (1)$$

3.2. Расчёт на прочность растянутых элементов конструкций из стали с отношением $R_u \leq \sigma_u \leq R_y$, эксплуатация которых возможна и после достижения металлом предела текучести, следует выполнять по формуле.

$$\frac{N}{A_n R_u} \cdot \frac{\gamma_u}{\gamma_{c1}} \leq 1 \quad (2)$$

3.3. Расчёт на устойчивость элементов сплошного сечения при центральном сжатии силой N и удовлетворяющих требованиям 7.3.2-7.3.9, следует выполнять по формуле (3)

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (3)$$

Где φ - коэффициент продольного изгиба принимается по таблице 3.2. Предельное значение коэффициента φ приведено в таблице 3.3.

Таблица 3.1

Элементы конструкций	Коэффициенты условий работы γ_c
1 Балки сплошного сечения и сжатые элементы ферм перекрытий под залами театров, клубов, кинотеатров, под трибунами, под помещениями магазинов, книгохранилищ и архивов и т.п. при временной нагрузке, не превышающей вес перекрытий	0,90
2 Колонны общественных и жилых зданий при постоянной нагрузке, равной не менее 0,8 расчетной; многоэтажных зданий высотой до 150 м включительно; двутаврового сечения многоэтажных зданий высотой более 150 м; коробчатого сечения многоэтажных зданий высотой более 150 м; опоры водонапорных башен	0,95 0,95 0,90 0,87 0,95
3 Колонны одноэтажных производственных зданий с мостовыми кранами	1,05
4 Сжатые основные элементы (кроме опорных) решетки составного таврового сечения из двух уголков в сварных фермах покрытий и перекрытий при расчете на устойчивость указанных элементов с гибкостью $\lambda > 60$	0,80
5 Растянутые элементы (затяжки, тяги, оттяжки, подвески) при расчёте на прочность по неослабленному сечению	0,90
6 Элементы конструкций из стали с пределом текучести до 440 Н/мм ² , несущие статическую нагрузку, при расчете на прочность по сечению, ослабленному отверстиями для болтов (кроме фрикционных	1,10

	соединений)	
7	Сжатые элементы решетки пространственных решетчатых конструкций из одиночных уголков, прикрепляемые одной полкой (для неравнополочных уголков - большей полкой):	
	а) непосредственно к поясам сварными швами либо двумя болтами и более, установленными вдоль уголка:	
	раскосы по рисунку 15, а и распорки по рисунку 15, б, в, е	0,90
	раскосы по рисунку 15, в, г, д, е	0,80
	б) непосредственно к поясам одним болтом или через фасонку независимо от вида соединения	0,75
8	Сжатые элементы из одиночных уголков, прикрепляемых одной полкой (для неравнополочных уголков - меньшей полкой), за исключением элементов плоских ферм из одиночных уголков и элементов, указанных в позиции 7 настоящей таблицы, раскосов по рисунку 15,б, прикрепляемых непосредственно к поясам сварными швами либо двумя болтами и более, установленными вдоль уголка, и плоских ферм из одиночных уголков	0,75
9	Опорные плиты из стали с пределом текучести до 390 Н/мм ² , несущие статическую нагрузку, толщиной, мм:	
	а) до 40	1,20
	б) св. 40 до 60	1,15
	в) " 60 " 80	1,10
	Примечания	
	1 Коэффициенты $\gamma_c < 1$ при расчёте совместно учитывать не следует.	
	2 При расчёте на прочность по сечению, ослабленному отверстиями для болтов, коэффициенты условий работы, приведенные в позициях 6 и 1; 6 и 2; 6 и 3 следует учитывать совместно.	
	3 При расчёте опорных плит коэффициенты, приведенные в позициях 9 и 2, 9 и 3, следует учитывать совместно.	
	4 Коэффициенты для элементов, приведенных в позициях 1 и 2, следует	

учитывать также при расчёте их соединений.

5 В случаях, не оговоренных в настоящей таблице, в формулах следует принимать $\gamma_c = 1$.

Таблица 3.2

Коэффициенты φ продольного изгиба центрально-сжатых элементов

Условная гибкость $\bar{\lambda}$	Коэффициенты φ для типа сечения		
	a	b	c
0,4	1000	1000	984
0,6	994	986	956
0,8	981	967	929
1,0	968	948	901
1,2	953	927	872
1,4	938	905	842
1,6	920	881	811
1,8	900	855	778
2,0	877	826	744
2,2	851	794	709
2,4	821	760	672
2,6	786	723	635
2,8	747	683	598
3,0	704	643	562
3,2	660	602	527
3,4	616	562	493
3,6	572	524	460
3,8	526	487	430

4,0	475	453	402
4,2	431	422	375
4,4	393	392	351
4,6		359	329
4,8		330	308
5,0		304	289
5,2		281	271
5,4		261	255
5,6		242	241
5,8		226	
6,0		211	
6,2		198	
6,4		186	
6,6		174	
6,8		164	
7,0		155	
7,2		147	
7,4		139	
7,6		132	
7,8		125	
8,0		119	
8,5		105	
9,0		094	
9,5		084	
10,0		076	

Примечание - Значения коэффициентов Φ в таблице увеличены в 1000

Предельные значения гибкости сжатых элементов

Элементы конструкций	Предельная гибкость сжатых элементов λ_{cr}
1 Пояса, опорные раскосы и стойки, передающие опорные реакции: а) плоских ферм, структурных конструкций и пространственных конструкций из труб или парных уголков высотой до 50 м б) пространственных конструкций из одиночных уголков, а также пространственных конструкций из труб и парных уголков высотой св. 50 м	180-60 α 120
2 Элементы, кроме указанных в позициях 1 и 7: а) плоских ферм, сварных пространственных и структурных конструкций из одиночных уголков, пространственных и структурных конструкций из труб и парных уголков б) пространственных и структурных конструкций из одиночных уголков с болтовыми соединениями	210-60 α 220-40 α
3 Верхние пояса ферм, не закрепленные в процессе монтажа (предельную гибкость после завершения монтажа следует принимать по позиции 1)	220
4 Основные колонны	180-60 α
5 Второстепенные колонны (стойки фахверка, фонарей и т.п.), элементы решетки колонн, элементы вертикальных связей между колоннами (ниже балок крановых путей)	210-60 α
6 Элементы связей, кроме указанных в позиции 5, а также стержни, служащие для уменьшения расчетной длины сжатых стержней, и другие ненагруженные элементы, кроме указанных в позиции 7	200
7 Сжатые и ненагруженные элементы пространственных конструкций таврового и крестового сечений, подверженные воздействию ветровых нагрузок, при проверке гибкости в вертикальной плоскости	150
<p><i>Обозначение, принятое в таблице 32:</i></p> $\alpha = \frac{N}{\varphi AR_y \gamma_c}$ <p>- коэффициент, принимаемый не менее 0,5 (в необходимых случаях вместо φ следует принимать φ_e).</p>	

Предельные значения гибкости растянутых элементов

Элементы конструкций	Предельная гибкость растянутых элементов $\lambda_{н}$ при воздействии на конструкцию нагрузок		
	динамических, приложенных непосредственно к конструкции	статических	от кранов (см. прим. 4) и железнодорожных составов
1 Пояса и опорные раскосы плоских ферм (включая тормозные фермы) и структурных конструкций	250	400	250
2 Элементы ферм и структурных конструкций, кроме указанных в позиции 1	350	400	300
3 Нижние пояса балок и ферм крановых путей	-	-	150
4 Элементы вертикальных связей между колоннами (ниже балок крановых путей)	300	300	200
5 Прочие элементы связей	400	400	300
6 Пояса и опорные раскосы стоек и траверс, тяги траверс опор линий электропередачи, открытых распределительных устройств и контактных сетей транспорта	250	-	-
7 Элементы опор линий электропередачи, открытых распределительных устройств и контактных сетей транспорта, кроме указанных в позициях 6 и 8	350	-	-
8 Элементы пространственных конструкций таврового и крестового сечений (а в тягах траверс опор линий электропередачи и из одиночных уголков), подверженных воздействию ветровых нагрузок, при проверке	150	-	-

Примечания

1 В конструкциях, не подвергающихся динамическим воздействиям, гибкость растянутых элементов следует проверять только в вертикальных плоскостях.

2 ДЛЯ элементов связей (позиция 5), у которых прогиб под действием собственного веса не превышает $1/150$, при воздействии на конструкцию статических нагрузок допускается принимать $\lambda_{и} = 500$.

3 Гибкость растянутых элементов, подвергнутых предварительному напряжению, не ограничивается.

4 Значения предельных гибкостей следует принимать при кранах групп режимов работы 7К (в цехах металлургических производств) и 8К в соответствии со [СП 20.13330](#).

5 Для нижних поясов балок и ферм крановых путей при кранах групп режимов работы 1К - 6К допускается принимать $\lambda_{и} = 200$.

6 К динамическим нагрузкам, приложенным непосредственно к конструкции, относятся нагрузки, принимаемые в расчетах на усталость или с учетом коэффициентов динамичности по [СП 20.13330](#).

ИЗГИБАЕМЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

3.4. Расчёт на прочность балок 1-го класса следует выполнять по формулам:

при действии момента в одной из главных плоскостей

$$\frac{M}{W_{n,min} R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (4)$$

при действии в сечении поперечной силы

$$\frac{QS}{I_{tw} R_s \gamma_c} \leq 1, \quad (5)$$

при действии моментов в двух главных плоскостях (и наличии бимомента)

$$\frac{M_x}{I_{xп} R_y \gamma_c} y \pm \frac{M_y}{I_{yп} R_y \gamma_c} x \pm \frac{B \cdot \omega}{I_{\omegaп} R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (6)$$

где x и y - расстояния от главных осей до рассматриваемой точки сечения, а

ω - секториальная координата этой точки;

при одновременном действии в стенке балки момента и поперечной силы

$$\frac{0,87}{R_y \gamma_c} \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1, \quad \tau_{xy} / R_s \gamma_c \leq 1, \quad (7)$$

где $\sigma_x = M_x y / I_{xп}$ - нормальное напряжение в срединной плоскости стенки, параллельное продольной оси балки;

σ_y - то же, перпендикулярное продольной оси балки, в том числе σ_{loc} , определяемое по формуле (47);

$\tau_{xy} = QS / (It_w)$ - касательное напряжение в стенке.

Напряжения σ_x и σ_y , принимаемые в формуле (7) со своими знаками, а также τ_{xy} , следует определять в одной и той же точке стенки балки.

В балках, рассчитываемых по формуле (6), значения напряжений в стенке балки должны быть проверены по формуле (7) в двух главных плоскостях изгиба.

При ослаблении стенки отверстиями для болтов левую часть формулы (4), а также значение τ_{xy} , в формуле (7) следует умножать на коэффициент α , определяемый по формуле

$$\alpha = s / (s - d), \quad (8)$$

где s - шаг отверстий в одном ряду;

d - диаметр отверстия.

3.5. Расчет на прочность стенки балки, не укрепленной ребрами жесткости, при действии местного напряжения σ_{loc} в местах приложения нагрузки к верхнему поясу, а также в опорных сечениях балки следует выполнять по формуле

$$\frac{\sigma_{loc}}{R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (9)$$

где

$$\sigma_{loc} = F / (l_{ef} t_w). \quad (10)$$

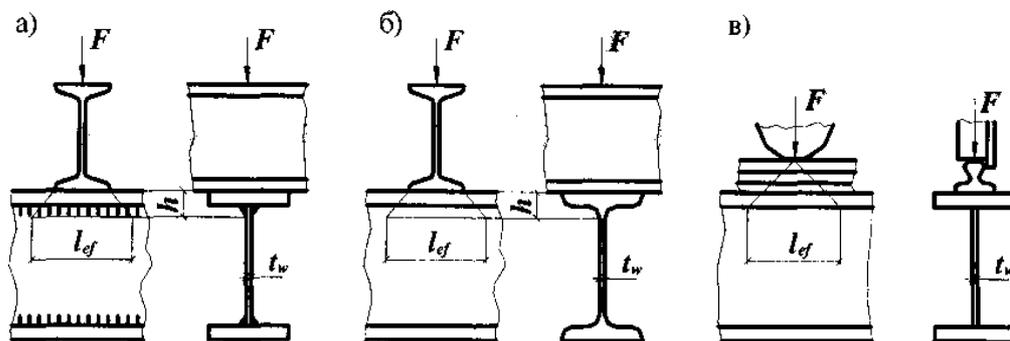
Здесь F - расчетное значение нагрузки (силы);

l_{ef} - условная длина распределения нагрузки, определяемая по формулам: для случаев по рисунку 6, а и б

$$l_{ef} = b + 2h; \quad (11)$$

для случая по рисунку 6, в

$$l_{ef} = \psi \sqrt[3]{I_{1f} / t_w}, \quad (12)$$



а - сварная; б - прокатная; в - сварная или прокатная при нагрузке от колеса крана

Рисунок 6 - Схемы распределения сосредоточенной нагрузки на стенку балки

где h - размер, равный сумме толщины верхнего пояса балки и катета поясного шва, если нижняя балка сварная (см. рисунок 6, а), либо расстоянию от наружной грани полки до начала внутреннего закругления стенки, если нижняя балка прокатная (см. рисунок 6, б);

ψ - коэффициент, принимаемый равным: 3,25 - для сварных и прокатных балок; 4,5 - для балок с фрикционными поясными соединениями;

I_{1f} - сумма собственных моментов инерции пояса балки и кранового рельса или момент инерции сечения, состоящего из пояса и рельса в случае приварки рельса швами, обеспечивающими совместную работу пояса и рельса.

3.6. Расчёт на устойчивость балок двутаврового сечения, изгибаемых в плоскости стенки, следует выполнять по формуле

$$\frac{M}{\varphi_b \cdot W_c} \leq R_y \gamma_c, \quad (13)$$

где W_c – следует определять для сжатого пояса; φ_b – коэффициент, определяемый по прил. 7 СП16.13330.2017

При определении значения φ_b за расчётную длину балки l_{ef} следует принимать расстояние между точками закреплений сжатого пояса от поперечных смещений.

Для балки и консоли двутаврового сечения с двумя осями симметрии коэффициент φ_b следует принимать равным:

при $\varphi_1 \leq 0,85$

$$\varphi_b = \varphi_1;$$

при $\varphi_1 > 0,85$

$$\varphi_b = 0,68 + 0,21\varphi_1 \leq 1,$$

где значение φ_1 следует вычислять по формуле

$$\varphi_1 = \psi \frac{I_y}{I_x} \left(\frac{h}{l_{ef}} \right)^2 \frac{E}{R_y}.$$

В формуле (Ж.3) обозначено:

ψ - коэффициент, вычисляемый согласно требованиям Ж.3 настоящего приложения;

h - полная высота сечения прокатного двутавра или расстояние между осями поясов (пакетов поясных листов) составного двутавра;

l_{ef} - расчетная длина балки или консоли, определяемая согласно требованиям 8.4.2 настоящих норм.

Ж.3 Значение коэффициента ψ в формуле (Ж.3) следует вычислять по формулам таблиц Ж.1 и Ж.2 в зависимости от количества закреплений сжатого пояса, вида нагрузки и места ее приложения, а также от коэффициента α , равного:

а) для прокатных двутавров

$$\alpha = 1,54 \frac{I_t}{I_y} \left(\frac{l_{ef}}{h} \right)^2,$$

где I_t - момент инерции при свободном кручении, определяемый согласно приложению Д;

h - полная высота сечения;

б) для составных двутавров из листов со сварными или фрикционными поясными соединениями

$$\alpha = 8 \left(\frac{l_{ef} t_f}{h b_f} \right)^2 \left(1 + \frac{a t^3}{b_f t_f^3} \right),$$

где обозначено:

для сварных двутавров из трех листов:

t_f и b_f - толщина и ширина пояса балки;

h - расстояние между осями поясов;
 $a = 0,5h$;
 t - толщина стенки ($t = t_w$);
 для составных двутавров с фрикционными поясными соединениями:
 t_f - суммарная толщина листов пояса и полки поясного уголка;
 b_f - ширина листов пояса;
 h - расстояние между осями пакетов поясных листов;
 a - ширина вертикальной полки поясного уголка за вычетом толщины его полки;
 t - суммарная толщина стенки и вертикальных полок поясных уголков.

