

С.А. Нищета

М. Ю. Наркевич

РАСЧЕТ СТРОИТЕЛЬНЫХ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ





Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Магнитогорский государственный технический университет им. Г.И. Носова»

С.А. Ницета
М.Ю. Наркевич

РАСЧЕТ СТРОИТЕЛЬНЫХ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

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

Магнитогорск,
2013

УДК 624.04

Рецензенты:

Кандидат технических наук, профессор,
главный строитель,
ОАО Проектный институт «Магнитогорскгражданпроект»
А.А. Варламов

Кандидат технических наук,
доцент кафедры «Строительное производство и автомобильные дороги»,
ФГБОУ ВПО «Магнитогорский государственный технический
университет им. Г.И. Носова»
В.М. Андреев

Ницета С.А., Наркевич М.Ю.

Расчет строительных стальных конструкций: [Электронный ресурс] : учебное пособие / Сергей Алексеевич Ницета, Михаил Юрьевич Наркевич ; ФГБОУ ВПО «Магнитогорский государственный технический университет им. Г.И. Носова». – Электрон. текстовые дан. (1,95 Мб). – Магнитогорск : ФГБОУ ВПО «МГТУ», 2013. – 1 электрон. опт. диск (CD-R). – Систем. требования : IBM PC, любой, более 1 GHz ; 512 Мб RAM ; 10 Мб HDD ; MS Windows XP и выше ; Adobe Reader 8.0 и выше ; CD/DVD-ROM дисковод ; мышь. – Загл. с титул. экрана.
ISBN

Рассмотрены вопросы расчета и проектирования несущих конструкций балочных клеток: балок настила, главных балок составного сечения и центрально-сжатых колонн. Изложены основы конструирования и расчета элементов каркасов производственных зданий: колонн, стропильных ферм, подкрановых балок. Приведены особенности расчета узлов металлических конструкций.

Предназначено для студентов-бакалавров, специалистов и магистров строительных вузов, обучающихся по направлению «Строительство» всех форм обучения по профилю подготовки «Промышленное и гражданское строительство», «Городское строительство и хозяйство».

УДК 624.04

© Ницета С.А., Наркевич М.Ю., 2013
© ФГБОУ ВПО «Магнитогорский
государственный технический
университет им. Г.И. Носова», 2013

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	6
1. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ИЗГИБАЕМЫХ КОНСТРУКЦИЙ БАЛОЧНОЙ КЛЕТКИ	7
1.1. Расчет прокатной балки настила	7
1.1.3. Проверка прочности	9
1.1.4. Проверка деформативности (жесткости)	9
1.2. Расчет и конструирование главной балки	10
1.2.1. Нагрузка	10
1.2.2. Определение высоты главной балки, компоновка сечения	10
1.2.3. Проверка прочности и общей устойчивости главной балки	13
2. По касательным напряжениям	13
1.2.4. Проверка местной устойчивости стенки главной балки	14
1.2.5. Проверка местной устойчивости верхнего пояса	16
1.2.6. Расчет соединения пояса со стенкой главной балки	16
1.2.7. Расчет опорной части главной балки	17
1.2.8. Расчет сопряжения прокатных балок настила с главной балкой в одном уровне на болтах нормальной точности	18
1.2.9. Укрупнительный стык главной балки на высокопрочных болтах	20
Контрольные вопросы	23
2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ЦЕНТРАЛЬНО-СЖАТОЙ КОЛОННЫ	24
2.1. Расчет колонны сплошного сечения	24
2.2. Расчет колонны сквозного сечения	27
2.2.1. Расчет относительно материальной оси	27
2.2.2. Расчет относительно свободной оси	28
2.2.3. Расчет планок	29
2.2.4. Расчет базы колонны	32
2.2.5. Расчет оголовка	35
Контрольные вопросы	37
3. КАРКАС ОДНОЭТАЖНОГО ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ	38
3.1. Компоновка однопролетной поперечной рамы	39
3.2. Системы связей каркаса производственного здания	40
3.2.1. Вертикальные связи между колоннами	41
3.2.2. Связи по покрытию	45
3.3. Сбор нагрузки на поперечную раму	48
3.3.1. Постоянная нагрузка конструкций покрытия	48
3.3.2. Снеговая нагрузка	49

3.3.3. Нагрузка от мостовых кранов	50
3.3.4. Ветровая нагрузка	52
3.4. Статический расчет поперечной рамы	54
3.4.2. Расчетная схема поперечной рамы	55
3.4.3. Исходные данные	56
3.4.4. Вычисление коэффициентов	56
2. Горизонтальная (от поперечного торможения тележек с грузами):	58
3.5. Составление таблицы расчетных усилий	59
Контрольные вопросы	61
4. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ КОЛОНН ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ	62
4.1. Расчет и конструирование надкрановой части внецентренно сжатой колонны сплошного сечения	62
4.1.1. Определение расчетных длин	62
4.1.2. Нагрузка	63
4.1.3. Компоновка поперечного сечения надкрановой части колонны	63
4.2. Расчет подкрановой части внецентренно сжатой колонны сплошного сечения	67
4.2.1. Определение расчетных длин	67
4.2.2. Нагрузка	67
4.2.3. Компоновка поперечного сечения подкрановой части колонны	68
4.3. Расчет подкрановой части внецентренно сжатой колонны сквозного сечения	69
4.3.1. Подбор сечения ветвей колонны	69
4.3.2. Расчет элементов соединительной решетки	73
4.3.3. Расчет уступа колонны	76
4.4. Расчет и конструирование баз и их креплений к фундаментам	80
4.4.2. Расчет и конструирование базы внецентренно сжатой колонны сквозного сечения	82
4.4.3. Расчет анкерных болтов для внецентренно сжатых колонн сплошного сечения	84
4.4.4. Расчет анкерных болтов для внецентренно сжатых колонн сквозного сечения	85
Контрольные вопросы	87
5. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ СТРОПИЛЬНОЙ ФЕРМЫ	88
5.1. Определение расчетной узловой нагрузки	88
5.2. Определение усилий в элементах фермы	90

5.3. Подбор сечений стержней ферм	93
5.3.1. Подбор сечений поясов стропильной фермы	93
5.3.2. Подбор сечений элементов решетки	95
5.3.3. Расчет сварных соединений элементов решетки стропильной фермы с фасонками	96
Контрольные вопросы.....	97
6. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ПОДКРАНОВЫХ БАЛОК	97
6.1. Определение расчетных усилий.....	99
6.2. Определение высоты подкрановой балки, компоновка сечения.....	102
6.3. Проверка прочности подкрановой конструкции	104
6.3.2. Проверка прочности	105
6.3.3. Проверка общей устойчивости подкрановой балки	106
6.4. Проверка местной устойчивости стенки подкрановой балки	106
6.5. Расчет деталей подкрановой балки	108
6.5.1. Расчет соединений поясов подкрановой балки со стенкой.....	108
6.5.2. Проверка опорной части балки	108
6.5.3. Проверка на смятие опорного ребра	109
6.5.4. Проверка на устойчивость опорной части	109
Контрольные вопросы.....	110
СПИСОК ИСТОЧНИКОВ	111

ВВЕДЕНИЕ

В учебном пособии систематизированы и обобщены методические разработки кафедры строительных конструкций МГТУ в соответствии с действующими нормами проектирования стальных конструкций [1] и нормами определения нагрузок и воздействий [2, 3]. Материал, содержащийся в учебном пособии, позволит студентам-бакалаврам, обучающимся по направлению «Строительство» по профилю «Промышленное и гражданское строительство» выполнить самостоятельно или под руководством преподавателя расчеты по курсовой работе «Балочная клетка нормального типа» и курсовому проекту «Стальной каркас одноэтажного производственного здания». В процессе конструирования и при выполнении проверочных расчетов за геометрическими параметрами по листовому прокату рекомендуется обращаться к соответствующей справочной литературе, или к Приложению 2 настоящего пособия, по сортовому прокату – к Приложению 12.

Учебное пособие состоит из шести глав и приложений.

Первая и вторая главы посвящены проектированию изгибаемых элементов и центрально-сжатых колонн балочных клеток.

В третьей главе рассматриваются вопросы выбора конструктивной формы производственного здания, компоновки поперечной рамы, сбора нагрузки на поперечную раму и статического расчета с применением или без применения ЭВМ.

В четвертой главе изложены материалы по подбору и проверке сечений сплошной и сквозной внецентренно сжатых колонн, расчету и конструированию баз и их креплений к фундаментам.

В пятой главе рассмотрены особенности определения узловой нагрузки, приведены алгоритмы для статического расчета стропильных ферм различных пролетов, формулы для подбора сечений элементов ферм и расчета сварных швов.

В шестой главе рассмотрены особенности проектирования подкрановых балок, заключающиеся в определении усилий от подвижной нагрузки, подбора и проверки прочности составного сечения подкрановой балки совместно с тормозной конструкцией. Вопросы расчета деталей подкрановых балок рассматриваются со ссылками на расчет главных балок.

Курсовые работы и проекты разрабатываются на основании заданий, выдаваемых руководителем курсового проектирования, формы которых приведены в приложении 1.

1. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ИЗГИБАЕМЫХ КОНСТРУКЦИЙ БАЛОЧНОЙ КЛЕТКИ

1.1. Расчет прокатной балки настила

1.1.1. Нагрузка

На прокатную балку передается с настила полезная (временная) нагрузка, определяемая по заданию как нормативная равномерно распределенная по площади p^H . Так как собственные массы прокатной балки и настила еще неизвестны, то эта нагрузка определяется заданием как нормативная равномерно распределенная по площади g^H (прил. 1). "Грузовая" площадь для прокатной балки настила $a \times l_2$ (рис. 1.1).

Погонная нормативная нагрузка на балку длиной l_2 собирается с "грузовой" площади шириной a

$$q^H = (g^H + p^H) \cdot a. \quad (1.1)$$

Расчетное значение погонной нагрузки

$$q = (\gamma_{fг} \cdot g^H + \gamma_{fp} \cdot p^H) \cdot a, \quad (1.2)$$

где $\gamma_{fг} = 1,05$; $\gamma_{fp} = 1,2$ – коэффициенты надежности по нагрузке [2].

Расчетный максимальный изгибающий момент в пролете

$$M = \frac{q \cdot l_2^2}{8}. \quad (1.3)$$

Расчетная поперечная сила на опоре

$$Q = \frac{q \cdot l_2}{2}. \quad (1.4)$$

1.1.2. Подбор сечения

При изгибе балки настила в одной плоскости и упругой работе стали номер прокатного профиля определяют по требуемому моменту сопротивления

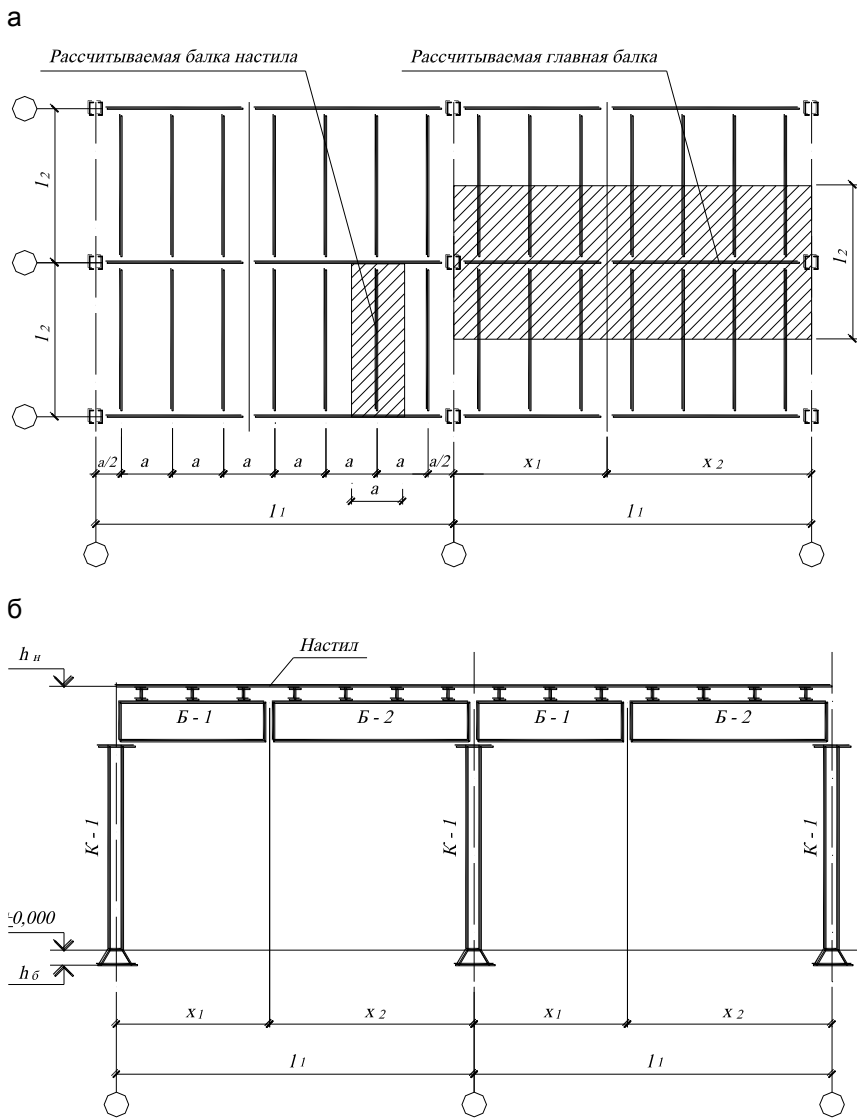


Рис. 1.1. Схема балочной клетки нормального типа:
 а – монтажная схема; б – разрез

$$W_{mp} = \frac{M}{R_y \cdot \gamma_c}, \quad (1.5)$$

где R_y – расчетное сопротивление стали, взятое по пределу текучести [1, табл. 51];

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

В соответствии с принятым типом сечения балки настила (прокатный двутавр) по сортаменту (прил. 12, табл. П.12.1) выбирается ближайший номер профиля, у которого $W_x \geq W_{mp}$

1.1.3. Проверка прочности

Проверка прочности прокатной балки:

а) по нормальным напряжениям

$$\sigma = \frac{M}{W_x} \leq R_y \cdot \gamma_c; \quad (1.6)$$

б) по касательным напряжениям

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{I \cdot t_w} \leq R_s \cdot \gamma_c, \quad (1.7)$$

где R_s – расчетное сопротивление стали сдвигу, $R_s = 0,58 \cdot R_y$ [1].

Проверка по касательным напряжениям для прокатных балок обеспечивается толщиной стенки.

1.1.4. Проверка деформативности (жесткости)

Прогибы балки от действующих нагрузок не должны превышать предельных значений, установленных нормами проектирования [3], при этом должно выполняться условие

$$f_{max} \leq f_u,$$

где f_{max} – максимальный прогиб балки;

f_u – предельный прогиб балки, устанавливаемый нормами.

Относительный прогиб определяется по формуле

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^n l_2^3}{EI_x} \leq \left[\frac{f}{l} \right], \quad (1.8)$$

где $E=2,06 \cdot 10^6$ кг/см² – модуль упругости стали;

I_x – момент инерции двутавра относительно нейтральной оси $x-x$;

$\left[\frac{f}{l} \right]$ – предельное значение относительного прогиба [2, табл. 19].

1.2. Расчет и конструирование главной балки

На главную балку опираются сверху (при этажном сопряжении) (см. рис. 1.1) или примыкают сбоку (при сопряжении балок в одном уровне) прокатные балки настила (рис. 1.5).

1.2.1. Нагрузка

При определении нагрузки на главную балку принимается допущение: действие сосредоточенных сил (опорных реакций прокатных балок настила) заменяется эквивалентной погонной нагрузкой, приложенной вдоль верхнего пояса главной балки. "Грузовая" площадь для главной балки составляют $l_2 \times l_1$ (см. рис. 1.1).

Погонная нормативная нагрузка на главную балку пролетом l_1 собирается с "грузовой" площади шириной l_2 :

$$q_{z\delta}^n = \alpha \cdot (g^n + p^n) \cdot l_2. \quad (1.9)$$

Расчетное значение погонной нагрузки

$$q_{z\delta} = \alpha \cdot (\gamma_{fg} \cdot g^n + \gamma_{fp} \cdot p^n) \cdot l_2, \quad (1.10)$$

где $\alpha=1,02 \div 1,06$ – коэффициент, учитывающий собственную массу главной балки [4] (или прил. 2, табл. П.2.4).

Расчетный максимальный изгибающий момент:

$$M_{\max} = \frac{q_{z\delta} \cdot l_1^2}{8}. \quad (1.11)$$

Расчетная максимальная поперечная сила

$$Q_{\max} = \frac{q_{z\delta} \cdot l_1}{2}. \quad (1.12)$$

1.2.2. Определение высоты главной балки, компоновка сечения

Цель компоновки сечения – определить (рис. 1.2):

h – высоту главной балки;
 h_f – расстояние между центрами верхнего и нижнего поясов;
 h_w – высоту стенки;
 t_w – толщину стенки;
 t_f – толщину поясных листов;
 b_f – ширину поясных листов.

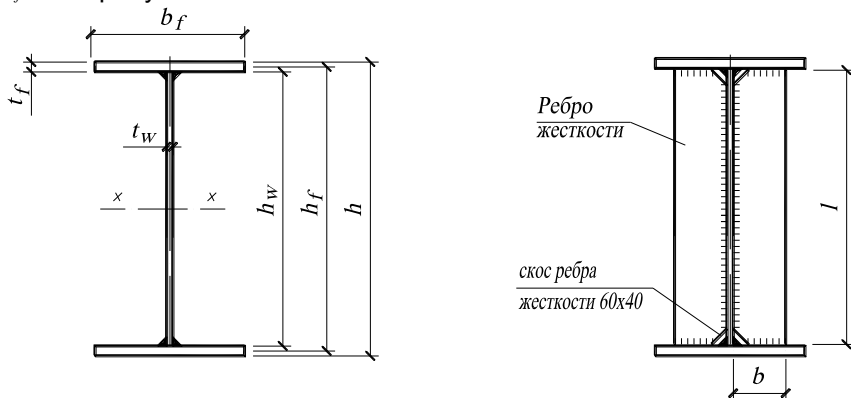


Рис. 1.2. Поперечные сечения главной балки

Требуемый момент сопротивления главной балки

$$W_{mp} = \frac{M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c \cdot c_1}, \quad (1.13)$$

где c_1 – коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций для статически нагруженных конструкций балочной клетки;

R_y – расчетное сопротивление стали, взятое по пределу текучести [1 табл. 51];

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

Из условий экономичности

$$h_{onm} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{W_{mp}}{t_w}}, \quad (1.14)$$

где $t_w = 7 + \frac{3 \cdot h}{1000}$ мм – ориентировочная толщина стенки главной балки.

Предварительно высота главной балки h , мм, назначается равной 1/10 ее пролета l_1 . Толщина стенки принимается в соответствии с величинами, приведенными в сортаменте; $t_w \geq 8$ мм (прил. 2).

Из условия жесткости для балок из малоуглеродистой стали

$$h_{\min} = \frac{5 \cdot l_1 \cdot R_y \cdot \gamma_c}{24 \cdot E \cdot [f/l]} \cdot \frac{q_{\text{зб}}^n}{q_{\text{зб}}}, \quad (1.15)$$

где $E = 2,06 \cdot 10^6$ кг/см² – модуль упругости стали;

$[f/l] = 1/400$ – предельный относительный прогиб главных балок [1, табл. 40];

$q_{\text{зб}}^n / q_{\text{зб}} \sim 0,9$ – отношение нормативной и расчетной погонных нагрузок.

Требуемая высота главной балки h_{mp} принимается не менее h_{\min} .

Требуемая высота стенки главной балки:

$$h_{w,mp} = h_{mp} - 2 \cdot t_f, \quad (1.16)$$

где t_f – толщина пояса, которая принимается из следующих соображений: $t_f \leq 3 \cdot t_w$ и $t_f \leq 40$ мм; толщина листа должна соответствовать сортаменту.

В соответствии с сортаментом (см. прил. 2) определяется высота стенки h_w по ширине листов широкополосной универсальной или листовой стали.

Окончательно высота главной балки

$$h = h_w + 2 \cdot t_f \quad (1.17)$$

соответствует суммарным размерам прокатных листов.

Проверка стенки главной балки на срез опорной реакцией Q_{\max} :

$$t_w \geq \frac{1,2 \cdot Q_{\max}}{h_w \cdot R_s \cdot \gamma_c}, \quad (1.18)$$

где $R_s = 0,58 \cdot R_y$ – расчетное сопротивление стали сдвигу [1, табл. 1].

При невыполнении неравенства (1.18) необходимо увеличить толщину стенки главной балки.

Минимальная ширина пояса

$$b_{f, \min} = \frac{1}{t_f} \cdot \left(\frac{W_{mp}}{h_f} - \frac{t_w \cdot h_f}{6} \right), \quad (1.19)$$

где $h_f = h - t_f$ – расстояние между центрами поясов (см. рис. 1.2).

Окончательно ширина b_f принимается из универсальной стали (см. прил. 2), причем $b_f \geq 180$ мм (учитываются условия опирания прокатных балок настила).

После определения всех назначенных размеров вычисляются геометрические характеристики сечения.