Таблица 3.4

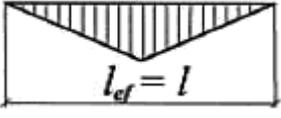
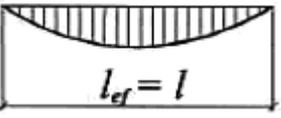
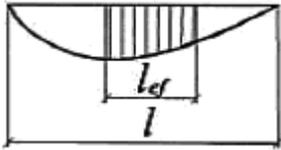
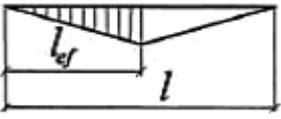
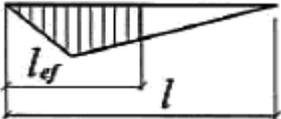
КОЭФФИЦИЕНТЫ ДЛЯ РАСЧЁТА НА ПРОЧНОСТЬ ЭЛЕМЕНТОВ СТАЛЬНЫХ
 КОНСТРУКЦИЙ С УЧЁТОМ РАЗВИТИЯ ПЛАСТИЧЕСКИХ ДЕФОРМАЦИЙ

Коэффициенты c (c_x), c_y , n

Тип сечения	Схема сечения	$\frac{A_f}{A_w}$	Значения коэффициентов		
			c (c_x)	c_y	n при $M_y=0^*$
1		0,25	1,19	1,47	1,5
		0,5	1,12		
		1,0	1,07		
		2,0	1,04		
2		0,25	1,19	1,07	1,5
		0,5	1,12	1,12	
		1,0	1,07	1,19	
		2,0	1,04	1,26	
3		-	1,60	1,47	а) 3,0 б) 1,0
4		-	1,47	1,47	а) 2,0 б) 3,0
5		0,25	1,47	1,04	3,0
		0,5		1,07	
		1,0		1,12	
		2,0		1,19	
6		-	1,26	1,26	1,5

Таблица 3.5

Коэффициенты ψ для двутавровых балок с двумя осями симметрии

Число закреплений сжатого пояса в пролете	Вид нагрузки в пролете	Эпюра M_x на участке l_{ef}	Пояс, к которому приложена нагрузка	Коэффициент ψ при значениях α	
				$0,1 \leq \alpha \leq 40$	$40 < \alpha \leq 400$
Без закреплений	Сосредоточенная		Сжатый Растянутый	$1,75 + 0,09\alpha$ $5,05 + 0,09\alpha$	$3,3 + 0,053\alpha - 4,5 \cdot 10^{-5}\alpha^2$ $6,6 + 0,053\alpha - 4,5 \cdot 10^{-5}\alpha^2$
	Равномерно распределенная		Сжатый Растянутый	$1,60 + 0,08\alpha$ $3,80 + 0,08\alpha$	$3,15 + 0,04\alpha - 2,7 \cdot 10^{-5}\alpha^2$ $5,35 + 0,04\alpha - 2,7 \cdot 10^{-5}\alpha^2$
Два и более, делящие пролет l на равные части	Любая		Любой	$2,25 + 0,07\alpha$	$3,6 + 0,04\alpha - 3,5 \cdot 10^{-5}\alpha^2$
Одно в середине	Сосредоточенная в середине		Любой	$1,75 \psi_1$	
	Сосредоточенная в четверти		Сжатый Растянутый	$1,14 \psi_1$ $1,60 \psi_1$ $\sqrt{\quad}$	

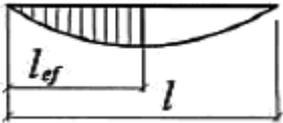
Равномерно распределенная		Сжатый Растянутый	1,14 ψ_1 1,30 ψ_1
Примечание - Значение ψ_1 следует принимать равным ψ при двух и более закреплениях сжатого пояса в пролете.			

Таблица 3.6

Коэффициенты ψ для жёстко заделанных консолей двутаврового сечения с двумя осями симметрии

Вид нагрузки	Пояс, к которому приложена нагрузка	Коэффициент ψ при отсутствии закреплений сжатого пояса и при значениях α	
		$4 \leq \alpha \leq 28$	$28 < \alpha \leq 100$
Сосредоточенная на конце консоли	Растянутый	$1,0 + 0,16 \alpha$	$4,0 + 0,05 \alpha$
	Сжатый	$6,2 + 0,08 \alpha$	$7,0 + 0,05 \alpha$
Равномерно распределённая	Растянутый	$1,42 \sqrt{\alpha}$	

Таблица 3.7

Значения предельных относительных прогибов

Элементы конструкций *)	Относительные прогибы элементов (к пролёту l)
1. Балки и фермы крановых путей под краны: лёгкого режима работы (включая ручные краны, тельферы и тали)	$l/400$
среднего режима работы	$1/500$
тяжёлого и весьма тяжёлого режима работы	$1/600$
2. Балки рабочих площадок производственных зданий при наличии рельсовых путей: ширококолейных	$1/600$
узкоколейных	$1/400$
3. Балки рабочих площадок производственных зданий при отсутствии рельсовых путей и балки междуэтажных перекрытий: главные балки	$1/400$
прочие балки и косоуры лестниц	$1/250$
стальной настил	$1/150$
4. Балки ферм и покрытий и чердачных покрытий: несущие подвесное подъёмно-транспортное или технологическое оборудование	$1/400$
не несущие подвесное оборудование	$1/250$
прогоны	$1/200$
профилированный настил	$1/150$
5. Элементы фахверка ригели	$1/300$
прогоны остекления	$1/200$
*) Более точное значение – по СНиП 2.01.07-85	

**ЭЛЕМЕНТЫ, ПОДВЕРЖЕННЫЕ ВОЗДЕЙСТВИЮ ОСЕВОЙ СИЛЫ
С ИЗГИБОМ**

3.7. Расчёт на прочность внецентренно-сжатых, сжато-изгибаемых, внецентренно-растянутых и растянуто-изгибаемых элементов из стали с пределом текучести до 580 МПа (5900 кгс/см²), не подвергающихся непосредственному воздействию динамических нагрузок, при $\tau \leq 0,5 \cdot R_s$ и $N/(A_n R_y) > 0,1$ следует выполнять по формуле

$$\left(\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \right)^n + \frac{M_x}{c_x W_{xn.min} R_y \gamma_c} + \frac{M_y}{c_y W_{yn.min} R_y \gamma_c} < 1, \quad (12)$$

где N , M_x и M_y – абсолютные значения соответственно продольной силы и изгибающих моментов при наиболее неблагоприятном их сочетании;

n , c_x и c_y – коэффициенты, принимаемые по прил. 5

В прочих случаях расчёт следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{A_n} \pm \frac{M_x}{J_{xn}} \cdot y \pm \frac{M_y}{J_{yn}} \cdot x \leq R_y \gamma_c, \quad (13)$$

где x и y – координаты рассматриваемой точки сечения относительно его главных осей

3.8. Расчёт на устойчивость внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементов следует выполнять как в плоскости действия момента (плоская форма потери устойчивости), так и на плоскости действия момента (изгибно-крутильная форма потери устойчивости).

3.9. Расчёт на устойчивость внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых постоянного сечения в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии, следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{\varphi_e A} \leq R_y \gamma_c \quad (14)$$

В формуле (14) коэффициент φ_e следует определять:

а) для сплошностенчатых стержней по табл. 3.9 в зависимости от условной гибкости λ и приведённого относительного эксцентриситета m_{ef} , определяемого по формуле

$$m_{ef} = \eta \cdot m, \quad (15)$$

где η - коэффициент влияния формы сечения, определяемый по табл. 3.8.

$m = \frac{eA}{W}$ - относительный эксцентриситет (здесь e – эксцентриситет, W_c – момент сопротивления сечения для наиболее сжатого волокна);

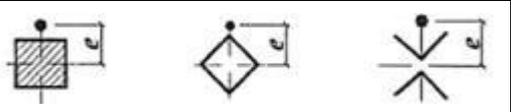
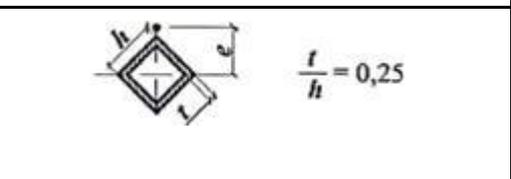
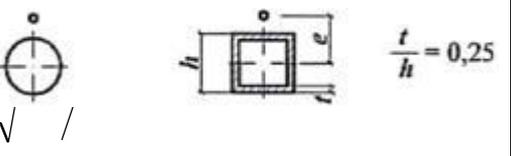
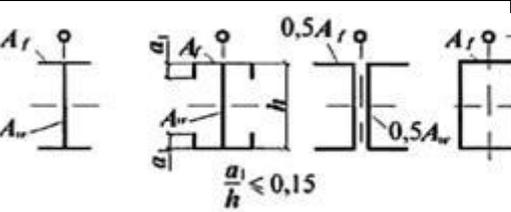
б) для сквозных стержней с решётками или планками, расположенными в плоскостях, параллельных плоскости изгиба, по табл. 3.10 в зависимости от условной приведённой гибкости λ_{ef} и относительного эксцентриситета m , определяемого по формуле

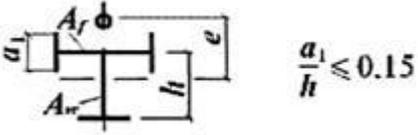
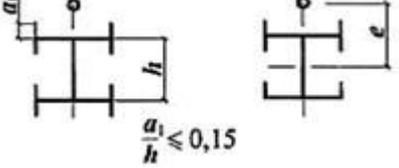
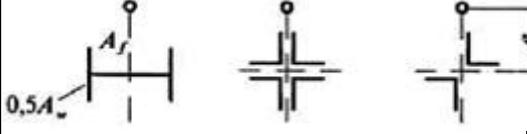
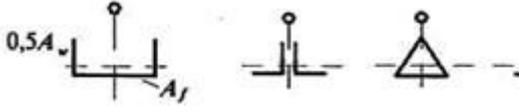
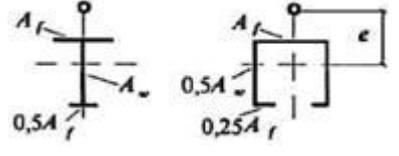
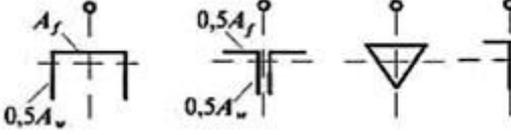
$$m = e \cdot \frac{Aa}{J}, \quad (16)$$

где a – расстояние от главной оси сечения, перпендикулярной плоскости изгиба, до оси наиболее сжатой ветви, но не менее расстояния до оси стенки ветви .

Таблица 3.8

Коэффициенты влияния форм сечения η

Тип сечения	Схема сечения и эксцентриситет	$\frac{A_f}{A_w}$	Значения η при			
			$0 \leq \bar{\lambda} \leq 5$		$\bar{\lambda} > 5$	
			$0,1 \leq m \leq 5$	$5 < m \leq 20$	$0,1 \leq m \leq 5$	$5 < m \leq 20$
1		-	1,0	1,0	1,0	
2		-	0,85	0,85	0,85	
3		-	$0,75 + 0,002 \bar{\lambda}$	$0,75 + 0,02 \bar{\lambda}$	0,85	
4		-	$(1,35 - 0,05m) - 0,01(5-m) \bar{\lambda}$	1,1	1,1	
5		0,2 5	$(1,45 - 0,05m) - 0,01(5-m) \bar{\lambda}$	1,2	1,2	
		0,5	$(1,75 - 0,1m) - 0,02(5-m) \bar{\lambda}$	1,25	1,25	
		$\geq 1,0$	$(1,90 - 0,1m) - 0,02(5-m) \bar{\lambda}$	$1,4 - 0,02 \bar{\lambda}$	1,3	

6		-	$\eta_s \left(1 - 0,3(5-m) \frac{a_1}{h}\right)$	η_s	η_s	
7		-	$\eta_s \left(1 - 0,8 \frac{a_1}{h}\right)$	$\eta_s \left(1 - 0,8 \frac{a_1}{h}\right)$	$\eta_s \left(1 - 0,8 \frac{a_1}{h}\right)$	
8		0,2 5	$(0,75+0,05m)+0,0$ $1(5-m) \bar{\lambda}$	1,0	1,0	
		0,5	$(0,5+0,1m)+0,02($ $5-m) \bar{\lambda}$	1,0	1,0	
		≥ 1	$(1,25+0,15m)+0,0$ $3(5-m) \bar{\lambda}$	1,0	1,0	
9		0,5	$(1,25-0,05m)-$ $0,01(5-m) \bar{\lambda}$	1,0	1,0	
		≥ 1	$(1,5-0,1m)-$ $0,02(5-m) \bar{\lambda}$	1,0	1,0	
10		0,5	1,4	1,4	1,4	
		1,0	$1,6-0,01(5-m) \bar{\lambda}$	1,6	$1,35+0,0$ $5m$	1,6
		2,0	$1,8-0,02(5-m) \bar{\lambda}$	1,8	$1,3+0,1m$	1,8
11		0,5	$1,45+0,04m$	1,65	$1,45+0,0$ $4m$	1,65

	1,0	1,8+0,12 <i>m</i>	2,4	1,8+0,12 <i>m</i>	2,4
	1,5	2,0+0,25 <i>m</i> +0,1 $\bar{\lambda}$	-	-	-
	2,0	3,0+0,25 <i>m</i> +0,1 $\bar{\lambda}$	-	-	-
<p>Примечания</p> <p>1 Для типов сечений 5-7 при подсчете значений A_f/A_w площадь вертикальных элементов полок не следует учитывать.</p> <p>2 Для типов сечений 6-7 значения η_s следует принимать равными значениям η для типа 5 при тех же значениях A_f/A_w.</p>					

Таблица 3.9

Коэффициенты φ_e для проверки устойчивости внецентренно-сжатых (сжато-изгибаемых) сплошностенчатых стержней в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии

Условная гибкость $\bar{\lambda}$	Значение φ_e при приведенном относительном эксцентриситете m_{ef}								
	0,1	0,25	0,5	0,75	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0
0,5	967	922	850	782	722	669	620	577	538
1,0	925	854	778	711	653	600	563	520	484
1,5	875	804	716	647	593	548	507	470	439
2,0	813	742	653	587	536	496	457	425	397
2,5	742	672	587	526	480	442	410	383	357
3,0	667	597	520	465	425	395	365	342	320
3,5	587	522	455	408	375	350	325	303	287
4,0	505	447	394	356	330	309	289	270	256
4,5	418	382	342	310	288	272	257	242	229
5,0	354	326	295	273	253	239	225	215	205
5,5	302	280	256	240	224	212	200	192	184
6,0	258	244	223	210	198	190	178	172	166
6,5	223	213	196	185	176	170	160	155	149

7,0	194	186	173	163	157	152	145	141	136
8,0	152	146	138	133	128	121	117	115	113
9,0	122	117	112	107	103	100	098	096	093
10,0	100	097	093	091	090	085	081	080	079
11,0	083	079	077	076	075	073	071	069	068
12,0	069	067	064	063	062	060	059	059	058
13,0	062	061	054	053	052	051	051	050	049
14,0	052	049	049	048	048	047	047	046	045

Продолжение таблицы Д.3

Условная гибкость $\bar{\lambda}$	Значение φ_e при приведенном относительном эксцентриситете m_{ef}								
	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5
0,5	469	417	370	337	307	280	260	237	222
1,0	427	382	341	307	283	259	240	225	209
1,5	388	347	312	283	262	240	223	207	195
2,0	352	315	286	260	240	222	206	193	182
2,5	317	287	262	238	220	204	190	178	168
3,0	287	260	238	217	202	187	175	166	156
3,5	258	233	216	198	183	172	162	153	145
4,0	232	212	197	181	168	158	149	140	135
4,5	208	192	178	165	155	146	137	130	125
5,0	188	175	162	150	143	135	126	120	117
5,5	170	158	148	138	132	124	117	112	108
6,0	153	145	137	128	120	115	109	104	100
6,5	140	132	125	117	112	106	101	097	094
7,0	127	121	115	108	102	098	094	091	087
8,0	106	100	095	091	087	083	081	078	076
9,0	088	085	082	079	075	072	069	066	065

10,0	075	072	070	069	065	062	060	059	058
11,0	063	062	061	060	057	055	053	052	051
12,0	055	054	053	052	051	050	049	048	047
13,0	049	048	048	047	045	044	043	042	041
14,0	044	043	043	042	041	040	040	039	039

Окончание таблицы Д.3

Условная гибкость $\bar{\lambda}$	Значение φ_e при приведенном относительном эксцентриситете m_{ef}							
	7,0	8,0	9,0	10	12	14	17	20
0,5	210	183	164	150	125	106	090	077
1,0	196	175	157	142	121	103	086	074
1,5	182	163	148	134	114	099	082	070
2,0	170	153	138	125	107	094	079	067
2,5	158	144	130	118	101	090	076	065
3,0	147	135	123	112	097	086	073	063
3,5	137	125	115	106	092	082	069	060
4,0	127	118	108	098	088	078	066	057
4,5	118	110	101	093	083	075	064	055
5,0	111	103	095	088	079	072	062	053
5,5	104	095	089	084	075	069	060	051
6,0	096	089	084	079	072	066	057	049
6,5	089	083	080	074	068	062	054	047
7,0	083	078	074	070	064	059	052	045
8,0	074	068	065	062	057	053	047	041
9,0	064	061	058	055	051	048	043	038
10,0	057	055	052	049	046	043	039	035
11,0	050	048	046	044	040	038	035	032
12,0	046	044	042	040	037	035	032	029

13,0	041	039	038	037	035	033	030	027
14,0	038	037	036	036	034	032	029	026

Примечания

1 Значения коэффициентов φ_e в таблице увеличены в 1000 раз.