Момент инерции, см⁴

$$I_x = I_{xw} + I_{xf} \approx \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + \frac{t_f \cdot b_f \cdot h_f^2}{2}. \quad (1.20)$$

Момент сопротивления, см³

$$W_x = \frac{2 \cdot I_x}{h}. \quad (1.21)$$

Статический момент полусечения относительно нейтральной оси $x-x$, см³

$$S_x = \frac{t_w \cdot h_w^2}{8} + t_f \cdot b_f \cdot \frac{h_f}{2}. \quad (1.22)$$

1.2.3. Проверка прочности и общей устойчивости главной балки

1. По нормальным напряжениям при изгибе

$$\sigma_x = \frac{M_{\max}}{c_1 W_x} \leq R_y \cdot \gamma_c. \quad (1.23)$$

2. По касательным напряжениям

$$\tau_{\max} = \frac{Q_{\max} \cdot S_x}{t_w \cdot I_x} \leq R_s \cdot \gamma_c. \quad (1.24)$$

В данном случае общая устойчивость главной балки обеспечивается частым расположением балок настила, в связи с этим проверку устойчивости выполнять не требуется.

В случаях, не оговоренных в [1 п. 5.16], проверка общей устойчивости балки выполняется по формуле (34) [1].

1.2.4. Проверка местной устойчивости стенки главной балки

Стенка главной балки составного сечения укрепляется основными поперечными парными ребрами жесткости при условии $\bar{\lambda}_w > 3,2$,

где $\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ – условная гибкость стенки;

h_w, t_w – геометрические размеры стенки (см. рис. 1.2);

$E = 2,06 \cdot 10^6$ кг/см² – модуль упругости стали.

Максимальное расстояние между поперечными ребрами жесткости a (в осях) устанавливается в зависимости от условной гибкости:

$$a \leq 2 \cdot h_w \quad \text{при} \quad \bar{\lambda}_w > 3,2; \quad (1.25)$$

$$a \leq 2,5 \cdot h_w \quad \text{при} \quad \bar{\lambda}_w \leq 3,2. \quad (1.26)$$

Ребра жесткости представляют собой пластины (полосы) толщиной

$$t \geq b \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}.$$

Толщину ребра следует принимать в пределах $8 \div 10$ мм.

$$\frac{b_f}{2} > b \geq \frac{h_w}{30} + 40 \text{ мм}. \quad (1.27)$$

Проверка местной устойчивости выполняется, как правило, для отсека, расположенного в средней части балки.

В выбранном отсеке определяется место расположения "опасного" сечения. Делается это таким образом. От правого ребра жесткости влево откладывается отрезок, равный h_w . Строится условный квадрат со сторонами h_w . Пересечение диагоналей этого квадрата и определяет положение "опасного" сечения в проверяемом отсеке. Затем устанавливается расстояние от левой опоры до "опасного" сечения, как показано на рис. 1.3. Если стороны отсека связаны неравенством $h_w \geq a$, то "опасное" сечение расположено посередине отсека.

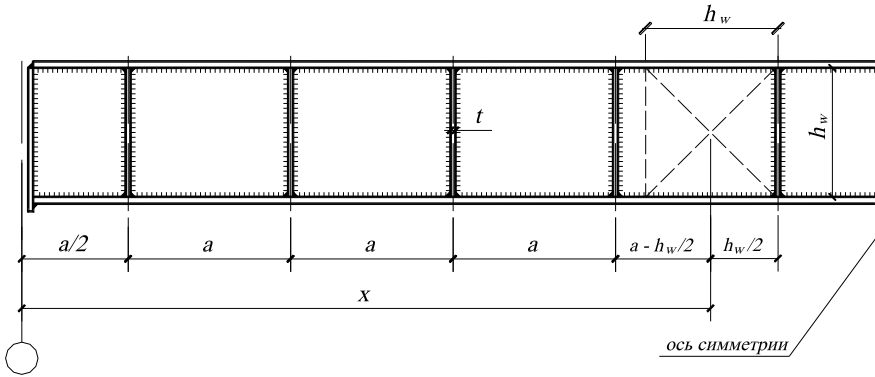


Рис. 1.3. Схема для определения расстояний до наиболее напряженного сечения стенки главной балки

Местная устойчивость стенки балки составного сечения будет обеспечена при выполнении условия ($\sigma_{loc} = 0$):

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq \gamma, \quad (1.28)$$

где $\sigma = \frac{M_x \cdot h_w}{I_x \cdot 2}$ – нормальное напряжение в "опасном" сечении;

$M_x = q_{z\delta} \times (l_1 - x) \cdot \frac{x}{2}$ – расчетный изгибающий момент в "опасном" сечении;

$q_{z\delta}$ – расчетная (эквивалентная) погонная нагрузка;

l_1 – пролет главной балки;

x – расстояние от левой опоры до "опасного" сечения (см. рис. 1.3);

$\tau = \frac{Q_x}{t_w \cdot h_w}$ – среднее касательное напряжение в отсеке;

$Q_x = (q_{z\delta}/2) \cdot (l_1 - 2 \cdot x)$ – расчетная поперечная сила в отсеке;

$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} \cdot R_y}{\lambda_w^2}$ – критическое нормальное напряжение;

c_{cr} – коэффициент, определяемый [1, табл. 21].

$$\tau_{cr} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \cdot \frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef}^2}, \quad (1.29)$$

где $R_s = 0,58 \cdot R_y$ – расчетное сопротивление стали сдвигу;
 μ – отношение большей стороны отсека к меньшей d ;

$$\bar{\lambda}_{ef} = \frac{d}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} \text{ – условная расчетная гибкость}$$

(при $d = h_w \cdot \bar{\lambda}_{ef} = \bar{\lambda}_w$).

При невыполнении неравенства (1.28) следует изменить частоту расстановки ребер жесткости. Если это конструктивное мероприятие не обеспечит местную устойчивость стенки, то останется увеличить толщину стенки балки.

1.2.5. Проверка местной устойчивости верхнего пояса

Проверка сводится к определению отношения расчетной ширины свеса поясного листа $b_{ef} = \frac{1}{2} \cdot (b_f - t_w)$ к толщине пояса t_f и сравнению его с предельными значениями [1, табл. 30].

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq 0,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}. \quad (1.30)$$

1.2.6. Расчет соединения пояса со стенкой главной балки

Сдвигающее усилие на 1 см по длине балки (на опоре)

$$T = \frac{Q_{max} \cdot S_f}{I_x}, \quad (1.31)$$

где $S_f = \frac{t_f \cdot b_f \cdot h_f}{2}$ – статический момент пояса относительно нейтральной оси балки.

Расчет сварного соединения сводится к определению величины катета углового шва при работе на условный срез, см

$$k_f = \frac{T}{2 \cdot \beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c}, \quad (1.32)$$

где β_f – коэффициент, принимаемый при сварке элементов с нормативным сопротивлением $R_{yn} \leq 580$ МПа [1, табл. 34];

R_{wf} – расчетное сопротивление металла шва сварных соединений с угловыми швами [1, табл. 56];
 $\gamma_{wf} = 1$ – коэффициент условий работы сварных соединений [1, п. 11.2];
 $\gamma_c = 1$ – коэффициент условий работы конструкций [1, табл. 6].
 Величина катета углового шва k_f принимается по [1, табл. 38].

1.2.7. Расчет опорной части главной балки

Конструкция узла изображена на рис. 1.4. Выступающая часть опорного ребра составляет $15 \div 20$ мм.

$t_p = t_f$ – толщина опорного ребра;

$b_p = b_f$ – ширина опорного ребра.

Проверка на смятие торцевой поверхности опорного ребра

$$\sigma_p = \frac{Q_{max}}{t_p \cdot b_p} \leq R_p \cdot \gamma_c, \quad (1.33)$$

где $R_p = R_u$ – расчетное сопротивление смятию торцевой поверхности [1, табл. 1,51*].

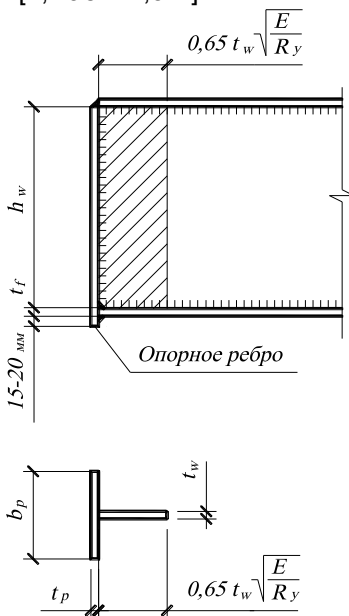


Рис. 1.4. Опорная часть балки составного сечения

Расчет на устойчивость опорной части

Потеря устойчивости выделенного элемента (см. рис. 1.4) возможна в направлении из плоскости балки. Рассчитываемый Т-образный элемент включает в себя опорное ребро и примыкающую к нему часть стенки протяженностью $0,65 \cdot t_w \cdot \sqrt{E/R_y}$ [1] и высотой h_w .

$$\sigma = \frac{Q_{max}}{\varphi_x \cdot A_{оч}} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (1.34)$$

где $A_{оч} = t_p \cdot b_p + 0,65 \cdot t_w^2 \cdot \sqrt{E/R_y}$ – площадь сечения рассчитываемого элемента;

φ_x – коэффициент продольного изгиба, зависит от гибкости и принимается по табл. П. 3.1. и табл. П. 3.2. прил. 3 или по табл. 72 [1].

$$\lambda_x = \frac{h_w}{i_x}, \quad (1.35)$$

где $i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_{оч}}}$;

$$I_x = \frac{t_p \cdot b_p^3}{12} + \frac{0,65 \cdot t_w^4 \cdot \sqrt{E/R_y}}{12} - \text{момент инерции относительно оси } x$$

1.2.8. Расчет сопряжения прокатных балок настила с главной балкой в одном уровне на болтах нормальной точности

Схема сопряжения приведена на рис. 1.5.

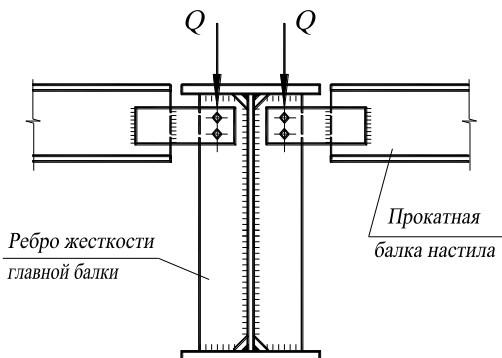


Рис. 1.5. Сопряжение прокатных балок настила с главной балкой составного сечения в одном уровне

Определение несущей способности

1. Срез болта

$$N_b^{cp} = R_{bs} \cdot \gamma_b \cdot A_b \cdot n_s \quad (1.36)$$

2. Смятие стенок соединяемых элементов

$$N_b^{cm} = R_{bp} \cdot \gamma_b \cdot d \cdot \Sigma t, \quad (1.37)$$

где $A_b = \frac{\pi \cdot d^2}{4}$ – площадь сечения болта брутто [1, табл. 62];

n_s – число рабочих срезов одного болта;

Σt – наименьшая суммарная толщина элементов, сминаемых в одном направлении (толщина стенки прокатной балки настила или толщина ребра жесткости);

R_{bs}, R_{bp} – расчетные сопротивления болтовых соединений [1, табл. 58, 59];

$\gamma_b = 0,9$ – коэффициент условий работы соединения [1, табл. 35].

Требуемое количество болтов

$$n = \frac{Q}{\gamma_c \cdot N_{b,min}}, \quad (1.38)$$

где Q – опорная реакция прокатной балки настила;

$N_{b,min}$ – минимальное значение несущей способности болта из условий среза или смятия.

Количество болтов n необходимо округлить в большую сторону до целого числа.

1.2.9. Укрупнительный стык главной балки на высокопрочных болтах

В учебных целях производится деление главной балки на отправочные марки Б-1 и Б-2 (см. рис. 1.1).

Конструктивное решение укрупнительного стыка показано на рисунке 1.6. Пояса и стенка балки в стыке перекрываются накладками (возможна постановка полунакладок по внутренним плоскостям поясов). Площадь поперечного сечения накладок должна быть не меньше площади поперечного сечения соединяемых элементов.

Усилия, действующие в стыке:
изгибающий момент

$$M_z = z \cdot (Q_{max} - q_{сб} \cdot \frac{z}{2}); \quad (1.39)$$

поперечная сила

$$Q_z = Q_{max} - q_{сб} \cdot z, \quad (1.40)$$

где z – расстояние от левой опоры до центра укрупнительного стыка.

Расчет накладок по поясам балки

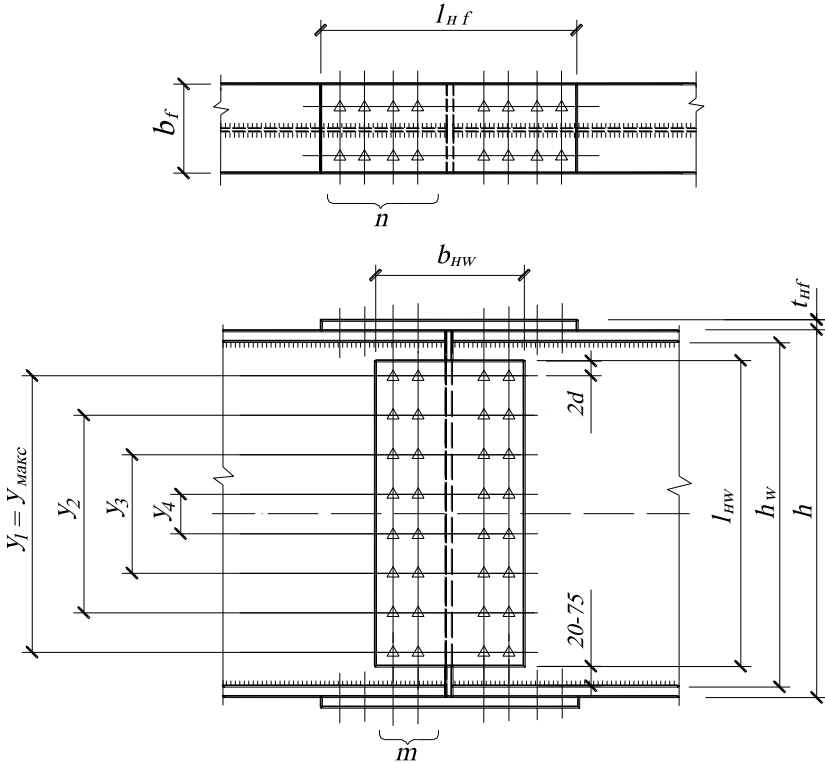


Рис. 1.6. Укрупнительный стык главной балки составного сечения на высокопрочных болтах

Момент, приходящийся на пояса:

$$M_f = M_z \cdot \left(\frac{I_f}{I_x} \right), \quad (1.41)$$

где I_f – момент инерции поясов относительно нейтральной оси;
 I_x – момент инерции балки относительно нейтральной оси.

Усилие, приходящееся на накладку по поясу:

$$Q_f = \frac{M_f}{h}, \quad (1.42)$$

где h – расстояние между накладками, равное высоте главной балки.

Количество высокопрочных болтов, необходимых для укрепления накладки по поясу (по одну сторону стыка):

$$n_f = \frac{Q_f}{Q_{bh}}, \quad (1.43)$$

где $Q_{bh} = 0,7 \cdot R_{bun} \cdot \gamma_b \cdot A_{bn} \cdot \frac{\mu}{\gamma_h}$ – расчетное усилие, которое может

быть воспринято одной поверхностью трения соединяемых элементов, стянутых одним высокопрочным болтом (по поясам главной балки);

R_{bun} – наименьшее временное сопротивление болта [1, табл. 61];

γ_b – коэффициент условий работы болтового соединения [1, п. 11];

$$\gamma_b = 0,8 \quad \text{при } n < 5,$$

$$\gamma_b = 0,9 \quad \text{при } 5 \leq n < 10,$$

$$\gamma_b = 1,0 \quad \text{при } n \geq 10;$$

A_{bn} – площадь сечения болта нетто [1, табл. 62];

μ – коэффициент трения соединяемых поверхностей, зависящий от способа их обработки [1, табл. 36];

γ_h – коэффициент надежности работы болтового соединения [1, табл. 36].

Полученное количество болтов n необходимо округлить до целого четного числа. Размещение болтов производится согласно требованиям [1, табл. 39] с минимальным шагом.

Расчет накладок по стенке

Накладки устанавливаются по обе стороны стенки (см. рис. 1.6), поэтому в формуле (1.45) необходимо учесть две плоскости трения.

В отличие от расчета накладок по поясам, для расчета накладок по стенке необходимо предварительно задаться количеством болтов, но, как правило, меньшего диаметра.

Размещаются высокопрочные болты по стенке с шагом, находящимся в пределах 2,5÷8 диаметров отверстия.

Наиболее нагруженными являются крайние, наиболее удаленные от центральной оси высокопрочные болты (см. рис. 1.6).

Момент, приходящийся на стенку:

$$M_w = M_z \cdot \frac{I_w}{I_x}, \quad (1.44)$$

где I_w – момент инерции стенки балки.

Усилие, приходящееся на наиболее нагруженные крайние болты:

$$Q_{равн} = \sqrt{\left(\frac{M_w \cdot y_{max}}{m_w \cdot \sum y_i^2}\right)^2 + \left(\frac{Q_z}{n_w}\right)^2} \leq 2 \cdot Q_{bh,w}, \quad (1.45)$$

- где y_{max} – расстояние между крайними болтами (см. рис. 1.6);
 m_w – количество вертикальных рядов высокопрочных болтов, расположенных на половине накладки по стенке;
 $\sum y_i^2$ – расстояние между горизонтальными рядами болтов, равноудаленных от середины балки (см. рис. 1.6);
 n_w – число болтов на половине накладки;
 $Q_{bh,w}$ – расчетное усилие, которое может быть воспринято одной поверхностью трения соединяемых элементов, стянутых одним высокопрочным болтом (по стенке главной балки).

Контрольные вопросы

1. Согласно какому правилу выполняется сбор нагрузки на балки балочной клетки?
2. В каких случаях обеспечивается общая устойчивость балок балочных клеток?
3. Какие проверки необходимо выполнить при расчете прокатных балок?
4. Какие проверки необходимо выполнить при расчете балок составного сечения?

2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ЦЕНТРАЛЬНО-СЖАТОЙ КОЛОННЫ

Геометрическая длина колонны

$$l = h_n - h_{\delta n} - h + h_{\delta} - t_n$$

где h_n – отметка верха настила;

$h_{\delta n}$ – высота балки настила;

h – высота главной балки;

h_{δ} – заглубление базы колонны, $h_{\delta} = 0,6 \div 0,8$ м.

Расчетная длина в плоскости рамы, образованной колоннами и опирающейся на них главной балкой

$$l_{efy} = \mu \cdot l, \quad (2.1)$$

где μ – коэффициент приведения геометрической длины к расчетной (коэффициент расчетной длины), зависит от условий закрепления оголовка колонны и ее базы (см. рис. 2.1);

Расчетная длина определяется протяженностью полуколонны при деформировании колонны под нагрузкой.

Из плоскости рамы расчетная длина $l_{efx} = l$.

Нагрузка

Продольная сила, действующая в колонне (без учета ее собственной массы), принимается для колонны среднего ряда как сумма опорных реакций главных балок, опирающихся на нее (см. рис. 2.1).

$$N = 2 \cdot Q_{max}. \quad (2.2)$$

Используя метод последовательных приближений, определяют требуемую площадь сечения. Из опыта проектирования

$$A_{mp} = \frac{N}{\varphi_{mp} \cdot R_y \cdot \gamma_c}, \quad (2.3)$$

где φ_{mp} – коэффициент продольного изгиба, принимается в пределах $\varphi_{mp} = 0,7 \div 0,9$, что соответствует гибкостям $\lambda = 40 \div 80$.

2.1. Расчет колонны сплошного сечения

Компоновка составного двутаврового сечения центрально-сжатой колонны заключается в определении размера двух пояс-

ных листов (b_f , t_f) и стенки, расположенной между ними (h_w , t_w) (рис. 2.2, а). Рекомендуемые толщины и соотношения между ними:

$$\begin{aligned}
 t_w &= 6 \div 14 \text{ мм;} \\
 t_f &= 8 \div 40 \text{ мм;} \\
 t_f &\leq 3 \cdot t_w.
 \end{aligned}
 \tag{2.4}$$

Расчетные схемы

Конструктивные схемы

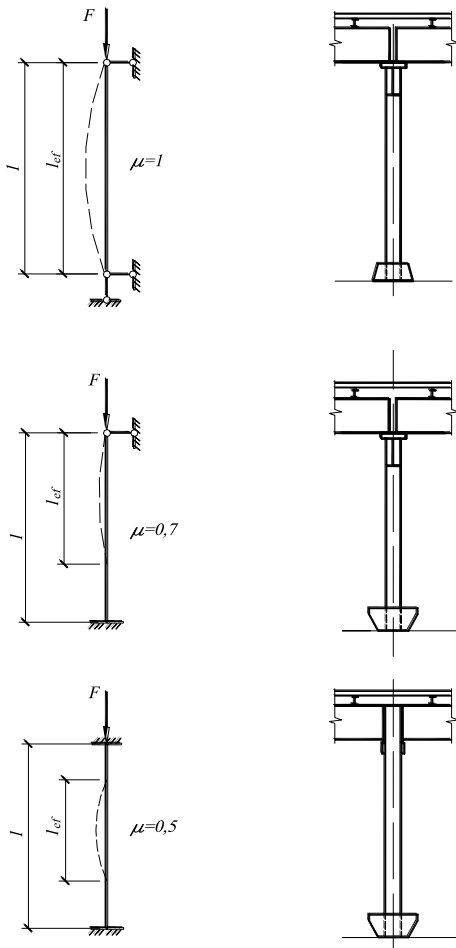


Рис. 2.1. Схемы для определения расчетных длин центрально-сжатых колонн балочных клеток

Расчетную ширину свеса поясных листов принимать не более значений, определенных по формулам [1, табл. 29].