2 Значения φ_e следует принимать не выше значений φ .

Таблица 3.10

Коэффициенты φ_e для проверки устойчивости внецентренно-сжатых (сжато-изгибаемых) сквозных стержней в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии

Условная приведенная гибкость $\bar{\lambda}_{ef}$	Значение φ_e при приведенном относительном эксцентриситете m								
	0,1	0,25	0,5	0,75	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0
0,5	908	800	666	571	500	444	400	364	333
1,0	872	762	640	553	483	431	387	351	328
1,5	830	727	600	517	454	407	367	336	311
2,0	774	673	556	479	423	381	346	318	293
2,5	708	608	507	439	391	354	322	297	274
3,0	637	545	455	399	356	324	296	275	255
3,5	562	480	402	355	320	294	270	251	235
4,0	484	422	357	317	288	264	246	228	215
4,5	415	365	315	281	258	237	223	207	196
5,0	350	315	277	250	230	212	201	186	178
5,5	300	273	245	223	203	192	182	172	163
6,0	255	237	216	198	183	174	165	156	149
6,5	221	208	190	178	165	157	149	142	137

7,0	192	184	168	160	150	141	135	130	125
8,0	148	142	136	130	123	118	113	108	105

Условная приведенная гибкость $\bar{\lambda}_{ef}$	Значение Φ_e при приведенном относительном эксцентриситете m								
	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5
0,5	286	250	222	200	182	167	154	143	133
1,0	280	243	218	197	180	165	151	142	131
1,5	271	240	211	190	178	163	149	137	128
2,0	255	228	202	183	170	156	143	132	125
2,5	238	215	192	175	162	148	136	127	120
3,0	222	201	182	165	153	138	130	121	116
3,5	206	187	170	155	143	130	123	115	110
4,0	191	173	160	145	133	124	118	110	105
4,5	176	160	149	136	124	116	110	105	096
5,0	161	149	138	127	117	108	104	100	095

Условная приведенная гибкость $\bar{\lambda}_{ef}$	Значение Φ_e при приведенном относительном эксцентриситете m							
	7,0	8,0	9,0	10	12	14	17	20
0,5	125	111	100	091	077	067	058	048
1,0	121	109	098	090	077	066	055	046

1,5	119	108	096	088	077	065	053	045
2,0	117	106	095	086	076	064	052	045
2,5	113	103	093	083	074	062	051	044
3,0	110	100	091	081	071	061	051	043
3,5	106	096	088	078	069	059	050	042
4,0	100	093	084	076	067	057	049	041
4,5	096	089	079	073	065	055	048	040

Примечания

1 Значения коэффициентов $\varphi_{\text{в}}$ в таблице увеличены в 1000 раз.

2 Значения $\varphi_{\text{в}}$ следует принимать не более значений φ .

3.10. Расчёт на устойчивость внецентренно-сжатых элементов постоянного сечения из плоскости действия момента при изгибе их в плоскости наибольшей жёсткости ($J_x > J_y$), совпадающей с плоскостью симметрии, следует выполнять по формуле

$$\frac{n}{c\varphi_y A} \leq R_y \gamma_c, \quad (17)$$

где c – коэффициент, вычисляемый согласно требованиям п. 3.11.

3.11. Коэффициент c в формуле (17) следует определять:

- при значениях относительного эксцентриситета $m_x \leq 5$ по формуле

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha m_x}, \quad (18)$$

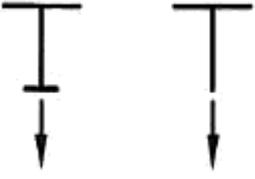
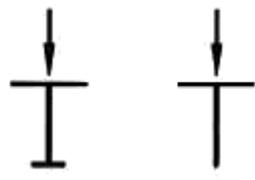
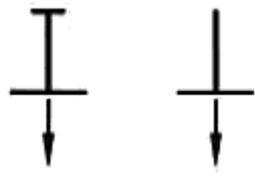
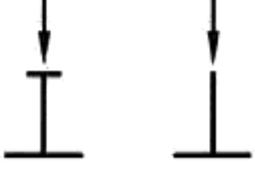
где α и β - коэффициенты, принимаемые по табл. 3.11.

- при значениях относительного эксцентриситета $m_x \geq 10$ по формуле

$$c = \frac{1}{1 + m_x \varphi_y / \varphi_b}, \quad (19)$$

где φ_b – коэффициент, определяемый согласно требованиям п. 3.5 как для балки с двумя и более закреплениями сжатого пояса; для замкнутых сечений $\varphi_b = 1,0$.

Коэффициент B

Схема сечения и место приложения нагрузки	Коэффициент B при нагрузке		
	сосредоточенной в середине пролета	равномерно распределенной	вызывающей чистый изгиб
	δ	μ	β
	$\delta - 1$	$\mu - 1$	β
	$1 - \delta$	$1 - \mu$	$-\beta$
	$-\delta$	$-\mu$	$-\beta$

. РАСЧЁТ СОЕДИНЕНИЙ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

СВАРНЫЕ СОЕДИНЕНИЯ

4.1. Расчёт сварных стыковых соединений на центральное растяжение или сжатие следует производить по формуле

$$\frac{N}{\tau \cdot l_w} \leq R_{wy} \gamma_c, \quad (20)$$

где t – наименьшая толщина соединяемых элементов;

l_w – расчётная длина шва, равная полной его длине, уменьшенной на $2t$, или полной его длине в случае вывода концов шва за пределы стыка.

4.2. Сварные соединения с угловыми швами с угловыми швами при действии продольной и поперечной сил следует рассчитывать на срез:

- по металлу шва

$$\frac{N}{(\beta_f k_f l_w)} \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c; \quad (21)$$

- по металлу границы сплавления

$$\frac{N}{(\beta_z k_f l_w)} \leq R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c, \quad (22)$$

где l_w – расчётная длина шва, принимаемая меньше его полной длины на 10 мм; β_f и β_z – коэффициенты, принимаемые по табл. 4.1;

γ_{wf} и γ_{wz} – коэффициенты условий работы шва, равные 1 во всех случаях,

кроме конструкций, возводимых в климатических районах I₁, I₂, II₂ и II₃, для которых $\gamma_{wf} = 0,85$ для металла шва с нормативным сопротивлением $R_{wmin} = 410$

МПа (4200 кгс/см²) и $\gamma_{wz} = 0,85$ – для всех сталей.

Таблица 4.1

Вид	Положение шва	Коэффициент	Значения коэффициентов β_f и β_z при катетах швов, мм			
			3 – 8	9 – 12	14 – 16	18 и более
Автоматическая при $d = 3 \div 5$	В лодочку	β_f	1,1			0,7
		β_z	1,15			1,0
	Нижнее	β_f	1,1	0,9		0,7
		β_z	1,15	1,05		1,0

Автоматическая и полуавтоматическая при $d = 1,4 \div 2$	В лодочку	β_f	0,9	0,8	0,7	
		β_z	1,05		1,0	
	Нижнее	β_f	0,9	0,8	0,7	
		β_z	1,05	1,0		
Ручная; полуавтоматическая проволокой сплошного сечения при $d < 1,4$ или	В лодочку, нижнее, горизонтальное, вертикальное, потолочное	β_f	0,7			
		β_z	1,0			

БОЛТОВЫЕ СОЕДИНЕНИЯ

4.3. Расчётное усилие N_b , которое может быть воспринято одним следует болтом, определять по формулам:

- на срез

$$N_b = R_{bs} \gamma_b A n_s ; \quad (23)$$

- на смятие

$$N_b = R_{bp} \gamma_b d \sum t ; \quad (24)$$

- на растяжение

$$N_b = R_{bt} A_{bn} , \quad (25) \text{ где } R_{bs}, R_{bp}, R_{bt} \text{ — по табл. 4.3;}$$

d – наружный диаметр стержня болта;

$A = \pi d^2 / 4$ – расчётная площадь сечения стержня болта;

A_n – площадь сечения болта нетто по табл. 4.3;

t – наименьшая суммарная толщина элементов, сминаемых в

одном направлении;

n_s – число расчётных срезов одного болта;

γ_b – коэффициент условий работы соединения, который следует принимать по табл. 4.2.

Таблица 4.2

Характеристика соединения	Коэффициент условий работы соединения γ_b
1. Многоболтовое в расчётах на срез и смятие при болтах:	
- класса точности А	1,0
- классов точности В и С, высокопрочных с нерегулируемым натяжением	0,9
2. Одноболтовое и многоболтовое в расчёте на смятие при $a = 1,5 d$ и $b = 2 d$ в элементах конструкций из стали с пределом текучести, МПа (кгс/см ²):	
- до 285 (2900)	0,8
- св. 285 (2900) до 380 (3900)	0,75

Таблица 4.3

Расчётные сопротивления срезу и растяжению болтов

Напряжённое состояние	Условное обозначение	Расчётное сопротивление, МПа (кгс/см ²) болтов классов					
		4,6	4,8	5,0	5,8	6,8	8,8
Срез	R_{bs}	150 (1500)	160 (1600)	190 (1900)	200 (2000)	230 (2300)	320 (3200)
Растяжение	R_{bt}	175 (1750)	160 (1600)	210 (2100)	200 (2000)	250 (2500)	400 (4000)

Таблица 4.4

Механические свойства высокопрочных болтов по ГОСТ 22356-77

Номинальный диаметр резьбы d , мм	Марка стали по ГОСТ 4543-71*	Наименьшее временное сопротивление R_{bun} , Н/мм ² (кгс/мм ²)
От 16 до 27	40Х «селект»	1100 (110)
	38ХС «селект», 40ХФА «селект»	1350 (135)
	30Х3МФ 30Х2НМФА	1550 (155) 1550 (155)
30	40Х «селект»	950 (95)
	30Х3МФ, 35Х2АФ	1200 (120)
36	40Х «селект»	750 (75)
	30Х3МФ	1100 (110)
42	40Х «селект»	650 (65)
	30Х3МФ	1000 (100)
48	40Х «селект»	600 (60)
	30Х3МФ	900 (90)

СОЕДИНЕНИЯ НА ВЫСОКОПРОЧНЫХ БОЛТАХ

4.4. Расчётное усиления Q_{bh} , которое может быть воспринято каждой поверхностью трения соединяемых элементов, стянутых одним высокопрочным болтом, следует определять по формуле

$$Q_{bh} = \frac{R_{bh} \gamma_b A_{bn} \mu}{\gamma_h}, \quad (26)$$

где R_{bh} – расчётное сопротивление растяжению высокопрочного болта;

μ – коэффициент трения, принимаемый по табл. 4.5;

γ_h – коэффициент надёжности, принимаемый по табл. 4.5;

A_{bn} – площадь сечения болта нетто, определяемая по табл. 4.3;

γ_b – коэффициент условий работы соединения, зависящий от количества n болтов, необходимых для восприятия расчётного усилия и принимаемый равным:

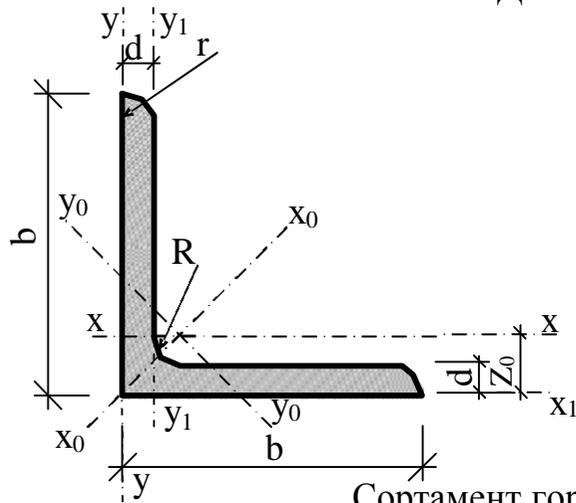
- 0,8 при $n < 5$;
- 0,9 при $5 \leq n < 10$;
- 1,0 при $n \geq 10$.

Натяжение высокопрочного болта следует производить осевым усилием $P = R_{bh} A_{bn}$, где $R_{bh} = 0,7 R_{bun}$. Значение R_{bun} приведено в табл. 4.4.

Таблица 4.5

№	Способ обработки (очистки) соединяемых поверхностей	Способ регулирования натяжения болтов	Коэффициент трения μ	Коэффициенты γ_h при нагрузке и при разности номинальных диаметров отверстий и болтов δ , мм	
				Динамической и при $\delta = 3 - 6$; статической и при $\delta = 5 - 6$	Динамической и при $\delta = 1$; статической и при $\delta = 1 - 4$
1	Дробемётный или дробеструйный двух поверхностей без консервации	По М	0,58	1,35	1,12
		” α	0,58	1,20	1,02
2	То же, с консервацией (металлизацией распылением цинка или алюминия)	По М	0,50	1,35	1,12
		” α	0,50	1,20	1,02
3	Дробью одной поверхности с консервацией полимерным клеем и посыпкой карборундовым порошком, стальными щётками без консервации – другой поверхности	По М	0,50	1,35	1,12
		” α	0,50	1,20	1,02
4	Газопламенный двух поверхностей без консервации	По М	0,42	1,35	1,12
		” α	0,42	1,20	1,02
5	Стальными щётками двух поверхностей без консервации	По М	0,35	1,35	1,17
		” α	0,35	1,25	1,06
6	Без обработки	По М	0,25	1,70	1,30
		” α	0,25	1,50	1,20

5. СОРТАМЕНТЫ ГОРЯЧЕПРОКАТНЫХ ПРОФИЛЕЙ И ЛИСТОВОГО ГОРЯЧЕПРОКАТНОГО И ХОЛОДНОКАТАНОГО ПРОКАТА ОБЩЕГО НАЗНАЧЕНИЯ



Сортамент горячекатаных равнополочных уголков по ГОСТ 8509-93

Таблица 5.1

Номер уголка	b, мм	t, мм	R, мм	r, мм	Площадь поперечного сечения, см ²	Справочные значения для осей										J _{xy} , см ⁴	z ₀ , см	Масса 1м уголка,	
						x - x			X ₀ - X ₀		Y ₀ - Y ₀			J _{xy} , см ⁴	z ₀ , см				Масса 1м уголка,
						J _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	J _{x₀} , см ⁴	i _{x₀} , см	J _{y₀} , см ⁴	W _{y₀} , см ³	i _{y₀} , см						
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17			
2	20	3	3,5	1,2	1,13	0,4	0,28	0,59	0,63	0,75	0,17	0,2	0,39	0,23	0,6	0,89			
		4			1,46	0,5	0,37	0,58	0,78	0,73	0,22	0,24	0,38	0,28	0,64	1,15			
2,5	25	3	3,5	1,2	1,43	0,81	0,46	0,75	1,29	0,95	0,34	0,33	0,49	0,47	0,73	1,12			
		4			1,86	1,03	0,59	0,74	1,62	0,93	0,44	0,41	0,48	0,59	0,76	1,46			
		5*			2,27	1,22	0,71	0,73	1,91	0,92	0,53	0,47	0,48	0,69	0,8	1,78			
2,8	28	3	4	1,3	1,62	1,16	0,58	0,85	1,84	1,07	0,48	0,42	0,55	0,68	0,8	1,27			
3	30	3	4	1,3	1,74	1,45	0,67	0,91	2,3	1,15	0,6	0,53	0,59	0,85	0,85	1,36			
		4			2,27	1,84	0,87	0,9	2,92	1,13	0,77	0,61	0,58	1,08	0,89	1,78			
		5*			2,78	2,2	1,06	0,89	3,47	1,12	0,94	0,71	0,58	1,27	0,93	2,18			