При определении размеров сечения колонн первоначально назначается минимальная толщина, затем высота стенки

$$h_w \approx b_f = \frac{l_{ef}}{\alpha \cdot \lambda_y}, \quad (2.5)$$

где $\lambda_y = 40 \div 80$;

$\alpha = 0,24$ – конструктивный коэффициент.

Затем оставшаяся часть требуемой площади распределяется между поясами. При этом размеры полок и, по возможности, стенки необходимо принимать в соответствии с сортаментом [4].

Геометрические характеристики сечения

Площадь выбранного поперечного сечения

$$A = 2 \cdot t_f \cdot b_f + t_w \cdot h_w. \quad (2.6)$$

Момент инерции относительно оси, проходящей перпендикулярно поясам:

$$I_y = 2 \cdot \left(\frac{t_f \cdot b_f^3}{12} \right) + \frac{h_w \cdot t_w^3}{12}. \quad (2.7)$$

Радиус инерции

$$i_y = \sqrt{I_y / A}. \quad (2.8)$$

Проверка устойчивости относительно оси, проходящей перпендикулярно поясам:

$$\sigma_y = \frac{N}{\varphi_y \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (2.9)$$

где φ_y зависит от гибкости $\lambda = \frac{l_{efy}}{i}$ и определяется по [1, табл. 72]

либо по табл. П. 3.2.

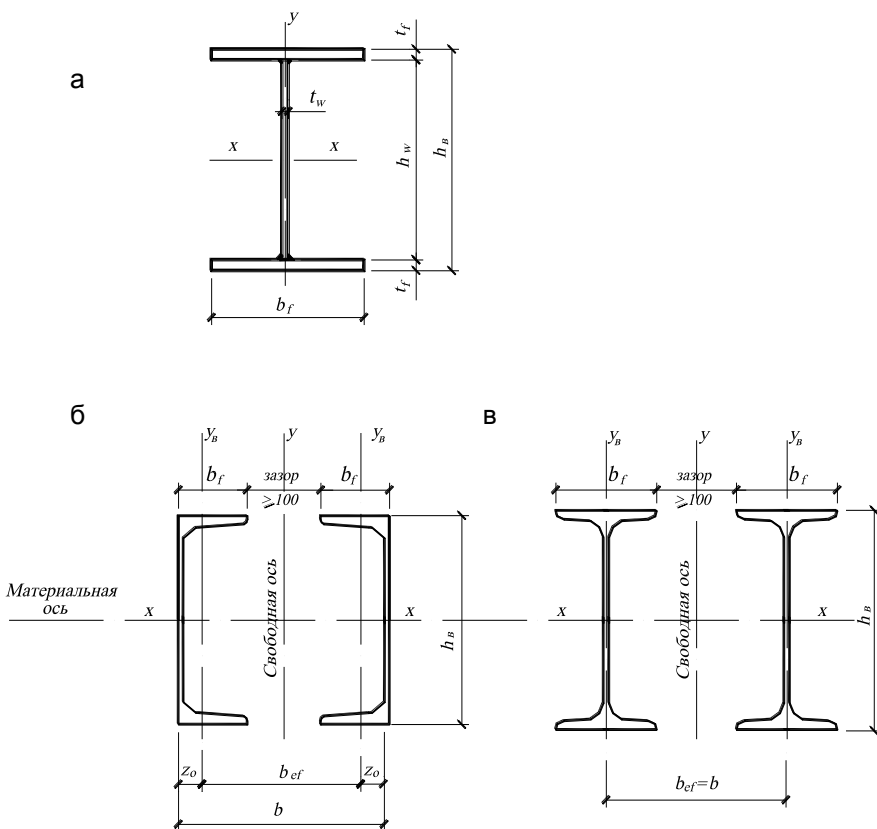


Рис. 2.2. Поперечные сечения центрально-сжатых колонн:
 а – сплошное сечение из сварного двутавра; б – сквозное сечение из двух швеллеров; в – сквозное сечение из двух двутавров

2.2. Расчет колонны сквозного сечения

2.2.1. Расчет относительно материальной оси

Сечение колонны может быть скомпоновано из двух швеллеров полками вовнутрь или из двух двутавров с зазором между полками не менее 100 мм (рис. 2.2, б, в).

Сечение каждой ветви определяется по сортаменту [4], учитывая ориентировочное значение площади: $A_{mp}/2$.

Проверка устойчивости относительно материальной оси

$$\sigma_x = \frac{N}{\varphi_x \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (2.10)$$

где φ_x – коэффициент продольного изгиба, определяется в зави-

симости от гибкости $\lambda_x = \frac{l_{efx}}{i_x}$ по табл. П.3.2;

i_x – радиус инерции подбираемого прокатного (гнутого) швеллера или двутавра.

При перенапряжении или значительном недонапряжении произвести следующий подбор сечения. Добившись незначительного недонапряжения (5-10%), необходимо выписать геометрические характеристики сечения профиля.

2.2.2. Расчет относительно свободной оси

Цель расчета – установить расстояние между ветвями из условия равновесности колонны в двух плоскостях

$$\lambda_x = \lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_g^2}, \quad (2.11)$$

где λ_{ef} – приведенная гибкость стержня сквозного сечения;

λ_y – гибкость колонны относительно оси y - y ;

λ_g – гибкость отдельной ветви ($\lambda_g = 25 \div 40$).

Расчетная ширина колонны (см. рис. 2.2)

$$b^{mp} = \frac{l_{efy}}{\alpha_2 \cdot \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_g^2}}, \quad (2.12)$$

где α_2 – коэффициент, зависящий от типа сечения; для сечения из двух швеллеров $\alpha_2 = 0,44$, а двух тавров $\alpha_2 = 0,5$.

Проверка зазора между полками ветвей:

– для сечения из швеллеров

$$b^{mp} \geq b_{min} = (2 \cdot b_f + 100 \text{ мм}); \quad (2.13)$$

– для сечения из двутавров

$$b \geq (b_f + 100 \text{ мм}). \quad (2.14)$$

Если условие (2.13) или (2.14) выполняется, то $b = b^{mp}$. Если условие (2.13) или (2.14) не выполняется то $b = b_{min}$ (правая часть неравенства (2.13) или (2.14)). Ориентировочно $b \approx h_g$.

*Геометрические характеристики колонны
сквозного сечения относительно свободной оси*

Момент инерции сечения колонны

$$I_y = 2 \cdot \left[I_{y\sigma} + A_B \cdot \left(\frac{b_{ef}}{2} \right)^2 \right], \quad (2.15)$$

где b_{ef} – расчетная ширина колонны (для сечения из двух швеллеров $b_{ef} = b - 2z_0$; для двух двутавров $b_{ef} = b$);

z_0 – расстояние от наружной кромки стенки до оси швеллера.

Радиус инерции

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}. \quad (2.16)$$

Проверка устойчивости относительно оси, проходящей перпендикулярно поясам:

$$\sigma_y = \frac{N}{\varphi_{ef} \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (2.17)$$

где φ_{ef} – коэффициент продольного изгиба; зависит от приведенной гибкости $\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_e^2}$;

A – площадь всего сечения колонны;

$$\lambda_y = \frac{l_{ey}}{i_y}. \quad (2.18)$$

2.2.3. Расчет планок

Планки обеспечивают совместную работу обеих ветвей центрально-сжатой колонны на устойчивость (рис. 2.3).

1. Размеры планок:

$$b_s = (0,5 \div 0,75) \cdot b \quad \text{– ширина планки;} \quad (2.19)$$

$$t_s = (0,1 \div 0,04) \cdot b_s \quad \text{– толщина планки в пределах от 8 до 10 мм.} \quad (2.20)$$

2. Размещение планок. Свободная длина отдельной ветви, равная расстоянию "в свету" между планками:

$$l_e = \lambda_e \cdot i_y, \quad (2.21)$$

где λ_{θ} – гибкость ветви;
 i_y – радиус инерции прокатного профиля.
 Расстояние между осями планок

$$l_s = l_{\theta} + b_s. \quad (2.22)$$

Назначают целое число равных панелей по длине колонны.

3. Усилия в планках. Условная поперечная сила

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \cdot \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \cdot \frac{N}{\varphi_{ef}}, \quad (2.23)$$

где N – расчетная продольная сила в колонне $N = 2 \cdot Q_{max}$;

φ – коэффициент продольного изгиба в плоскости соединительных элементов (относительно свободной оси).

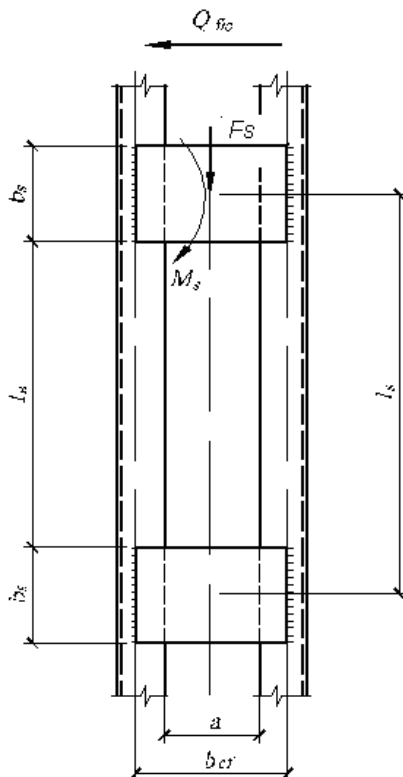


Рис. 2.3. Схема размещения планок колонны сквозного сечения с распределением усилий

Поперечная сила, приходящаяся на одну из двух систем планок:

$$Q_s = \frac{Q_{fic}}{2}. \quad (2.24)$$

Поперечная сила в планке

$$F_s = Q_s \cdot \frac{l_s}{b_{ef}}. \quad (2.25)$$

Изгибающий момент в заделке планки

$$M_s = Q_s \cdot \frac{l_s}{2}. \quad (2.26)$$

Проверка прочности планок

- По нормальным напряжениям

$$\sigma_s = \frac{M_s}{W_s} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (2.27)$$

где $W_s = \frac{t_s \cdot b_s^2}{6}$ – момент сопротивления планки.

- По касательным напряжениям

Предварительно необходимо задаться катетом шва $k_f \leq t_f$ и определить длину флангового сварного шва

$$l_w = b_s - 10 \text{ мм (с учетом непровара)}. \quad (2.28)$$

Минимальный нахлест планок на полки прокатных профилей ветвей колонны 40÷60 мм.

$$\tau_f = \sqrt{\left(\frac{F_s}{\beta_f \cdot k_f \cdot l_w}\right)^2 + \left(\frac{6 \cdot M_s}{\beta_f \cdot k_f \cdot l_w^2}\right)^2} \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c, \quad (2.29)$$

где параметры формулы для расчета сварных угловых швов рассмотрены в п. 1.

2.2.4. Расчет базы колонны

Цель расчета – определение размеров (рис. 2.4):

$B_{нл}$ – ширина плиты;

$L_{нл}$ – длина плиты;

$t_{нл}$ – толщина плиты;

$h_{мп}$ – высота траверсы.

Требуемая площадь плиты

$$A_{мп} = \frac{N}{R_{\phi}}, \quad (2.30)$$

где $N = 2 \cdot Q_{max}$ – расчетная продольная сила;

$R_{\phi} = R_{np} \sqrt[3]{\frac{A_{\phi}}{A}}$ – расчетное сопротивление сжатию материала фундамента ($R_{np} = 7,5$ МПа для бетона класса В12,5);

$\frac{A_{\phi}}{A} = 1 \div 2$ – отношение площадей верхнего обреза фундамента к площади плиты базы.

Ширина плиты

$$B_{нл} = h_{\epsilon} + 2 \cdot t_{мп} + 2 \cdot c, \quad (2.31)$$

где h_{ϵ} – высота швеллера или двутавра (номер прокатного профиля, взятый в сантиметрах);

$t_{мп}$ – толщина листа траверсы, принимаемая от 10 до 14 мм;

c – свес плиты, принимается от 100 до 150 мм.

Длина плиты

$$L_{нл} = \frac{A_{мп}}{B_{нл}}. \quad (2.32)$$

Один из размеров $B_{нл}$ или $L_{нл}$ принимается в соответствии с сортаментом универсальной стали (см. Прил. 2).

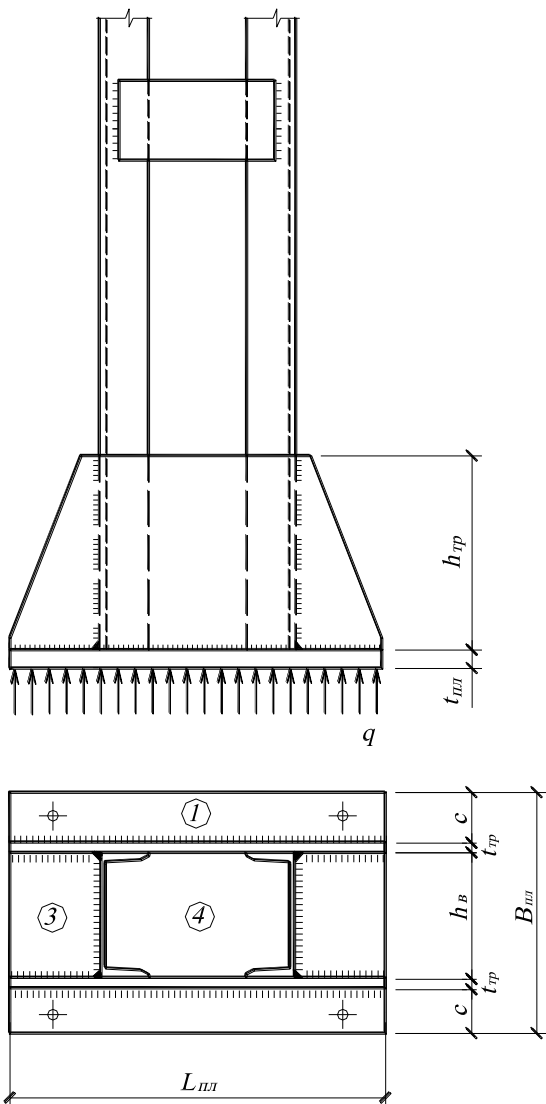


Рис. 2.4. База центрально-сжатой колонны при шарнирном сопряжении с фундаментом

При размерах $L_{нл} < B_{нл}$ длина плиты может быть назначена конструктивно, например $L_{нл} = b + 2 \cdot c$, где b – ширина сквозной колонны [4].

Толщина плиты

$$t_{нл} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{max}}{R_y \cdot \gamma_c}} \leq 40 \text{ мм}, \quad (2.33)$$

где M_{max} – наибольший из изгибающих моментов, действующий на одном из участков плиты, на которые разбивается условно плита базы колонны.

Напряжение в бетоне под плитой от отпора фундамента

$$\sigma = \frac{N}{B_{нл} \cdot L_{нл}}. \quad (2.34)$$

Нагрузка, приходящаяся на полосу плиты шириной 1 см, кг/см:

$$q = l \cdot \sigma. \quad (2.35)$$

Участок 1 – консольный

$$M_1 = \frac{q \cdot c^2}{2}. \quad (2.36)$$

Участок 2 – опирание на 2 стороны (на рис. 2.4 отсутствует)

$$M_2 = \beta \cdot q \cdot a_1^2, \quad (2.37)$$

где β – коэффициент, полученный Б.Г. Галеркиным (прил. 4).

Участок 3 – опирание на 3 стороны (табл. П. 4.2, прил. 4)

$$M_3 = \beta \cdot q \cdot h_6^2, \quad (2.38)$$

где β – коэффициент, учитывающий отношение короткой закрепленной стороны к свободному краю;

h_6 – длина свободного края пластины.

Участок 4 – опирание на 4 стороны

$$M_4 = \alpha \cdot q \cdot h_6^2, \quad (2.39)$$

где α – коэффициент, полученный Б.Г. Галеркиным (табл. П. 4.1, прил. 4), зависит от отношения большей стороны к меньшей;

h_6 – длина короткой стороны пластины при $b > h_6$.

При невыполнении неравенства (2.33) наиболее загруженная пластина укрепляется дополнительным ребром жесткости. При этом изменяется соотношение сторон, а длина стороны, возводимой в квадрат (формулы (2.38) и (2.39)), уменьшается вдвое.

Определение размеров траверсы

Конструкция траверсы для шарнирного сопряжения колонны с фундаментом приведена на рис. 2.4.

Толщина траверсы $t_{mp} = 10 \div 14$ мм. Длина траверсы при шарнирном сопряжении колонны с фундаментом

$$l_{mp} = L_{nл}. \quad (2.40)$$

Длина траверсы при жестком сопряжении колонны с фундаментом:

$$l_{mp} = L_{nл} + 2 \cdot K. \quad (2.41)$$

Высота траверсы

$$h_{mp} = \frac{\sum l_w}{4} + 10 \text{ мм}, \quad (2.42)$$

где $\sum l_w = \sum l_{wf} = \frac{N}{\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c}$;

$N = 2 \cdot Q_{max}$ – расчетная продольная сила.

Параметры знаменателя формулы такие же, как в п. 1.

2.2.5. Расчет оголовка

Конструкции оголовка центрально-сжатой колонны сквозного сечения представлена на рис. 2.5.

При опирании главных балок на колонну сверху определяется высота каждого из двух ребер оголовка:

$$h_p = \frac{N}{2 \cdot t_p \cdot R_p}, \quad (2.43)$$

где $N = 2 \cdot Q_{max}$ – расчетная продольная сила;

$t_p > 10$ мм – толщина ребра оголовка;

R_p – расчетное сопротивление стали смятию торцевой поверхности.

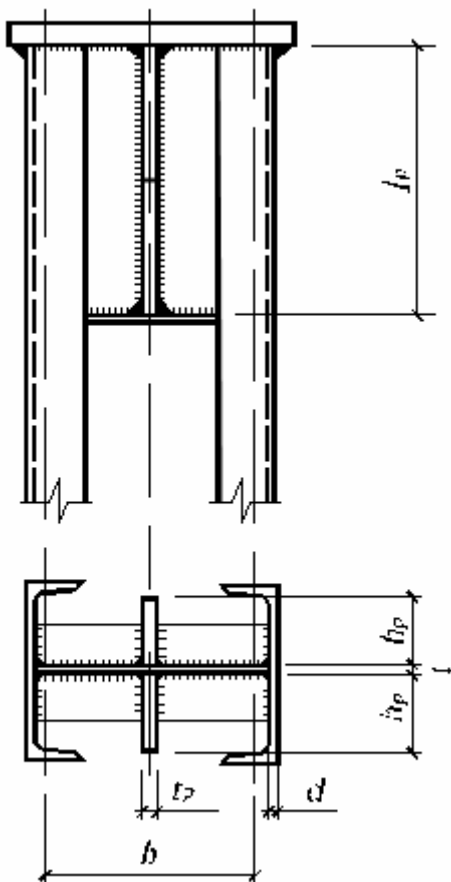


Рис. 2.5. Оголовок центрально-сжатой колонны сквозного сечения

Длина ребра оголовка определяется из условий:
 а) работы угловых швов на срез (см. рис. 2.5)

$$l_p = \frac{\sum l_w}{4} \text{ (с полным проваром);} \quad (2.44)$$

где $\Sigma l_w = \Sigma l_{wf} = \frac{N}{\beta_f K_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c}$,

$k_f \leq d$ – катет углового шва, принимается не более толщины стенки прокатного профиля ветви колонны, так как, в конечном итоге, усилие, воспринимаемое ребром оголовка, передается на ветвь колонны передаточным ребром;

б) среза стенки ветви

$$l_p = \frac{N}{4 \cdot d \cdot R_s}, \quad (2.45)$$

где d – толщина стенки прокатного профиля.

Окончательно длина ребра l_p принимается по большей из полученных величин.

При примыкании главной балки к колонне сбоку вертикальная реакция передается через опорное ребро балки на опорный столик, приваренный к полке колонны.

Проверка прочности сварных швов:

$$\sigma_w = \frac{1,3 \cdot Q_{\max}}{\beta_f \cdot k_f \cdot \Sigma l_w} \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c, \quad (2.46)$$

где Σl_w – суммарная длина швов, расположенных по обеим сторонам опорного столика.

Контрольные вопросы

1. От чего зависит расчетная длина центрально-сжатых колонн?
2. В какой последовательности выполняется расчет центрально-сжатых колонн сплошного сечения?
3. В какой последовательности выполняется расчет центрально-сжатых колонн сквозного сечения?

3. КАРКАС ОДНОЭТАЖНОГО ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ

Размещение колонн в плане

Размещение колонн в плане выполняется с учетом технологических, конструктивных и экономических факторов. Расстояние между колоннами в поперечном направлении L (пролет) принимается кратным 6 м (рис. 3.1).