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
3,2	32	3	4,5	1,5	1,86	1,77	0,77	0,97	2,8	1,23	0,74	0,59	0,63	1,03	0,89	1,46
		4			2,43	2,26	1,0	0,96	3,58	1,21	0,94	0,71	0,62	1,32	0,94	1,91
3	3,5	35			2,04	2,35	0,93	1,07	3,72	1,35	0,97	0,71	0,69	1,37	0,97	1,60
4					2,67	3,01	1,21	1,06	4,76	1,33	1,25	0,88	0,68	1,75	1,01	2,1
5			3,28	3,61	1,47	1,05	5,71	1,32	1,52	1,02	0,68	2,1	1,05	2,58		
4	40	3	5	1,7	2,35	3,55	1,22	1,23	5,63	1,55	1,47	0,95	0,79	2,08	1,09	1,85
		4			3,08	4,58	1,6	1,22	7,26	1,53	1,9	1,19	0,78	2,68	1,13	2,42
		5			3,79	5,53	1,95	1,21	8,75	1,52	2,3	1,39	0,78	3,22	1,17	2,98
		6*			4,48	6,41	2,3	1,2	10,13	1,5	2,7	1,58	0,78	3,72	1,21	3,52
4,5	45	3			2,65	5,13	1,56	1,39	8,13	1,75	2,12	1,24	0,89	3	1,21	2,08
		4			3,48	6,63	2,04	1,38	10,52	1,74	2,74	1,54	0,89	3,89	1,26	2,73
		5			4,29	8,03	2,51	1,37	12,74	1,72	3,33	1,81	0,88	4,71	1,3	3,37
		6*			5,08	9,35	2,95	1,36	14,8	1,71	3,9	2,06	0,88	5,45	1,34	3,99
5	50	3	5,5	1,8	2,96	7,11	1,94	1,55	11,27	1,95	2,95	1,57	1	4,16	1,33	2,32
		4			3,89	9,21	2,54	1,54	14,63	1,94	3,8	1,95	0,99	5,42	1,38	3,05
		5			4,8	11,2	3,13	1,53	17,77	1,92	4,63	2,3	0,98	6,57	1,42	3,77
		6			5,69	13,07	3,69	1,52	20,72	1,91	5,43	2,63	0,98	7,65	1,46	4,47
		7*			6,56	14,84	4,23	1,5	23,47	1,89	6,21	2,93	0,97	8,63	1,5	5,15
		8*			7,41	16,51	4,76	1,49	26,03	1,87	6,98	3,22	0,97	9,52	1,53	5,82
5,6	56	4	6	2	4,38	13,1	3,21	1,73	20,79	2,18	5,41	2,52	1,11	7,69	1,52	3,44
		5			5,41	15,97	3,96	1,72	25,36	2,16	6,59	2,97	1,1	9,41	1,57	4,25
6*	60	4	7	2,3	4,72	16,21	3,7	1,85	25,69	2,33	6,72	2,93	1,19	9,48	1,62	3,71
		5			5,83	19,79	4,56	1,84	31,4	2,32	8,18	3,49	1,18	11,61	1,66	4,58
		6			6,92	23,21	5,4	1,83	36,81	2,31	9,6	3,99	1,18	13,6	1,7	5,43
		8			9,04	29,55	7	1,81	46,77	2,27	12,34	4,9	1,17	17,22	1,78	7,1
		10			11,08	35,32	8,52	1,79	55,64	2,24	15	5,7	1,16	20,32	1,85	8,7
6,3	63	4			4,96	18,86	4,09	1,95	29,9	2,45	7,81	3,26	1,25	11	1,69	3,9
		5	6,13	23,10	5,05	1,94	36,8	2,44	9,52	3,87	1,25	13,7	1,74	4,81		
		6	7,28	27,06	5,98	1,93	42,91	2,43	11,18	4,44	1,24	15,9	1,78	5,72		

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
7	70	4,5	8	2,7	6,2	29,04	5,67	2,16	46,03	2,72	12,04	4,53	1,39	17	1,88	4,87
		5			6,86	31,94	6,27	2,16	50,67	2,72	13,22	4,92	1,39	18,7	1,9	5,38
		6			8,15	37,58	7,43	2,15	59,64	2,71	15,52	5,66	1,38	22,1	1,94	6,39
		7			9,42	42,98	8,57	2,14	68,19	2,69	17,77	6,31	1,37	25,2	1,99	7,39
		8			10,67	48,16	9,68	2,12	76,35	2,68	19,97	6,99	1,37	28,2	2,02	8,37
10*	13,11	57,9	11,82	2,1	91,52	2,64	24,27	8,17	1,36	33,6	2,1	10,29				
7,5	75	5	9	3	7,39	39,53	7,21	2,31	62,65	2,91	16,41	5,74	1,49	23,1	2,02	5,8
		6			8,78	46,57	8,57	2,3	73,87	2,9	19,28	6,62	1,48	27,3	2,06	6,89
		7			10,15	53,34	9,89	2,29	84,61	2,89	22,07	7,43	1,47	31,2	2,1	7,96
		8			11,5	59,84	11,18	2,28	94,89	2,87	24,8	8,16	1,47	35	2,15	9,02
		9			12,83	66,1	12,43	2,27	104,72	2,86	27,48	8,91	1,46	38,6	2,18	10,07
8	80	5,5	9	3	8,63	52,68	9,03	2,47	83,56	3,11	21,8	7,1	1,59	30,9	2,17	6,78
		6			9,38	56,97	9,8	2,47	90,4	3,11	23,54	7,6	1,58	33,4	2,19	7,36
		7			10,85	65,31	11,32	2,45	103,6	3,09	26,97	8,55	1,58	38,3	2,23	8,51
		8			12,3	73,36	12,8	2,44	116,39	3,08	30,32	9,44	1,57	43	2,27	9,65
		10*			15,14	83,58	15,67	2,42	140,31	3,04	36,85	11,09	1,56	56,7	2,35	11,88
12*	17,9	102,74	18,42	2,4	162,27	3,01	43,21	12,62	1,55	59,5	2,42	14,05				
9	90	6	10	3,3	10,61	82,10	12,49	2,78	130	3,5	33,97	9,88	1,79	48,1	2,43	8,33
		7			12,28	94,3	14,45	2,77	149,67	3,49	38,94	11,15	1,78	55,4	2,47	9,64
		8			13,93	106,11	16,36	2,76	168,42	3,48	43,8	12,34	1,77	62,3	2,51	10,93
		9			15,6	118	18,29	2,75	186	3,46	48,6	13,48	1,77	68	2,55	12,2
		10*			17,17	128,6	20,07	2,74	203,93	3,45	53,27	14,54	1,76	75,3	2,59	13,48
12*	20,33	149,67	23,85	2,71	235,88	3,41	62,4	16,53	1,75	86,2	2,67	15,96				
10	100	6,5	12	4	12,82	122,1	16,69	3,09	193,46	3,89	50,73	13,38	1,99	71,4	2,68	10,06
		7			13,75	130,59	17,9	3,08	207,01	3,88	54,16	14,13	1,98	76,4	2,71	10,79
		8			15,6	147,19	20,3	3,07	233,46	3,87	60,92	15,66	1,98	86,3	2,75	12,25
		10			19,24	178,95	24,97	3,05	283,83	3,84	74,08	18,51	1,96	110	2,83	15,1
		12			22,8	208,9	29,47	3,03	330,95	3,81	86,84	21,1	1,95	122	2,91	17,9
		14			26,28	237,15	33,83	3	347,98	3,78	99,32	23,49	1,94	138	2,99	20,63
		15*			27,99	250,68	35,95	2,99	395,87	3,76	105,48	24,62	1,94	145	3,03	21,97
16	29,68	263,82	38,04	2,98	416,04	3,74	111,16	25,79	1,94	152	3,06	23,3				

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
11	110	7	12	4	15,15	175,61	21,83	3,4	278,54	4,29	72,68	17,36	2,19	106	2,96	11,89
		8			17,2	198,17	24,87	3,39	314,51	4,28	81,83	19,29	2,18	116	3	13,5
12*	120	8	12	4	18,8	259,75	29,68	3,72	412,45	4,68	107,04	23,29	2,39	153	3,25	14,76
		10			23,24	317,16	36,59	3,69	503,79	4,66	130,54	27,72	2,37	187	3,33	18,24
		12			27,6	371,8	43,3	3,67	590,28	4,62	153,33	31,79	2,36	218	3,41	21,67
		15			33,99	448,9	52,96	3,63	711,32	4,57	186,48	37,35	2,34	262	3,53	26,68
12,5	125	8	14	4,6	19,69	294,36	32,2	3,87	466,76	4,87	121,98	25,67	2,49	172	3,36	15,46
		9			22	327,48	36	3,86	520	4,86	135,88	28,26	2,48	192	3,4	17,3
		10			24,33	359,82	39,74	3,85	571,04	4,84	148,59	30,45	2,47	211	3,45	19,1
		12			28,89	422,23	47,06	3,82	670,02	4,82	174,43	34,94	2,46	248	3,53	22,68
		14			33,37	481,76	54,17	3,8	763,9	4,78	199,62	39,1	2,45	282	3,61	26,2
16	37,77	538,56	61,09	3,78	852,84	4,75	224,29	43,1	2,44	315	3,68	29,65				
14	140	9	14	4,6	24,72	456,72	45,55	4,34	739,42	5,47	192,03	35,92	2,79	274	3,78	19,41
		10			27,33	512,29	50,32	4,33	813,62	5,46	210,96	39,05	2,78	301	3,82	21,45
		12			32,49	602,49	59,66	4,31	956,98	5,43	248,01	44,97	2,76	354	3,9	25,5
15*	150	10	14	4,6	29,33	634,76	58,07	4,65	1008,56	5,86	260,97	45,34	2,98	374	4,07	23,02
		12			34,89	747,48	68,9	4,63	1187,86	5,83	307,09	52,32	2,97	440	4,15	27,39
		15			43,08	908,38	84,66	4,59	1442,6	5,79	374,17	61,96	2,95	534	4,27	33,82
		18			51,09	1060,08	99,86	4,56	1680,92	5,74	439,24	70,91	2,93	621	4,38	40,11
16	160	10	16	5,3	31,43	774,24	66,19	4,96	1229,1	6,25	319,38	52,52	3,19	455	4,3	24,67
		11			34,42	844,21	72,44	4,95	1340,06	6,24	347,77	56,53	3,18	496	4,35	27,02
		12			37,39	912,89	78,62	4,94	1450	6,23	375,78	60,53	3,17	537	4,39	29,35
		14			43,57	1046,47	90,77	4,92	1662,13	6,2	430,81	68,15	3,16	615	4,47	33,97
		16			49,07	1175,19	102,64	4,89	1865,73	6,17	484,64	75,92	3,14	690	4,55	38,52
		18			54,79	1290,24	114,24	4,87	2061,03	6,13	537,46	82,08	3,13	771	4,63	43,01
		20			60,4	1418,85	125,6	4,85	2248,26	6,1	589,43	90,02	3,12	830	4,7	47,44

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
18	180	11			38,8	1216,44	92,47	5,6	1933,1	7,06	499,78	72,86	3,59	716	4,85	30,47
		12			42,19	1316,62	100,41	5,59	2092,78	7,04	540,45	78,15	3,58	776	4,89	33,12
		15*			52,18	1607,36	123,74	5,55	2554,99	7	659,73	93,11	3,56	948	5,01	40,96
		18*			61,99	1884,07	146,36	5,51	2992,69	6,95	775,44	106,88	3,54	1108	5,13	48,66
		20*			68,43	2061,11	161,07	5,49	3271,31	6,91	850,92	115,71	3,53	1210	5,2	53,72
20	200	12			47,1	1822,78	124,61	6,22	2896,16	7,84	749,4	98,68	3,99	1073	5,37	36,97
		13			50,85	1960,77	134,44	6,21	3116,18	7,83	805,35	105,07	3,98	1156	5,42	39,92
		14			54,6	2097	144,17	6,2	3333	7,81	861	111,5	3,97	1236	5,46	42,8
		16			61,98	2362,57	163,37	6,17	3755,39	7,78	969,74	123,77	3,96	1393	5,54	48,65
		18*	18	6	69,3	2620,64	182,22	6,15	4164,54	7,75	1076,74	135,48	3,94	1544	5,62	54,4
		20			76,54	2871,47	200,73	6,12	4560,42	7,72	1181,92	146,62	3,93	1689	5,7	60,08
		24*			90,78	3350,66	236,77	6,08	5313,5	7,65	1387,73	167,74	3,91	1963	5,85	71,26
		25			94,29	3466,21	245,59	6,06	5494,04	7,63	1438,38	172,68	3,91	2028	5,89	74,02
22	220	14			60,38	2814,36	175,18	6,83	4470,15	8,6	1158,56	138,62	4,38	1655	5,91	47,4
		16	21	7	68,58	3175,44	198,71	6,8	5045,37	8,58	1305,52	153,34	4,36	1869	6,02	53,83
25	250	16			78,4	4717,1	258,43	7,76	7492,1	9,78	1942,09	203,45	4,98	2775	6,75	61,55
		18			87,72	5247,24	288,82	7,73	8339,69	9,75	2157,78	223,39	4,96	3089	6,83	68,86
		20			96,96	5764,87	318,76	7,71	9159,73	9,72	2370,01	242,52	4,94	3395	6,91	76,11
		22	24	8	106,12	6270,32	348,26	7,69	9961,6	9,69	2579,04	260,52	4,93	3691	7	83,31
		25			119,71	7006,39	391,72	7,65	11125,52	9,64	2887,26	287,14	4,91	4119	7,11	93,97
		28			133,12	7716,86	434,25	7,61	12243,84	9,59	3189,89	311,98	4,9	4527	7,23	104,5
		30			141,96	8176,52	462,11	7,59	12964,66	9,56	3388,98	327,82	4,89	4788	7,31	111,44

* – уголки, отмеченные звёздочкой, изготавливают по требованию потребителя

Примечание. При заказе уголков размером 56 – 90 мм толщиной до 9 мм; 100 – 150 мм толщиной до 12 мм; 160 – 200 мм толщиной до 12 мм необходимо указывать требование (в примечании к технической спецификации стали) о поставке уголков с предельными отклонениями по массе

+3
–5 % в соответствии с п.6 ГОСТ 8509-93

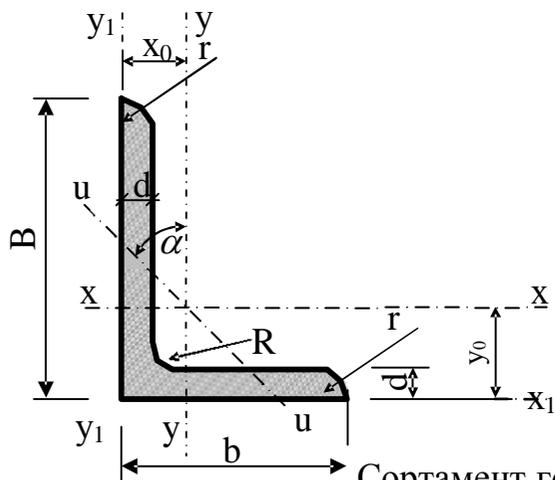


Таблица 5.2

Сортамент горячекатаных неравнополочных уголков по ГОСТ 8510-86*

Номер уголка	B, мм	b, мм	t, мм	R, мм	r, мм	Площадь поперечного сечения, см ²	Справочные значения для осей									x ₀ , см	y ₀ , см	J _{xy} , см ⁴	Угол наклона оси, tg α	Масса 1 м уголка, кг
							x-x			y-y			u-u							
							J _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	J _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см	J _u , см ⁴	W _u , см ³	i _u , см					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
2,5/1,6	25	16	3	3,5	1,2	1,16	0,7	0,43	0,78	0,22	0,19	0,44	0,13	0,16	0,34	0,42	0,86	0,22	0,392	0,91
3/2*	30	20	3			1,43	1,27	0,62	0,94	0,45	0,3	0,56	0,26	0,25	0,43	0,51	1	0,43	0,427	1,12
			4	1,86	1,61	0,82	0,93	0,56	0,39	0,55	0,34	0,32	0,43	0,54	1,04	0,54	0,421	1,46		
3,2/2	32	20	3	4	1,3	1,49	1,52	0,72	1,01	0,46	0,3	0,55	0,28	0,25	0,43	0,49	1,08	0,47	0,382	1,17
			4			1,94	1,93	0,93	1	0,57	0,39	0,54	0,35	0,33	0,43	0,53	1,12	0,59	0,374	1,52
4/2,5	40	25	3	4	1,3	1,89	3,06	1,14	1,27	0,93	0,49	0,7	0,56	0,41	0,54	0,59	1,32	0,96	0,385	1,48
			4			2,47	3,93	1,49	1,26	1,18	0,63	0,69	0,71	0,52	0,54	0,63	1,37	1,22	0,381	1,94
			5			3,03	4,73	1,82	1,25	1,41	0,77	0,68	0,86	0,64	0,53	0,66	1,41	1,44	0,374	2,37
4/3*	40	30	4	5	1,7	2,67	4,18	1,54	1,25	2,01	0,91	0,87	1,09	0,75	0,64	0,78	1,28	1,68	0,544	2,26
			5			3,28	5,04	1,88	1,24	2,41	1,11	0,86	1,33	0,91	0,64	0,82	1,32	2	0,539	2,46
4,5/2,8	45	28	3	5	1,7	2,14	4,41	1,45	1,48	1,32	0,61	0,79	0,79	0,52	0,61	0,64	1,47	1,38	0,382	1,68
			4			2,8	5,68	1,9	1,42	1,69	0,8	0,78	1,02	0,67	0,6	0,68	1,51	1,77	0,379	2,2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
5/3,2	50	32	3	5,5	1,8	2,42	6,18	1,82	1,6	1,99	0,81	0,91	1,18	0,68	0,7	0,72	1,6	2,01	0,403	1,9
			4*			3,17	7,98	2,38	1,59	2,56	1,05	0,9	1,52	0,88	0,69	0,76	1,65	2,59	0,401	2,4
5,6/3,6	56	36	4	6	2	3,58	11,37	3,01	1,78	3,7	1,34	1,02	2,19	1,13	0,78	0,84	1,82	3,74	0,406	2,81
			5			4,41	13,82	3,7	1,77	4,48	1,65	1,01	2,65	1,37	0,78	0,88	1,87	4,5	0,404	3,46
6,3/4	63	40	4	7	2,3	4,04	16,33	3,83	2,01	5,16	1,67	1,13	3,07	1,41	0,87	0,91	2,03	5,25	0,397	3,17
			5			4,98	19,91	4,72	2	6,26	2,05	1,12	3,73	1,72	0,86	0,95	2,08	6,41	0,396	3,91
			6			5,9	23,31	5,58	1,99	7,29	2,42	1,11	4,36	2,02	0,86	0,99	2,12	7,44	0,393	4,63
			8			7,68	29,6	7,22	1,96	9,15	3,12	1,09	5,58	2,6	0,85	1,07	2,2	9,27	0,386	6,03
6,5/5*	65	50	5	6	2	5,56	23,41	5,2	2,05	12,08	3,23	1,47	6,41	2,68	1,07	1,26	2	9,77	0,576	4,36
			6			6,6	27,46	6,16	2,04	14,12	3,82	1,46	7,52	3,15	1,07	1,3	2,04	11,46	0,575	5,18
			7			7,62	31,32	7,08	2,03	16,05	4,38	1,45	8,6	3,59	1,06	1,34	2,08	12,94	0,571	5,98
			8			8,62	35	7,99	2,02	18,88	4,93	1,44	9,65	4,02	1,06	1,37	2,12	13,61	0,57	6,77
7/4,5	70	45	5	7,5	2,5	5,59	27,76	5,88	2,23	9,05	2,62	1,27	5,34	2,2	0,98	1,05	2,28	9,12	0,406	4,39
7,5/5	75	50	5*	8	2,7	6,11	34,81	6,81	2,39	12,47	3,25	1,43	7,24	2,73	1,09	1,17	2,39	12	0,436	4,79
			6			7,25	40,92	8,08	2,38	14,6	3,85	1,42	8,48	3,21	1,08	1,21	2,44	14,1	0,435	5,69
			7*			8,37	46,77	9,31	2,36	16,61	4,43	1,41	9,69	3,69	1,08	1,25	2,48	16,18	0,435	6,57
			8			9,47	52,38	10,52	2,35	18,52	4,88	1,4	10,87	4,14	1,07	1,29	2,52	17,8	0,43	7,43
8/5	80	50	5	8	2,7	6,36	41,64	7,71	2,56	12,68	3,28	1,41	7,57	2,75	1	1,13	2,6	13,2	0,387	4,49
			6			7,55	48,98	9,15	2,55	14,85	3,88	1,4	8,88	3,24	1,08	1,17	2,65	15,5	0,386	5,92
8/6*	80	60	6	8	2,7	8,15	52,06	9,42	2,53	25,18	5,58	1,76	13,61	4,66	1,29	1,49	2,47	20,98	0,547	6,39
			7			9,42	59,61	10,87	2,52	28,74	6,43	1,75	15,58	5,34	1,29	1,53	2,52	24,01	0,546	7,39
9/5,6	90	56	6	9	3	7,86	65,28	10,74	2,88	19,67	4,53	1,58	11,77	3,81	1,22	1,26	2,92	20,54	0,384	6,17
			8			8,54	70,58	11,66	2,88	21,22	4,91	1,58	12,7	4,12	1,22	1,28	2,95	22,23	0,384	6,7
10/6,3	100	63	8	10	3,3	11,18	90,87	15,24	2,85	27,08	6,39	1,56	16,29	5,32	1,21	1,36	3,04	28,33	0,38	8,77
			6			9,58	98,29	14,52	3,2	30,58	6,27	1,79	18,2	5,27	1,38	1,42	3,23	31,5	0,393	7,53
			7			11,09	112,86	16,78	3,19	34,99	7,23	1,78	20,83	6,06	1,37	1,46	3,28	36,1	0,392	8,7
10/6,3	100	63	8	10	3,3	12,57	126,96	19,01	3,18	39,21	8,17	1,77	23,38	6,82	1,36	1,5	3,32	40,5	0,391	9,87
			10			15,47	153,95	23,32	3,15	47,18	9,99	1,75	28,34	8,31	1,35	1,58	3,4	48,6	0,387	12,14

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
10/6,5*	100	65	7	10	3,3	11,23	114,05	16,87	3,19	38,32	7,7	1,85	22,77	6,43	1,41	1,52	3,24	38	0,415	8,81
			8			12,37	128,31	19,11	3,18	42,96	8,7	1,84	25,24	7,26	1,41	1,56	3,28	42,64	0,414	9,99
			10			15,67	155,52	23,45	3,15	51,68	10,64	1,82	30,6	8,83	1,4	1,64	3,37	51,18	0,41	12,3
11/7	110	70	6,5			11,45	142,42	19,11	3,53	45,61	8,42	2	26,94	7,05	1,53	1,58	3,55	46,8	0,402	8,98
			8			13,93	171,54	23,22	3,51	54,64	10,2	1,98	32,31	8,5	1,52	1,64	3,61	55,9	0,4	10,93
12,5/8	125	80	7	11	3,7	14,06	226,53	26,67	4,01	73,73	11,89	2,29	43,4	9,96	1,76	1,8	4,01	74,7	0,407	11,04
			8			15,98	255,62	30,26	4	80,95	13,47	2,28	48,82	11,25	1,75	1,84	4,05	84,1	0,406	12,58
			10			19,7	311,61	37,27	3,98	100,47	16,52	2,26	59,33	13,74	1,74	1,92	4,14	102	0,404	15,47
			12			23,36	364,79	44,07	3,95	116,84	19,46	2,24	69,47	16,11	1,72	2	4,22	118	0,4	18,34
14/9	140	90	8	12	4	18	363,68	38,25	4,49	119,79	17,19	2,58	70,27	14,39	1,58	2,03	4,49	121	0,411	14,13
			10			22,24	444,45	47,19	4,47	145,54	21,14	2,58	85,51	17,58	1,96	2,12	4,58	147	0,409	17,46
16/10	160	100	9	13	4,3	22,87	605,97	56,04	5,15	186,03	23,96	2,85	110,4	20,01	2,2	2,24	5,19	194	0,391	17,96
			10			25,28	666,59	61,91	5,13	204,09	26,42	2,84	121,16	22,02	2,19	2,28	5,23	213	0,39	19,85
			12			30,04	784,22	73,42	5,11	238,75	31,23	2,82	142,14	25,93	2,18	2,36	5,32	249	0,388	23,58
			14			34,72	897,19	84,65	5,08	271,6	35,89	2,8	162,49	29,75	2,16	2,43	5,4	282	0,385	27,26
18/11	180	110	10	14	4,7	28,33	952,28	78,59	5,8	276,37	32,27	3,12	165,44	26,96	2,42	2,44	5,88	295	0,376	22,2
			12			33,69	1122,56	93,33	5,77	324,09	38,2	3,1	194,28	31,83	2,4	2,52	5,97	348	0,374	26,4
20/12,5	200	125	11	14	4,7	34,87	1449,02	107,31	6,45	446,36	45,98	3,58	263,84	38,27	2,75	2,79	6,5	465	0,392	27,37
			12			37,89	1568,19	116,51	6,43	481,93	49,85	3,57	285,04	41,45	2,74	2,83	6,54	503	0,392	29,74
			14			43,87	1800,83	134,64	6,41	550,77	57,43	3,54	326,54	47,57	2,73	2,91	6,62	575	0,39	34,43
			16			49,77	2026,08	152,41	6,38	616,66	64,83	3,52	366,99	53,66	2,72	2,99	6,71	643	0,388	39,07

* Уголки, отмеченные звездочкой, изготавливают по требованию потребителя.

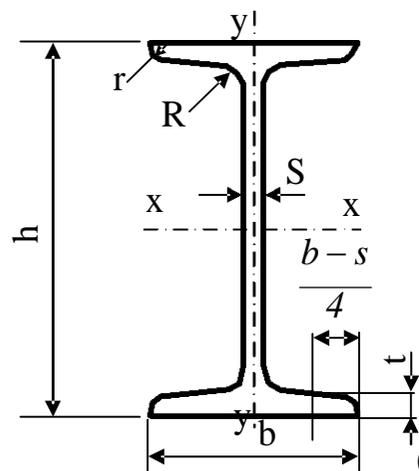
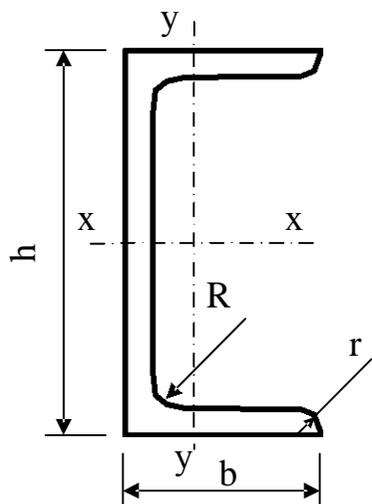


Таблица 5.3

Сортамент горячекатаных двутавров
(с уклоном внутренних граней полок 6 – 12%) по ГОСТ 8239-89

Номер двутавра	h	b	s	t	R	r	Площадь поперечного сечения, см ²	Масса 1 м, кг	Справочные значения для осей						
					не более				x – x				y – y		
					мм				J _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	S _x , см ³	J _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см
10	100	55	4,5	7,2	7	2,5	12	9,46	198	39,7	4,06	23	17,9	6,49	1,22
12	120	64	4,8	7,3	7,5	3	14,7	11,5	350	58,4	4,88	33,7	27,9	8,72	1,38
14	140	73	4,9	7,5	8	3	17,4	13,7	572	81,7	5,73	46,8	41,9	11,5	1,55
16	160	81	5	7,8	8,5	3,5	20,2	15,9	873	109	6,57	62,3	58,6	14,5	1,7
18	180	90	5,1	8,1	9	3,5	23,4	18,4	1290	143	7,42	81,4	82,6	18,4	1,88
20	200	100	5,2	8,4	9,5	4	26,8	21	1840	184	8,28	104	115	23,1	2,07
22	220	110	5,4	8,7	10	4	30,6	24	2550	232	9,13	131	157	28,6	2,27
24	240	115	5,6	9,5	10,5	4	34,8	27,3	3460	289	9,97	163	198	34,5	2,37
27	270	125	6	9,8	11	4,5	40,2	31,5	5010	371	11,2	210	260	41,5	2,54
30	300	135	6,5	10,2	12	5	46,5	36,5	7080	472	12,3	268	337	49,9	2,69
33	330	140	7	11,2	13	5	53,8	42,2	9840	597	13,5	339	419	59,9	2,79
36	360	145	7,5	12,3	14	6	61,9	48,6	13380	743	14,7	423	516	71,1	2,89
40	400	155	8,3	13	15	6	72,6	57	19062	953	16,2	545	667	86,1	3,03
45	450	160	9	14,2	16	7	84,7	66,5	27696	1231	18,1	708	808	101	3,09
50	500	170	10	15,2	17	7	100	78,5	39727	1589	19,9	919	1043	123	3,23
55	550	180	11	16,5	18	7	118	92,6	55962	2035	21,8	1181	1356	151	3,39
60	600	190	12	17,8	20	8	138	108	76806	2560	23,6	1491	1725	182	3,54

Примечание. Двутавры №№ 24-60 не рекомендуется применять в новых разработках.



Сортамент горячекатаных швеллеров по ГОСТ 8240-89

Таблица 5.4

Номер швеллера	h	b	s	t	R	r	Площадь сечения, см ²	Масса 1 м, кг	Справочные значения для осей						z_0 , см	
	мм								x – x			y – y				
	J_x , см ⁴	W_x , см ³	i_x , см	S_x , см ³	J_y , см ⁴	W_y , см ³			i_y , см							
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Швеллеры с уклоном внутренних граней полок																

5	50	32	4,4	7	6	2,5	6,16	4,84	22,8	9,1	1,92	5,59	5,61	2,75	0,954	1,16
6,5	65	36	4,4	7,2	6	2,5	7,51	5,9	48,6	15	2,54	9	8,7	3,68	1,08	1,24
8	80	40	4,5	7,4	6,5	2,5	8,98	7,05	89,4	22,4	3,16	13,3	12,8	4,75	1,19	1,31
10	100	46	4,5	7,6	7	3	10,9	8,59	174	34,8	3,99	20,4	20,4	6,46	1,37	1,44
12	120	52	4,8	7,8	7,5	3	13,3	10,4	304	50,6	4,78	29,6	31,2	8,52	1,53	1,54
14	140	58	4,9	8,1	8	3	15,6	12,3	491	70,2	5,6	40,8	45,4	11	1,7	1,67
16	160	64	5	8,4	8,5	3,5	18,1	14,2	747	93,4	6,42	54,1	63,3	13,8	1,87	1,8
16a	160	68	5	9	8,5	3,5	19,5	15,3	823	103	6,49	59,4	78,8	16,4	2,01	2
18	180	70	5,1	8,7	9	3,5	20,7	16,3	1090	121	7,24	69,8	86	17	2,04	1,94
18a	180	74	5,1	9,3	9	3,5	22,2	17,4	1190	132	7,32	76,1	105	20	2,18	2,13
20	200	76	5,2	9	9,5	4	23,4	18,4	1520	152	8,07	87,8	113	20,5	2,2	2,07
22	220	82	5,4	9,5	10	4	26,7	21	2110	192	8,89	110	151	25,1	2,37	2,21