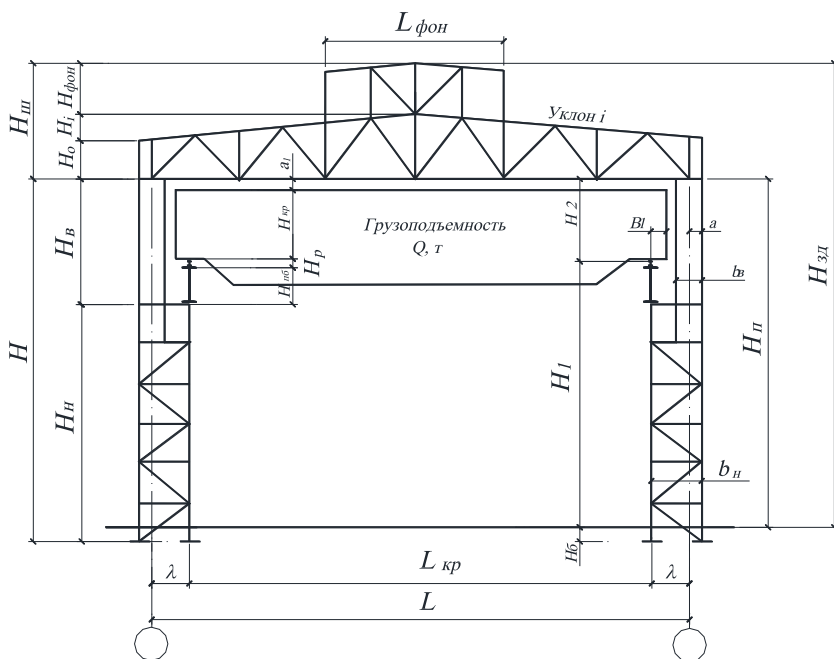


Рис. 3.1. Компоновка поперечной рамы однопролетного производственного здания

Расстояние между колоннами в продольном направлении B (шаг) для колонн крайних рядов принимается равным 6 или 12 м, а для колонн средних рядов многопролетных зданий – кратным 6 м (рис. 3.2-3.5). Пролеты зданий и шаг колонн содержатся в задании 2 на курсовой проект (см. прил. 1).

В торцах температурного блока колонны смещены вовнутрь с разбивочной (численной) оси на 500 мм для устройства стенового ограждения из стандартных заводских панелей и размещения стоек торцевого фахверка (рис. 3.2 – 3.5).

3.1. Компоновка однопролетной поперечной рамы

Схема поперечной рамы с обозначениями изображена на рис. 3.1, где H_1 – расстояние от поверхности пола (уровня земли) до отметки головки подкранового рельса;

$H_2 = H_{кр} + a_1$ мм – расстояние от головки кранового рельса до нижнего пояса стропильной фермы;

$H_{кр}$ – высота мостового крана (габаритный размер, принимаемый по ГОСТ на мостовые краны) (прил. 5);

a_1 – зазор, который учитывает возможные прогибы стропильных ферм в пролете и отклонение габаритов мостовых кранов по высоте, принимаемый не менее 200 мм;

$H_n = H_1 + H_2$ – полезная высота цеха – расстояние от поверхности пола до нижнего пояса стропильной фермы, рекомендуется принимать кратным 0,6 м для возможности устройства стенового ограждения из типовых железобетонных панелей;

$H_b = H_{пб} + H_p + H_2$ – высота надкрановой части колонны;

$H_{пб} = \frac{1}{10} \cdot B$ м – ориентировочная высота подкрановой балки,

определяемая в зависимости от шага поперечных рам B , т.е. пролета подкрановой балки ($B = L_{пб}$);

H_p – высота кранового рельса (прил. 2, табл. П.2.2);

$H_n = H_n - H_b + H_6$ – высота подкрановой части колонны;

$H_6 = 0,6 \div 1,0$ м – заглубление базы колонны ниже нулевой отметки уровня пола;

$H = H_b + H_n$ – высота колонны;

H_0 – высота стропильной фермы на опоре, принимается (по заданию) равной 3,15 м при уклоне верхнего пояса $i = 1,5\%$ либо 2,2 м при $i = 1/8 \div 1/12$;

$H_{фон}$ – высота фонаря, принимается равной 3,3 м при пролете цеха $L = 24$ м или 3,8 м при $L = 30$ и более метров;

$H_{ш} = H_0 + i \cdot 0,5 \cdot L + H_{фон}$ – высота шатровой части цеха (высота покрытия);

$H_{зд} = H_n + H_{ш}$ – высота цеха;

$b_v = 2 \cdot a$ – ширина верхней (надкрановой) части колонны, из условий жесткости $b_v \geq (1/12) \cdot H_v$;

a – расстояние от кромки колонны до оси ("привязка" колонны), принимается равным 250 мм. При устройстве прохода в надкрановой части колонны размером 400 мм по ширине и 1800 мм по высоте (режим работы кранов 7К) принимается равным 500 мм;

$b_n = a + \lambda$ – ширина нижней (подкрановой) части колонны, из условий жесткости $b_n \geq (1/20) \cdot H_n$;

λ – расстояние между разбивочной осью колонны и осью подкрановой балки, принимается равным 750 мм для зданий, оборудованных мостовыми кранами грузоподъемностью $Q \leq 50$ т, и при отсутствии прохода в надкрановой части колонны. Последующие размеры λ кратны 250 мм;

$(b_n - b_v) > (B_1 + c_1)$ – условие, обеспечивающее прохождение мостового крана по подкрановым путям;

B_1 – ширина выступающей части мостового крана (изображение крана дано на рисунке в начале табл. П.5.1, прил. 5);

c_1 – минимальный зазор, который устанавливается равным 75 мм.

При невыполнении условия, обеспечивающего прохождение мостового крана по подкрановым путям, необходимо увеличить ширину подкрановой части колонны крайнего ряда b_n на 250 мм. В случае устройства прохода шириной 400 мм вне надкрановой части колонны (режим работы кранов 7К) условие, обеспечивающее прохождение мостового крана по подкрановым путям, дополняется размером 450 мм: 400 мм предусмотрено на ширину прохода и 50 мм – на размер уголка ограждения:

$(b_n - b_v) \geq (B_1 + c_1 + 450)$;

L – пролет цеха;

$L_{кр} = L - 2 \cdot \lambda$ – пролет мостового крана;

$L_{фон}$ – пролет фонаря; принимается равным 6 м для пролета цеха $L = 24$ и 12 м для пролетов $L = 30, 36$ м.

3.2. Системы связей каркаса производственного здания

Связи являются основной частью каркаса производственного здания и предназначены для:

- обеспечения неизменяемости пространственной системы каркаса;
- создания жесткости каркаса, необходимой для обеспечения нормальных условий эксплуатации здания;
- восприятия ветровых и горизонтальных (продольных и поперечных) крановых воздействий, перераспределения и передачи их на фундаменты;
- обеспечения проектного положения конструкций на стадии их монтажа.

Вся совокупность связей производственного здания состоит из двух систем: связи между колоннами, связи по покрытию.

3.2.1. Вертикальные связи между колоннами

Вертикальные связи между колоннами обеспечивают устойчивость здания в продольном направлении при действии ветра на стеновое ограждение торцов цеха и сил продольного торможения мостовых кранов.

При большой высоте подкрановой части производственного здания в продольном направлении между колоннами могут быть установлены дополнительные распорки (рис. 3.2), которые закрепляют нижнюю часть колонн посередине высоты и сокращают расчетную длину колонн из плоскости поперечных рам [4].

Подкрановые балки расчленяют производственное здание по высоте на два яруса, в каждом из которых устанавливаются свои вертикальные связи между колоннами.

Верхние вертикальные связи между колоннами устанавливаются у торцов зданий или у торцов температурного блока, а также в средней части здания (температурного блока) в тех же осях, в которых расположены нижние вертикальные связи по колоннам.

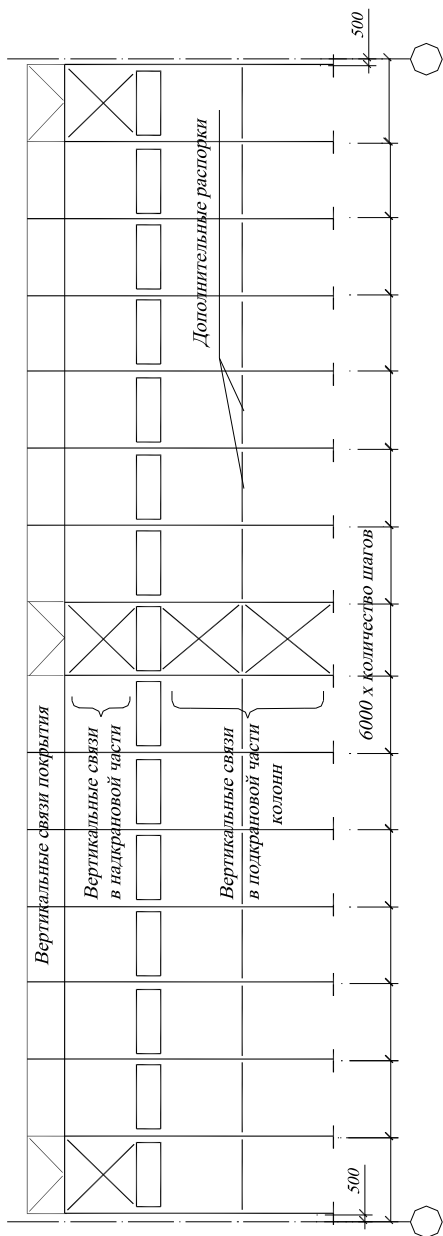


Рис. 3.2. Размещение вертикальных связей между колоннами в пределах температурного блока

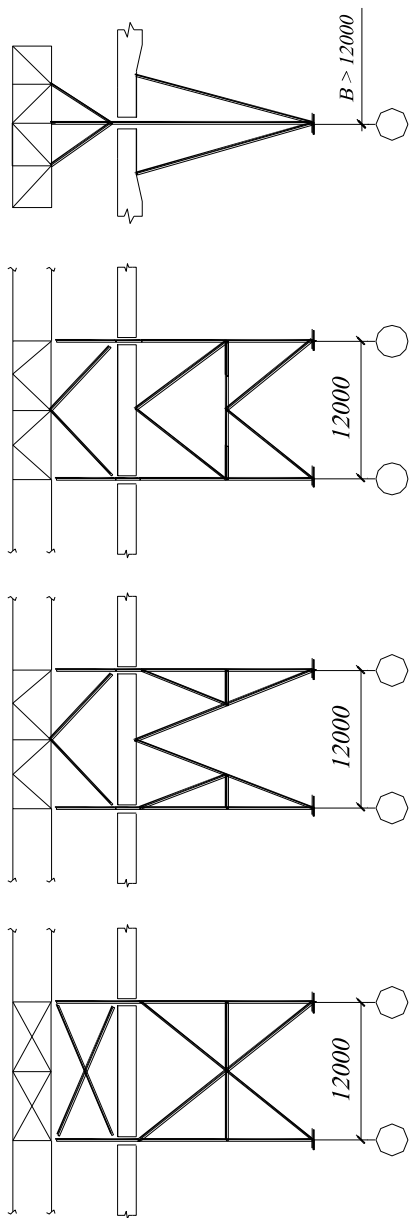


Рис. 3.3. Разновидности конструктивных схем вертикальных связей между колоннами

Они служат для восприятия ветровой нагрузки, действующей на торцевые части шатра производственного здания, и передачи ее через подкрановые конструкции на нижние вертикальные связи.