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
24	240	90	5,6	10	10,5	4	30,6	24	2900	242	9,73	139	208	31,6	2,6	2,42
27	270	95	6	10,5	11	4,5	35,2	27,7	4160	308	10,9	178	262	37,3	2,73	2,47
30	300	100	6,5	11	12	5	40,5	31,8	5810	387	12	224	327	43,6	2,84	2,52
33	330	105	7	11,7	13	5	46,5	36,5	7980	484	13,1	281	410	51,8	2,97	2,59
36	360	110	7,5	12,6	14	6	53,4	41,9	10820	601	14,2	350	513	61,7	3,1	2,68
40	400	115	8	13,5	15	6	61,5	48,3	15220	761	15,7	444	642	73,4	3,23	2,75
Швеллеры с параллельными гранями полок																
5-П	50	32	4,4	7	6	3,5	6,16	4,84	22,8	9,14	1,92	5,61	5,95	2,99	0,983	1,21
6,5-П	65	36	4,4	7,2	6	3,5	7,51	5,9	48,8	15	2,55	9,02	9,35	4,06	1,12	1,29
8-П	80	40	4,5	7,4	6,5	3,5	8,98	7,05	89,8	22,5	3,16	13,3	13,9	5,31	1,24	1,38
10-П	100	46	4,5	7,6	7	4	10,9	8,59	175	34,9	3,99	20,5	22,6	7,37	1,44	1,53
12-П	120	52	4,8	7,8	7,5	4,5	13,3	10,4	305	50,8	4,79	29,7	34,9	9,84	1,62	1,66
14-П	140	58	4,9	8,1	8	4,5	15,6	12,3	493	70,4	5,61	40,9	51,5	12,9	1,81	1,82
16-П	160	64	5	8,4	8,5	5	18,1	14,2	750	93,8	6,44	54,3	72,8	16,4	2	1,97
16а-П	160	68	5	9	8,5	5	19,5	15,3	827	103	6,51	59,5	90,5	19,6	2,15	2,19
18-П	180	70	5,1	8,7	9	5	20,7	16,3	1090	121	7,26	70	100	20,6	2,2	2,14
18а-П	180	74	5,1	9,3	9	5	22,2	17,4	1200	133	7,34	76,3	123	24,3	2,35	2,36
20-П	200	76	5,2	9	9,5	5,5	23,4	18,4	1530	153	8,08	88	134	25,2	2,39	2,3
22-П	220	82	5,4	9,5	10	6	26,7	21	2120	193	8,9	111	178	31	2,58	2,47
24-П	240	90	5,6	10	10,5	6	30,6	24	2910	243	9,75	139	248	39,5	2,85	2,72
27-П	270	95	6	10,5	11	6,5	35,2	27,7	4180	310	10,9	178	314	46,7	2,99	2,78
30-П	300	100	6,5	11	12	7	40,5	31,8	5830	389	12	224	393	54,8	3,12	2,83
33-П	330	105	7	11,7	13	7,5	46,5	36,5	8010	486	13,1	281	491	64,6	3,25	2,9
36-П	360	110	7,5	12,6	14	8,5	53,4	41,9	10850	603	14,3	350	611	76,3	3,38	2,99
40-П	400	115	8	13,5	15	9	61,5	48,3	15260	763	15,8	445	760	89,9	3,51	3,05

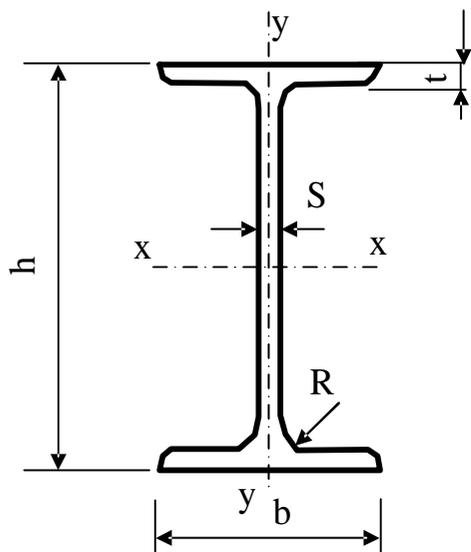


Таблица 5.5

Сортамент горячекатаных двутавров с параллельными гранями полок по ГОСТ 26020-83

Номер профиля	h	b	s	t	R	Площадь сечения, см ²	Линейная плотность, кг/м	Справочные значения для осей						
	мм							$x - x$				$y - y$		
	J_x , см ⁴	W_x , см ³	S_x , см ³	i_x , см	J_y , см ⁴			W_y , см ³	i_y , см					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Нормальные двутавры (Б)														
10Б1	100	55	4,1	5,7	7	10,32	8,1	171	34,2	19,7	4,07	15,9	5,8	1,24
12Б1	117,6	64	3,8	5,1	7	11,3	8,7	257	43,8	24,9	4,83	22,4	7	1,42
12Б2	120	64	4,4	6,3		13,21	10,4	318	53	30,4	4,9	27,7	8,6	1,45
14Б1	137,4	73	3,8	5,6	7	13,39	10,5	435	63,3	35,8	5,7	36,4	10	1,65
14Б2	140	73	4,7	6,9		16,43	12,9	541	77,3	44,2	5,74	44,9	12,3	1,65

16Б1	157	82	4	5,9	9	16,18	12,7	689	87,8	49,5	6,53	54,4	13,3	1,83
16Б2	160	82	5	7,4		20,09	15,8	869	108,7	61,9	6,58	68,3	16,6	1,84

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
18Б1	177	91	4,3	6,5	9	19,58	15,4	1063	120,1	67,7	7,37	81,9	18	2,04
18Б2	180	91	5,3	8		23,95	18,8	1317	146,3	83,2	7,41	100,8	22,2	2,05
20Б1	200	100	5,6	8,5	12	28,49	22,4	1943	194,3	110,3	8,26	142,3	28,5	2,23
23Б1	230	110	5,6	9	12	32,91	25,8	2996	260,5	147,2	9,54	200,3	36,4	2,47
26Б1	258	120	5,8	8,5	12	35,62	28	4024	312	176,6	10,63	245,6	40,9	2,63
26Б2	261	120	6	10		39,7	31,2	4654	356,6	201,5	10,83	288,8	48,1	2,7
30Б1	296	140	5,8	8,5	15	41,92	32,9	6328	427	240	12,29	390	55,7	3,05
30Б2	299	140	6	10		46,67	36,6	7293	487,8	273,8	12,5	458,6	65,5	3,13
35Б1	346	155	6,2	8,5	18	49,53	38,9	10060	581,7	328,6	14,25	529,6	68,3	3,27
35Б2	349	155	6,5	10		55,17	43,3	11550	662,2	373	14,47	622,9	80,4	3,36
40Б1	392	165	7	9,5	21	61,25	48,1	15750	803,6	456	16,03	714,9	86,7	3,42
40Б2	396	165	7,5	11,5		69,72	54,7	18530	935,7	529,7	16,3	865	104,8	3,52
45Б1	443	180	7,8	11	21	76,23	59,8	24940	1125,8	639,5	18,09	1073,7	119,3	3,75
45Б2	447	180	8,4	13		85,96	67,5	28870	1291,9	732,9	18,32	1269	141	3,84
50Б1	492	200	8,8	12	21	92,98	73	37160	1511	860,4	19,99	1606	160,6	4,16
50Б2	496	200	9,2	14		102,8	80,7	42390	1709	970,2	20,3	1873	187,3	4,27
55Б1	543	220	9,5	13,5	24	113,37	89	55680	2051	1165	22,16	2404	218,6	4,61
55Б2	547	220	10	15,5		124,75	97,9	62790	2296	1302	22,43	2760	250,9	4,7
60Б1	593	230	10,5	15,5	24	135,26	106,2	78760	2656	1512	24,13	3154	274,3	4,83
60Б2	597	230	11	17,5		147,3	115,6	87640	2936	1669	24,39	3561	309,6	4,92
70Б1	691	260	12	15,5	24	164,7	129,3	125930	3645	2095	27,65	4556	350,5	5,26
70Б2	697	260	12,5	18,5		183,6	144,2	145912	4187	2393	28,19	5437	418,2	5,44
80Б1	791	280	13,5	17	26	203,2	159,5	199500	5044	2917	31,33	6244	446	5,54
80Б2	798	280	14	20,5		226,6	177,9	232200	5820	3343	32,01	7527	537,6	5,76
90Б1	893	300	15	18,5	30	247,1	194	304400	6817	3964	35,09	8365	557,6	5,82
90Б2	900	300	15,5	22		272,4	213,8	349200	7760	4480	35,8	9943	662,8	6,04
100Б1	990	320	16	21	30	293,82	230,6	446000	9011	5234	38,96	11520	719,9	6,26
100Б2	998	320	17	25		328,9	258,2	516400	10350	5980	39,62	13710	856,9	6,46
100Б3	1006	320	18	29		364	285,7	587700	11680	6736	40,18	15900	993,9	6,61
100Б4	1013	320	19,5	32,5		400,6	314,5	655400	12940	7470	40,45	17830	1114,3	6,67

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Широкополочные двутавры (Ш)														
20Ш1	193	150	6	9	13	38,95	30,6	2660	275	153	8,26	507	67,6	3,61
23Ш1	226	155	6,5	10	14	46,08	36,2	4260	377	210	9,62	622	80,2	3,67
26Ш1	251	180	7	10	16	54,37	42,7	6225	496	276	10,7	974	108,2	4,23
26Ш2	255	180	7,5	12		62,73	49,2	7429	583	325	10,88	1168	129,8	4,31
30Ш1	291	200	8	11	18	68,31	53,6	10400	715	398	12,34	1470	147	4,64
30Ш2	295	200	8,5	13		77,65	61	12200	827	462	12,53	1737	173,7	4,73
30Ш3	299	200	9	15		87	68,3	14040	939	526	12,7	2004	200,4	4,8
35Ш1	338	250	9,5	12,5	20	95,67	75,1	19790	1171	651	14,38	3260	261	5,84
35Ш2	341	250	10	14		104,74	82,2	22070	1295	721	14,52	3650	292	5,9
35Ш3	345	250	10,5	16		116,3	91,3	25140	1458	813	14,7	4170	334	5,99
40Ш1	388	300	9,5	14	22	122,4	96,1	34360	1771	976	16,76	6306	420	7,18
40Ш2	392	300	11,5	16		141,6	111,1	39700	2025	1125	16,75	7209	481	7,14
40Ш3	396	300	12,5	18		157,2	123,4	44740	2260	1259	16,87	8111	541	7,18
50Ш1	484	300	11	15	26	145,7	114,4	60930	2518	1403	20,45	6762	451	6,81
50Ш2	489	300	14,5	17,5		176,6	138,7	72530	2967	1676	20,26	7900	526	6,69
50Ш3	495	300	15,5	20,5		199,2	156,4	84200	3402	1923	20,56	9250	617	6,81
50Ш4	501	300	16,5	23,5		221,7	174,1	96150	3838	2173	20,82	10600	707	6,92
60Ш1	580	320	12	17	28	181,1	142,1	107300	3701	2068	24,35	9302	581	7,17
60Ш2	587	320	16	20,5		225,3	176,9	131800	4490	2544	24,19	11230	702	7,06
60Ш3	595	320	18	24,5		261,8	205,5	156900	5273	2997	24,48	13420	839	7,16
60Ш4	603	320	20	28,5		298,34	234,2	182500	6055	3455	24,73	15620	976	7,23
70Ш1	683	320	13,5	19	30	216,4	169,9	172000	5036	2843	28,19	10400	650	6,93
70Ш2	691	320	15	23		251,7	197,6	205500	5949	3360	28,58	12590	787	7,07
70Ш3	700	320	18	27,5		299,8	235,4	247100	7059	4017	28,72	15070	942	7,09
70Ш4	708	320	20,5	31,5		341,6	268,1	284400	8033	4598	28,85	17270	1079	7,11
70Ш5	718	320	23	36,5		389,7	305,9	330600	9210	5298	29,13	20020	1251	7,17
Колонные двутавры (К)														
20К1	195	200	6,5	10	13	52,82	41,5	3820	392	216	8,5	1334	133	5,03
20К2	198	200	7	11,5		59,7	46,9	4422	447	247	8,61	1534	153	5,07

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
23К1	227	240	7	10,5	14	66,51	52,2	6589	580	318	9,95	2421	202	6,03
23К2	230	240	8	12		75,77	59,5	7601	661	365	10,02	2766	231	6,04
26К1	255	260	8	12	16	83,08	65,2	10300	809	445	11,14	3517	271	6,51
26К2	258	260	9	13,5		93,19	73,2	11700	907	501	11,21	3957	304	6,52
26К3	262	260	10	15,5		105,9	83,1	13560	1035	576	11,32	4544	349	6,55
30К1	296	300	9	13,5	18	108	84,8	18110	1223	672	12,95	6079	405	7,5
30К2	300	300	10	15,5		122,7	96,3	20930	1395	771	13,06	6980	465	7,54
30К3	340	300	11,5	17,5		138,72	108,9	23910	1573	874	13,12	7881	525	7,54
35К1	343	350	10	15	20	139,7	109,7	31610	1843	1010	15,04	10720	613	8,76
35К2	348	350	11	17,5		160,4	125,9	37090	2132	1173	15,21	12510	715	8,83
35К3	353	350	13	20		184,1	144,5	42970	2435	1351	15,28	14300	817	8,81
40К1	393	400	11	16,5	22	175,8	138	52400	2664	1457	17,26	17610	880	10
40К2	400	400	13	20		210,96	165,6	64140	3207	1767	17,44	21350	1067	10,06
40К3	409	400	16	24,5		257,8	202,3	80040	3914	2180	17,62	26150	1307	10,07
40К4	419	400	19	29,5		308,6	242,2	98340	4694	2642	17,85	31500	1575	10,1
40К5	431	400	23	35,5		371	291,2	121570	5642	3217	18,1	37910	1896	10,11
Двутавры дополнительной серии (Д)														
24ДБ1	239	115	5,5	9,3	15	35,45	27,8	3535	295,8	166,6	9,99	236,8	41,2	2,58
27ДБ1	269	125	6	9,5	15	40,68	31,9	5068	376,8	212,7	11,16	310,5	49,7	2,76
36ДБ1	360	145	7,2	12,3	18	62,6	49,1	13800	766,4	434,1	14,84	627,6	86,6	3,17
35ДБ1*	346	127	5,8	8,5	15	42,78	33,6	8540	489,4	279,4	14,13	291,5	45,9	2,61
40ДБ1*	399	139	6,2	9	15	50,53	39,7	13050	654,2	374,5	16,06	404,4	58,2	2,83
45ДБ1*	450	152	7,4	11	15	67,05	52,6	21810	969,2	556,8	18,04	646,2	85	3,1
45ДБ2*	450	180	7,6	13,3	18	82,8	65	28840	1280	722	18,7	1300	144	3,96
30ДШ1	300,6	201,9	9,4	16	18	92,6	72,7	15090	1000	563	12,8	2200	218	4,87
40ДШ1	397,6	302	11,5	18,7	22	159	124	46330	2330	1290	17,1	8590	569	7,36
50ДШ1	496,2	303,8	14,2	21	26	198	155	86010	3470	1950	20,8	9830	647	7,05

* Эти профили наиболее экономичны в сравнении с равнопрочными (W_x) нормальными двутаврами

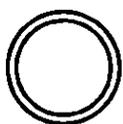


Таблица 5.9
Сортамент горячекатаного круглого проката по ГОСТ 2590-88

Диаметр d , мм	Площадь поперечного сечения, см ²	Масса 1 м профиля, кг	Диаметр d , мм	Площадь поперечного сечения, см ²	Масса 1 м профиля, кг
5	0,1963	0,154	50	19,64	15,42
5,5	0,2376	0,186	52	21,24	16,67
6	0,2827	0,222	53	22,06	17,32
6,3	0,3117	0,245	54	22,89	17,97
6,5	0,3318	0,260	55	23,76	18,65
7	0,3848	0,302	56	24,63	19,33
8	0,5027	0,395	58	26,42	20,74
9	0,6362	0,499	60	28,27	22,19
10	0,7854	0,616	62	30,19	23,7
11	0,9503	0,746	63	31,17	24,47
12	1,131	0,888	65	33,18	26,05
13	1,327	1,04	67	35,26	27,68
14	1,539	1,21	68	36,32	28,51
15	1,767	1,39	70	38,48	30,21
16	2,011	1,58	72	40,72	31,96
17	2,270	1,78	75	44,18	34,68
18	2,545	2,00	78	47,78	37,51
19	2,835	2,23	80	50,27	39,46
20	3,142	2,47	82	52,81	41,46
21	3,464	2,72	85	56,74	44,54
22	3,801	2,98	87	59,42	46,64
23	4,155	2,26	90	63,62	49,94
24	4,524	3,55	92	66,44	52,16
25	4,909	3,85	95	70,88	55,64
26	5,309	4,17	97	73,86	57,98
27	5,726	4,50	100	78,54	61,65
28	6,158	4,83	105	86,59	67,97
29	6,605	5,18	110	95,03	74,6
30	7,069	5,55	115	103,87	81,54
31	7,548	5,92	120	113,1	88,78
32	8,042	6,31	125	122,72	96,33
33	8,533	6,71	130	132,72	104,2
34	9,079	7,13	135	143,14	112,36
35	9,621	7,55	140	153,94	120,84
36	10,18	7,99	145	165,1	129,6
37	10,75	8,44	150	176,72	138,72
38	11,34	8,9	155	188,6	148,05
39	11,95	9,38	160	201,06	157,83
40	12,57	9,87	165	213,72	167,77
41	13,2	10,36	170	226,98	178,18
42	13,85	10,87	175	240,41	188,72
43	14,52	11,4	180	254,47	199,76
44	15,2	11,94	185	268,67	210,91
45	15,9	12,48	190	283,53	222,57
46	16,62	13,05	195	298,5	234,32
47	17,35	13,75	200	314,16	246,62
48	18,1	14,2			

Сортамент горячекатаного листового проката по ГОСТ 19903-74*

1. Прокат, изготавливаемый в листах

Толщина листов, мм: 0,4; 0,45; 0,5; 0,55; 0,6; 0,63; 0,65; 0,7; 0,75; 0,8; 0,9; 1; 1,2; 1,3; 1,4; 1,5; 1,6; 1,8; 2; 2,2; 2,5; 2,8; 3,0; 3,2; 3,5; 3,8; 3,9; 4,0; 4,5; 5; 5,6; 6; 6,5; 7; 7,5; 8; 8,5; 9; 9,5; 10; 10,5; 11; 11,5; 12; 12,5; 13; 13,5; 14; 14,5; 15; 15,5; 16; 16,5; 17; 17,5; 18; 18,5; 19; 19,5; 20; 20,5; 21; 21,5; 22; 22,5; 23; 23,5; 24; 24,5; 25; 25,5; 26; 27; 28; 29; 30; 31; 32; 34; 36; 38; 40; 42; 45; 48; 50; 52; 55; 58; 60; 62; 65; 68; 70; 72; 75; 78; 80; 82; 85; 87; 90; 92; 95; 100; 105; 110; 115; 120; 125; 130; 135; 140; 145; 150; 155; 160.

Ширина листов, мм: 500; 510; 600; 650; 670; 700; 710; 750; 800; 850; 900; 950; 1000; 1100; 1250; 1400; 1420; 1500; 1600; 1700; 1800; 1900; 2000; 2100; 2200; 2300; 2400; 2500; 2600; 2700; 2800; 2900; 3000; 3200; 3400; 3600; 3800.

Размеры проката

Толщина листа, мм	0,4–0,6	0,63–0,75	0,8–0,9	1	1,2–1,4	1,5–2,8	3–5,6
Ширина листа, мм	500–750; 1000	500–750; 1000; 1250	500–800; 1000; 1250	600–1000; 1250	600–1250	600–1500	600–1800

Продолжение

Толщина листа, мм	6–7,5	8–10,5	11–12,5	13–25,5	26–40	42–160
Ширина листа, мм	700–2000	700–2500	1000–2500	1000–2800	1250–3600	1250–3800

2. Листовой прокат, изготавливаемый в рулонах

Толщина листов, мм: 1,2; 1,3; 1,4; 1,5; 1,6; 1,8; 2; 2,2; 2,5; 2,8; 3; 3,2; 3,5; 3,8; 3,9; 4; 4,5; 5; 5,3; 5,5; 6; 6,3; 7; 7,5; 8; 8,5; 9; 9,5; 10; 10,5; 11; 11,5; 12.

Ширина проката, мм: 500; 530; 550; 600; 630; 650; 670; 700; (710); 750; 800; 850; 900; 950; 1000; 1100; 1250; 1400; (1420); 1500; 1600; 1700; 1800; 1900; 2000; 2100; 2200.

Размеры рулонов (ширина, толщина)

Толщина проката, мм	1,2–12	1,5–12	3–12	6–10	7–10
Ширина проката, мм	500–630; 1000–1250	650–950; 1400–1500	1600–1800	1900; 2000	2100; 2200

Таблица 5.12

Сортамент холоднокатаного листового проката по ГОСТ 19904-90

Толщина проката, мм: 0,35; 0,4; 0,45; 0,5; 0,55; 0,6; 0,65; 0,7; 0,75; 0,8; 0,9; 1; 1,1; 1,2; 1,3; 1,4; 1,5; 1,6; 1,7; 1,8; 2; 2,2; 2,5; 2,8; 3; 3,2; 3,5; 3,8; 3,9; 4; 4,2; 4,5; 4,8; 5.

Ширина проката, мм: 500; 550; 600; 650; 700; 750; 800; 850; 900; 950; 1000; 1100; 1200; 1250; 1400; 1450; 1500; 1600; 1700; 1800; 1900; 2000; 2100; 2200; 2300; 2350.

Размер проката, изготавливаемого в рулонах

Толщина проката, мм	0,35–0,5	0,55–0,65	0,7–0,8; 1,5–2; 2,8–3,5	0,9–1,4	2,2; 2,5
Ширина проката, мм	500–1250	500–1700	500–1800	500–2000	500–2300

Примечание. 1. Холоднокатаный листовый прокат изготавливают в листах толщиной 0,35–5 мм и в рулонах толщиной 0,35–3,5 мм. 2. Холоднокатаный листовый прокат, применяемый для изготовления профилированных листов типов Н и НС (см. табл. 5.19–5.21), рекомендуется заказывать высокой точности прокатки.

Таблица 5.13

Сортамент горячекатаного широкополосного универсального проката по ГОСТ 82-70*

Толщина проката, мм	6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40, 45, 50, 55, 60
Ширина проката, мм	200, 210, 220, 240, 250, 260, 280, 300, 320, 340, 360, 380, 400, 420, 450, 460, 480, 500, 520, 530, 560, 600, 630, 650, 670, 700, 750, 800, 850, 900, 950, 1000, 1050

Примечание. По требованию потребителя допускается изготовление широкополосного проката шириной 160, 170, 180, 190, 350, 440, 550, 580 и 710 мм.

Таблица 5.14

Сортамент горячекатаных полос по ГОСТ 103-76*

Толщина полос, мм	4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40, 45, 50, 56, 60
Ширина полос, мм	11, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40, 45, 50, 55, 60, 63, 65, 70, 75, 80, 85, 90, 95, 100, 105, 110, 120, 125, 130, 140, 150, 160, 170, 180, 190, 200

Размеры полос, мм

Толщина полос, мм	4,6–8	5	9, 10, 12	11,14,16	18	20	22	25
Ширина полос, мм	12–200	11	16–200	20–200	22–200	25–200	28–200	32–200

Продолжение

Толщина полос, мм	28–32	36	40	45	50	56	60
Ширина полос, мм	40–200	45–200	50–200	60–200	63, 65, 80–200	80–200	85–200

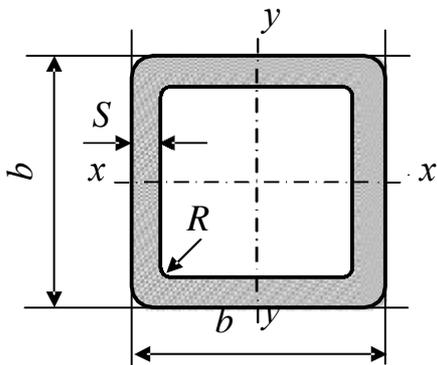


Таблица 5.15

Сортамент гнутых замкнутых сварных профилей квадратного сечения по ТУ 36-2287-80 (квадратные трубы)

<i>b</i>	<i>s</i>	Площадь поперечного сечения, см ²	Справочные значения для осей <i>x-x</i> и <i>y-y</i>			Масса 1 м длины, кг
			$J_x = J_y$, см ⁴	$W_x = W_y$, см ³	$i_x = i_y$, см	
80	3	9,24	91,4	22,8	3,14	7,26
	4	12,16	117,3	29,3	3,10	9,54
	5	15	141,2	35,3	3,07	11,77
	6	17,76	163,1	40,7	3,03	13,94
100	3	11,64	182,7	36,5	3,96	9,13
	4	15,36	236,3	47,2	3,92	12,05
	5	19	286,5	57,3	3,89	14,92
	6	22,56	333,5	66,7	2,84	17,71
120	3	14,04	320,5	53,4	4,77	11,02
	4	18,56	416,7	69,4	4,74	14,57
	5	23	507,9	84,6	4,69	18,06
	6	27,36	594,2	99	4,66	21,48
140	4	21,76	671,3	95,9	5,55	17,08
	5	27	821,2	117,3	5,51	21,19
	6	32,16	964,3	137,7	5,48	25,24
	7	37,24	1100,9	157,2	5,44	29,23
	8	42,24	1231,1	175,8	5,39	33,16
160	4	24,96	1013	126,6	6,37	19,6
	5	31	1242,5	155,3	6,33	24,33
	6	36,96	1463,1	182,8	6,29	29,01
	7	42,84	1674,9	209,3	6,25	33,63
	8	48,64	1878,1	234,7	6,21	38,18
180	5	35,0	1787,9	198,6	7,15	27,47
	6	41,76	2109,7	234,4	7,11	32,78
	7	48,44	2420,2	268,9	7,07	38,02
	8	55,04	2719,7	302,1	7,03	43,21

Примечание. См. примечание к табл. 5.16

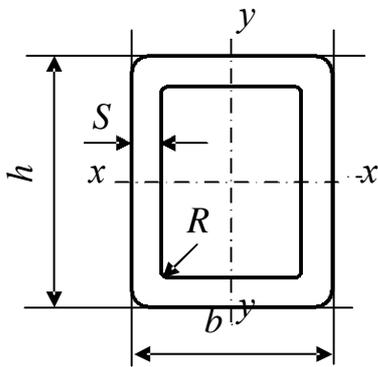


Таблица 5.16

Сортамент гнутых замкнутых сварных профилей прямоугольного сечения по ТУ 67-2287-80 (прямоугольные трубы)

h	b	s	Площадь поперечного сечения, см ²	Справочные значения для осей						Масса 1 м длины, кг
				x-x			y-y			
мм				J _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	J _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
100	60	3	9,24	126,2	25,2	3,69	56,6	18,9	2,47	7,25
		4	12,16	162,6	32,5	3,66	72,2	29,1	2,44	9,55
		5	15	196,2	39,2	3,62	86,2	28,7	2,4	11,78
		6	17,76	227,4	45,5	3,58	99	33	2,36	13,94
120	80	3	11,64	238,4	39,7	4,53	127	31,7	3,3	9,14
		4	15,36	309	51,5	4,48	164	41	3,27	12,06
		5	19	375,6	62,6	4,44	198	49,5	3,23	14,92
		6	22,56	438,2	73	4,4	229	57,2	3,19	17,71
140	60	4	15,36	375,3	53,6	4,94	97,3	16,2	2,52	12,06
		5	19	456,6	65,2	4,9	117	39	2,48	14,92
		6	22,56	533,1	76,2	4,86	134	44,7	2,43	17,71
140	100	4	18,56	523,4	74,8	5,31	310,1	62	4,09	14,57
		5	23	638,9	91,3	5,27	376,9	75,4	4,05	18,06
		6	27,36	748,7	106,9	5,23	439,7	88	4,01	21,48
		7	31,64	835,1	121,8	5,19	498,89	99,8	3,97	24,84
160	80	4	18,56	623,5	77,9	5,8	210	52,5	3,36	14,57
		5	23	761,9	95,2	5,75	253,9	63,5	3,32	18,06
		6	27,36	893,5	111,6	5,71	294,9	73,7	3,28	21,48
		7	31,64	1018,9	127,3	5,67	332,9	83,2	3,24	24,84
160	120	4	21,76	818,3	102,2	6,13	524,4	87,4	4,91	17,08
		5	27	1002,2	125,2	6,09	640,2	106,7	4,87	21,19
		6	32,16	1178,3	147,2	6,05	750,4	125,1	4,83	25,24
		7	37,24	1346,9	168,3	6,01	855	142,5	4,79	29,2
		8	42,24	1508,1	188,5	5,97	954,2	159	4,75	33,16
180	60	5	23	868,9	96,5	6,15	147	49	2,53	18,06
		6	27,36	1019,3	113,2	6,1	169,2	56,4	2,48	21,48
		7	31,64	1162,5	129,2	6,06	189,4	63,1	2,44	24,84

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
180	100	5	27	1175,2	130,6	6,6	467,2	93,4	4,16	21,19
		6	32,16	1382,8	153,6	6,55	545,9	109,2	4,12	25,24
		7	37,24	1581,7	175,7	6,51	620,1	124	4,08	29,2
		8	42,24	1772,3	196,9	6,48	690	138	4,04	33,16
180	140	5	31	1481,5	164,6	6,91	1003,6	143,4	5,69	24,3
		6	36,96	1746,2	194	6,87	1180	168,6	5,65	29,01
		7	42,84	2001	222,3	6,83	1348,8	192,7	5,61	33,63
		8	48,64	2246	249,5	6,79	1510,3	215,8	5,57	38,18
200	160	5	35	2092,9	209,3	7,73	1482,9	185,4	6,51	27,47
		6	41,76	2471,5	247,1	7,69	1747,8	218,5	6,47	32,78
		7	48,44	2837,5	283,7	7,65	2002,8	250,4	6,43	38
		8	55,04	3191,2	319,1	7,61	2248,1	281	6,39	43,2

Примечание. Применение профилей по сортаментам таблиц 5.15 и 5.16 в строительных стальных конструкциях, за исключением типовых конструкций, должно согласовываться с организациями и предприятиями-изготовителями конструкций.

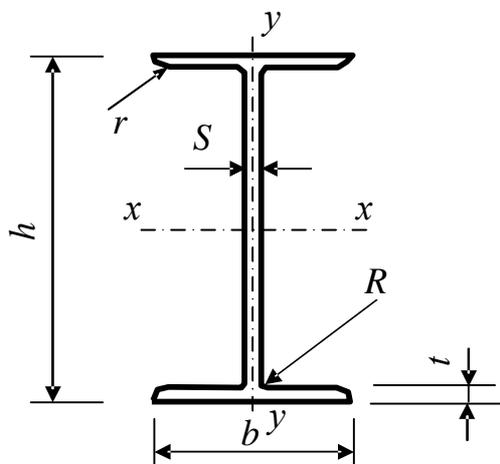
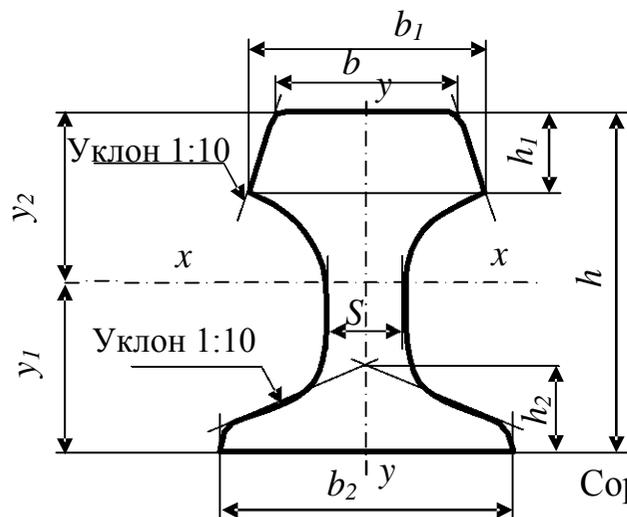


Таблица 5.17

Сортамент двутавровых балок М по ГОСТ 19425-74*
для балок путей подвешного транспорта

Номер профиля	h	b	s	t	R	r	Площадь поперечного сечения, см ²	Масса 1 м, кг	Справочные значения для осей						
									x - x				y - y		
									J _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	S _x , см ³	J _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см
18М	180	90	7	12	9	3,5	32,9	25,8	1760	196	7,32	113	130	28,9	1,99
24М	240	110	8,2	14	10,5	4	48,7	38,3	4640	387	9,75	223	276	50,2	2,38
30М	300	130	9,0	15	12	6	64	50,2	9500	633	12,2	364	480	73,9	2,74
36М	360	130	9,5	16	14	6	73,8	57,9	15340	852	14,4	493	518	79,7	2,65
45М	450	150	10,5	18	16	7	98,8	77,6	31900	1420	18	821	892	119	3

Примечания. 1. Профили 30М, 36М и 45М поставляются также по техническим условиям ТУ 14-2-247-80. 2. Уклон внутренних граней полок не более 12%.



Сортамент крановых рельсов по ГОСТ 4121-76*

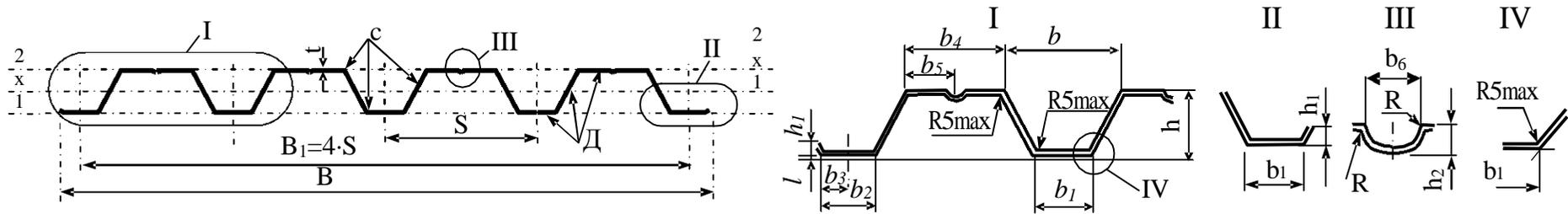
Таблица 5.18

Тип рельса	b	b_1	b_2	s	h	h_1	h_2	R	R_A	R_B	r	r_1	r_2
	Размер рельса, мм												
КР70	70	76,5	120	28	120	32,5	24	400	23	38	6	6	1,5
КР80	80	87	130	32	130	35	26	400	26	44	8	6	1,5
КР100	100	108	150	38	150	40	30	450	30	50	8	8	2
КР120	120	129	170	44	170	45	35	500	34	56	8	8	2
КР140	140	150	170	60	170	50	40	700	40	60	10	10	3

Тип рельса	Площадь поперечного сечения рельса, см^2	Справочные данные для осей $x-x$ и $y-y$									Масса 1 м рельса, кг
		Расстояние до центра тяжести, см		Момент инерции, см^4			Момент сопротивления, см^3				
		y_1	y_2	J_x	J_y	J_p	$W_1 = \frac{J_x}{y_1}$	$W_2 = \frac{J_x}{y_2}$	$W_3 = \frac{J_y}{0,5b_2}$	W_p	
КР70	67,22	5,93	6,07	1083,25	319,68	1402,92	178,33	178,46	53,28	167,54	52,77
КР80	81,84	6,47	6,53	1523,69	468,55	1992,24	233,37	233,34	72,08	218,71	64,24
КР100	113,44	7,63	7,37	2805,88	919,52	3725,4	367,86	380,72	122,66	350,92	89,05
КР120	150,69	8,69	8,31	4794,22	1671,96	6466,18	551,69	576,92	196,7	535,59	118,29
КР140	187,24	8,75	8,25	5528,27	2608,71	8136,98	632,07	670,09	306,91	673,89	146,98

Таблица 5.19

Сортамент профилированных листов типа Н высотой 57 и 60 мм по ГОСТ 24045-94



Обозначение

Размер сечения, мм

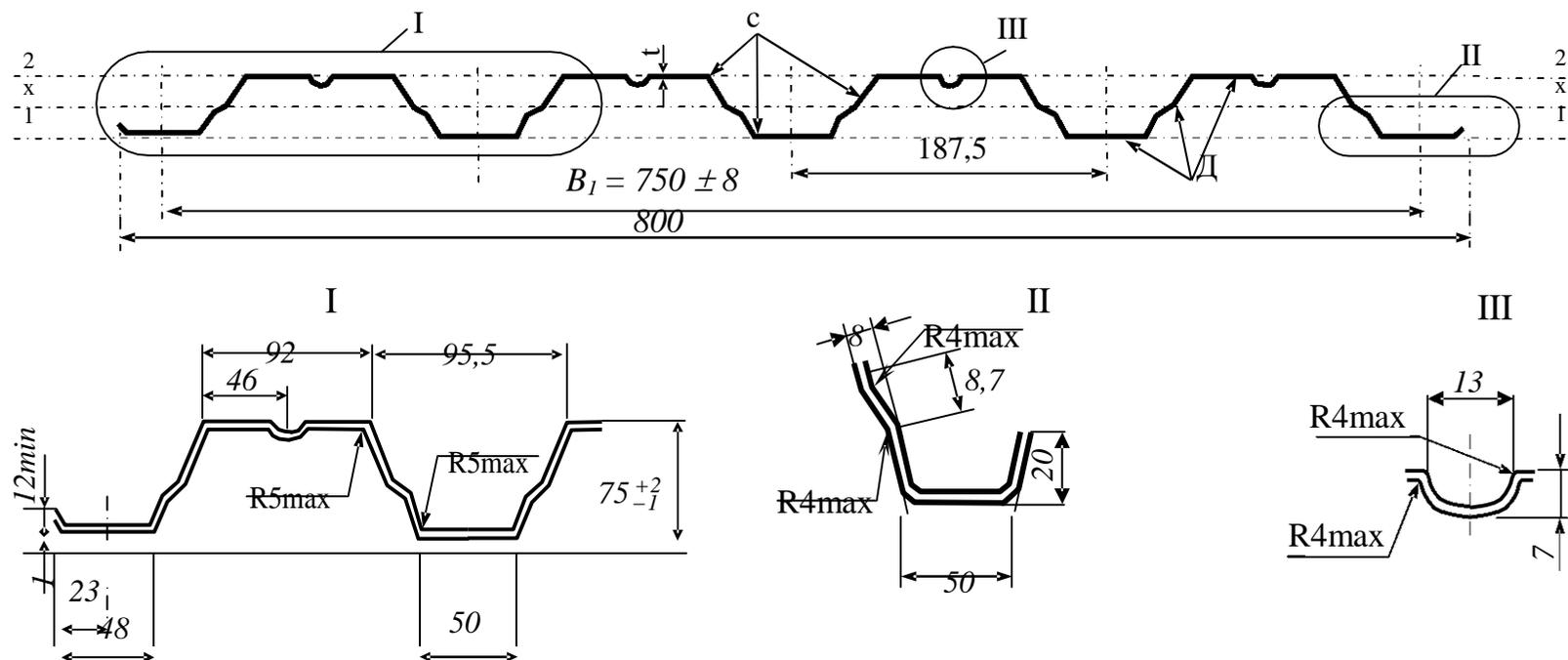
профилированного листа	h	B_1	t	B	b	b_1	b_2	b_3	b_4	b_5	b_6	h_1 , не менее	h_2	R_1 , не более	S
	Н57-750-0,7 Н57-750-0,8	57	750	0,7 0,8	801	94,5	44	42	20	93	46,5	18	10	7	4
Н60-845-0,7 Н60-845-0,8 Н60-845-0,9	60	845	0,7 0,8 0,9	902	89,5	50	47	22	122	61	16	14	5	3,5	211,2

Обозначение профилирова нного листа	Площадь сечения A , см^2	Масса 1 м длины, кг	Справочные значения на 1 м ширины						Масса 1 м ² , кг	Ширина заготовки, мм
			При сжатых узких полках			При сжатых широких полках				
			момент инерции J_x , см^4	момент сопротивления, см^3		момент инерции J_x , см^4	момент сопротивления, см^3			
				W_{x1}	W_{x2}		W_{x1}	W_{x2}		
Н57-750-0,7	7,7	6,5	53,8	14,8	21,1	53,8	16,4	19,7	8,7	1100
Н57-750-0,8	8,8	7,4	61,2	17,9	24,4	61,2	18,9	24	9,8	
Н60-845-0,7	8,8	7,4	62,1	14,6	24,4	59,1	16,5	18,7	8,8	1250
Н60-845-0,8	10	8,4	70,6	17,7	28,1	69,9	19	22,7	9,9	
Н60-845-0,9	11,3	9,3	79	20,9	31,8	78,7	21,5	27	11,1	

Примечания. 1. Листы типа Н предназначены для настилов покрытий. 2. Листы изготавливают из тонколистовой оцинкованной стали по ГОСТ 14918-80* или из тонколистовой оцинкованной стали с повышенными прочностными свойствами по ТУ 14-1-3432-82 и ТУ 14-1-3584-83. 3. По требованию потребителя листы изготавливают с защитно-декоративным лакокрасочным покрытием

Таблица 5.20

Сортамент профилированных листов типа Н высотой 75 мм по ГОСТ 24045-94

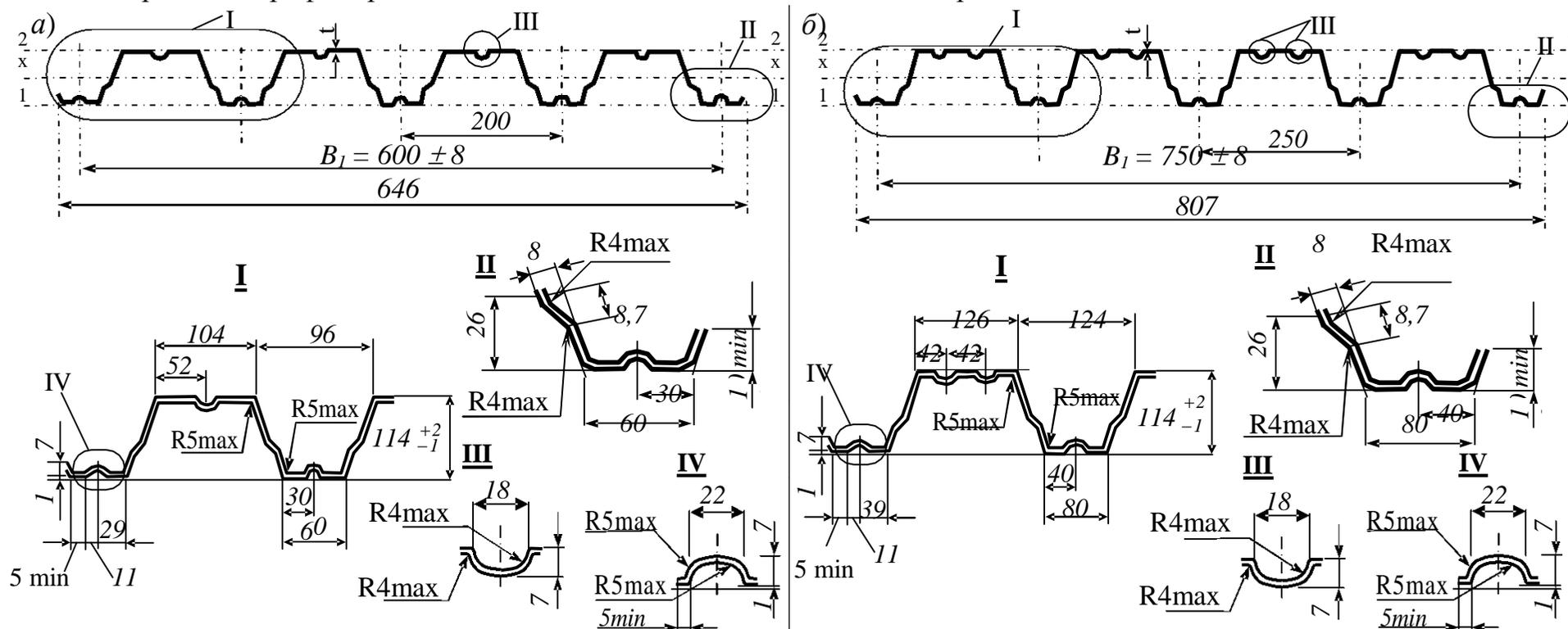


Обозначение профилированного листа	t, мм	Площадь сечения А, см ²	Масса 1 м длины, кг	Справочные значения на 1 м ширины						Масса 1 м ² , кг	Ширина заготовки, мм
				При сжатых узких полках			При сжатых широких полках				
				момент инерции J_x , см ⁴	момент сопротивления, см ³		момент инерции J_x , см ⁴	момент сопротивления, см ³			
					W_{x1}	W_{x2}		W_{x1}	W_{x2}		
Н75-750-0,8	0,8	10	8,4	114,9	25,8	32,2	114,9	28,5	33,1	11,2	1250
Н75-750-0,9	0,9	11,3	9,3	129,6	30,2	37,6	129,6	31,6	38	12,5	

Примечание. См. примечание к табл. 5.19

Таблица 5.21

Сортамент профилированных листов типа Н высотой 114 мм, шириной 600 и 750 мм по ГОСТ 24045-94



Справочные значения на 1 м ширины

Обозначение профилированного листа	t, мм	Площадь сечения A , см^2	Масса 1 м длины, кг	При сжатых узких полках				При сжатых широких полках			Масса 1 м, кг	Ширина заготовки, мм
				момент инерции J_x , см^4	момент сопротивления, см^3		момент инерции J_x , см^4	момент сопротивления, см^3				
					W_{x1}	W_{x2}		W_{x1}	W_{x2}			
H114-600-0,8	0,8	10	8,4	320,9	53,3	59,7	320,9	52,4	55,8	14	1250	
H114-600-0,9	0,9	11,3	9,3	361	60	67,2	361	59,6	65,9	15,6		
H114-600-1	1	12,5	10,3	405,4	67,6	75	405,4	67,6	75	17,2		
H114-750-0,8	0,8	11,2	9,4	307,9	51,2	57,1	307,9	51,2	57,1	12,5	1400	
H114-750-0,9	0,9	12,6	10,5	345,2	57,4	64	345,2	57,4	64	14		
H114-750-1	1	14	11,7	383,6	63,8	71,1	383,6	63,8	71,1	15,4		

Примечание. См. примечания к табл. 5.19.

Коэффициенты $C_{пр}$

Шаг колонн, м	Q, тс	Количество рам n														
		6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
6	30/5	0,421	0,421	0,420	0,417	0,412	0,406	0,396	0,386	0,375	0,366	0,354	0,345	0,336	0,321	0,315
	50/10															
	80/20	0,540	0,538	0,535	0,532	0,526	0,517	0,505	0,493	0,478	0,466	0,452	0,440	0,428	0,412	0,402
	100/20															
	125/20															
	160/32	0,671	0,668	0,664	0,660	0,652	0,642	0,627	0,612	0,594	0,578	0,561	0,546	0,531	0,514	0,498
	200/32															
12	30/5	0,450	0,436	0,419	0,400	0,380	0,362	0,344	0,327	0,314	0,298	0,286	0,274	0,263	0,252	0,242
	50/10															
	80/20	0,518	0,504	0,483	0,460	0,437	0,416	0,396	0,376	0,362	0,342	0,329	0,315	0,302	0,291	0,278
	100/20															
	125/20															
	160/32	0,577	0,561	0,536	0,512	0,487	0,464	0,441	0,419	0,404	0,382	0,366	0,351	0,337	0,324	0,310
	200/32															

ЛИТЕРАТУРА

1. СП 16.13330.2017. «Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*». /Минрегион России.– М.: ОАО «ЦПП», 2010.– 172 с.
2. СП 20.13330.2016. «Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*». / Минрегион России.– М.: ОАО «ЦПП», 2011.– 80 с.
3. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003). ЦНИИ Промзданий, НИИЖБ.–М.: ОАО "ЦНИИ Промзданий, 2005.– 214 с.
4. Мандриков А.П. Примеры расчета металлических конструкций: Учебное пособие для техникумов.– 2-е изд., перераб. и доп.– М.: Стройиздат, 1991.– 431 с.
5. Металлические конструкции: Учебник для студ. высш. учеб. заведений/[Ю.И. Кудишин, Е.И. Беленя, В.С. Игнатьева и др.]; Под общ. ред. Ю.И. Кудишина.– 8-е изд., перераб. и доп.– М.: Издательский центр «Академия», 2006.– 688 с.
6. Металлические конструкции. В 3 т. Т.1. Элементы стальных конструкций: Учебное пособие для строит. вузов/В.В. Горев, Б.Ю. Уваров, В.В. Филиппов и др.; Под ред. В.В. Горева.– М.: Высш. шк., 1997.– 527 с.
7. Сокращенный сортамент металлопроката для применения в строительных стальных конструкциях: Методические указания/Д.Б. Демченко.– Ростов н/Д: Рост. гос. строит. ун-т, 2007.– 24 с.
8. Федеральный закон №384 от 30.12.2009 «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений». – 20 с.