Нижние вертикальные связи устанавливаются в средней части здания (температурного блока), что обеспечивает беспрепятственную передачу продольных деформаций подкрановых балок от середины к торцам здания (температурного блока) при изменении температуры. Они служат для восприятия усилий, передаваемых верхними вертикальными связями, а также усилий от ветровой нагрузки, действующей на стеновое ограждение нижней части торцов здания, и сил продольного торможения мостовых кранов. Таким образом, нижние вертикальные связи между колоннами воспринимают силы, действующие вдоль здания, и передают их на фундаменты колонн.

Предельные расстояния между осями вертикальных связей и до торцов температурного блока приведены в [1, табл. 42].

Вертикальные связи между колоннами по всем рядам колонн ставятся в одних и тех же (численных) осях.

Конструктивные схемы связей между колоннами могут быть крестовые, порталные и полупортальные (рис. 3.2, 3.3).

Наиболее распространена крестовая схема. Ее применяют при шаге колонн 6 и 12 м. Угол наклона раскосов $\alpha = 35 \div 55^\circ$. Раскосы связей с крестовой решеткой включаются в работу на растяжение. Подбор сечений связей производится по предельной гибкости [1, табл. 19] в такой последовательности:

1. Определяется требуемый минимальный радиус инерции сечения

$$i_{\min} = \frac{l_{ef}}{\lambda_{np}}, \quad (3.1)$$

где l_{ef} – расчетная длина элемента (раскоса или распорки);

λ_{np} – предельная гибкость элемента.

2. По минимальному радиусу инерции подбирается прокатный профиль [4].

3.2.2. Связи по покрытию

Связи по покрытию обеспечивают общую пространственную жесткость каркаса здания, устойчивость некоторых сжатых элементов ферм (под фонарем) из плоскости. Кроме того, связи по покрытию необходимы для монтажа каркаса здания.

Связи по покрытию располагают:

1) в плоскости верхних поясов стропильных ферм – поперечные связевые фермы и продольные элементы между верхними поясами стропильных ферм (распорки). Поперечные связевые фермы ставятся в крайних шагах температурного блока и в средней части покрытия протяженных температурных блоков, при этом расстояние (в осях) между поперечными связевыми фермами не должно превышать 60 м. В коньковых узлах стропильных ферм должны быть установлены коньковые распорки (рис. 3.5);

2) в плоскости нижних поясов стропильных ферм – поперечные и продольные связевые фермы и при необходимости продольные элементы между нижними поясами стропильных ферм (растяжки) (рис. 3.5). Поперечные связевые фермы по нижним поясам находятся в тех же осях, что и по верхним поясам. Продольные связевые фермы располагаются вдоль крайних рядов колонн, а в многопролетных зданиях – вдоль средних рядов колонн не реже чем через пролет при эксплуатации кранов групп режимов 6К-8К и через два пролета в прочих зданиях (рис. 3.4). Продольные связевые фермы обеспечивают включение в совместную пространственную работу нескольких поперечных рам при воздействии на отдельно взятую поперечную раму горизонтальной поперечной крановой нагрузки, что способствует уменьшению, в конечном итоге, эпюр изгибающих моментов от смещения [4];

3) в плоскости вертикальных стоек стропильных ферм в торцах и середине связевого блока – вертикальные связи между фермами. Они располагаются в тех же шагах, что и поперечные связевые фермы по нижним и верхним поясам стропильных ферм;

4) в плоскости верхних поясов фонарей и в вертикальной плоскости – связи по фонарям (рис. 3.5).

Конструктивные схемы связей зависят от шага стропильных ферм. При шаге 6 м применяют крестовую решетку, раскосы которой работают на растяжение (рис. 3.4). Раскосы проектируют из одиночных уголков, а распорки – из двух уголков крестового сечения. Возможно применение треугольной решетки, в которой раскосы могут работать как на растяжение, так и на сжатие (рис. 3.5).

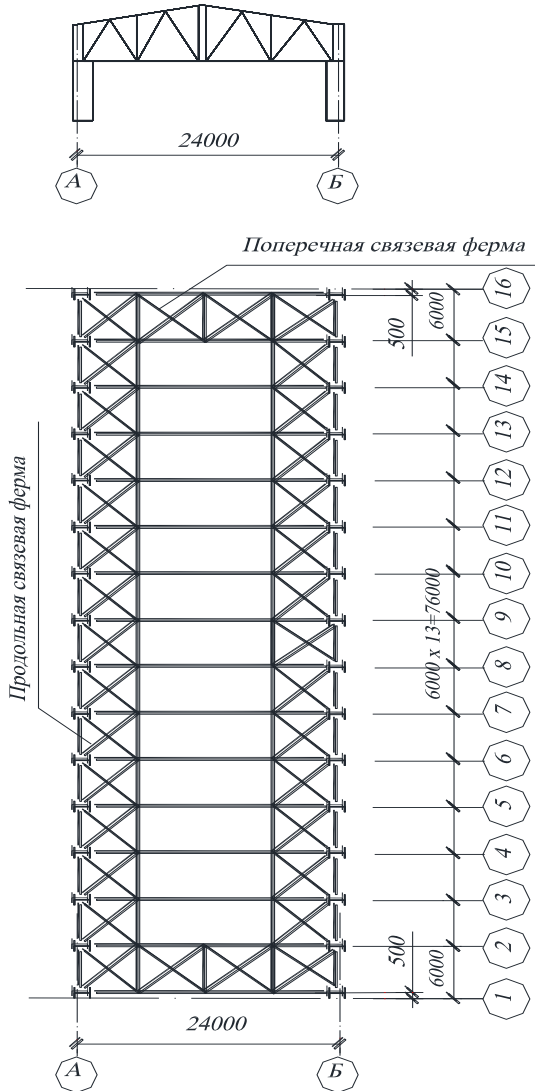


Рис. 3.4. Схема связей по нижним поясам стропильных ферм двухпролетного промышленного здания

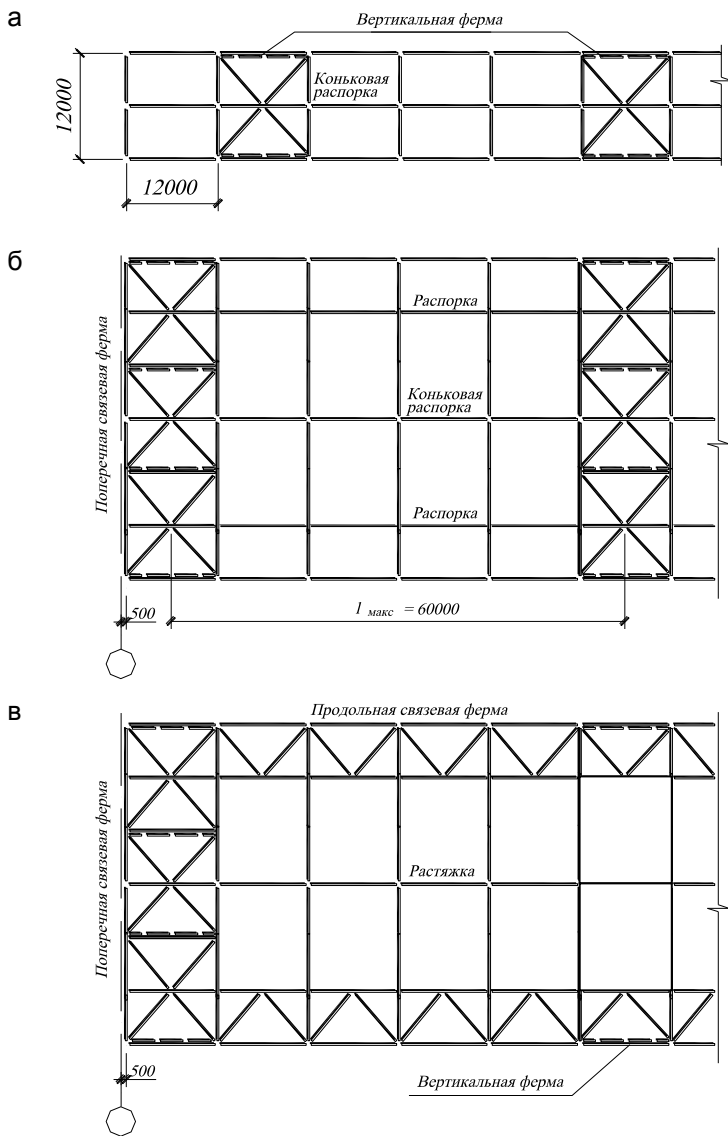


Рис. 3.5. Связи по покрытию промышленного здания:
 а – схема горизонтальных связей по фонарю; б – схема связей по верхним поясам стропильных ферм; в – схема связей по нижним поясам стропильных ферм
 Поэтому их сечение проектируется из труб или гнутых профилей. При шаге стропильных ферм 12 м элементы решетки связевой

фермы получают тяжелыми, поэтому дополнительно устанавливается продольный элемент длиной 12 м, который поддерживает диагональные элементы в середине их пролета (см. рис. 3.5).

3.3. Сбор нагрузки на поперечную раму

На поперечную раму производственного здания действуют следующие нагрузки [2]:

1. Постоянная от веса несущих и ограждающих конструкций.
2. Временные:
 - а) снеговая;
 - б) крановая от вертикального давления колес и от сил поперечного торможения тележек двух мостовых кранов с грузами (рис. 3.7);
 - в) ветровая (рис. 3.8).

Статический расчет поперечной рамы производится на каждую из перечисленных нагрузок отдельно с последующим составлением комбинаций наиболее неблагоприятных по воздействию на колонну усилий.

3.3.1. Постоянная нагрузка конструкций покрытия

Постоянная нагрузка от массы ограждающих и несущих конструкций покрытия принимается равномерно распределенной по длине ригеля.

Расчетная погонная нагрузка на ригель

$$q_n = \gamma_n \cdot g_o \cdot B, \quad (3.2)$$

где B – ширина грузовой площади (шаг стропильных ферм);

g_o – расчетная равномерно распределенная по площади проекции покрытия нагрузка, определяется в табличной форме в зависимости от состава кровли (прил. 6); эта нагрузка должна учитывать и собственную массу металлических конструкций шатра (стропильных и подстропильных ферм, фонарей и связей по покрытию $g_{\phi}^H = 30 \div 40 \text{ кг/м}^2$).

Опорная реакция ригеля

$$N_n = q_n \cdot \frac{L}{2}. \quad (3.3)$$

Изгибающий момент в стойке рамы вследствие смещения осей, проходящих через центры тяжести сечений подкрановой и надкрановой частей колонны, который создает продольная сила N_n (опорная реакция ригеля) (рис. 3.6):

$$M_e = N_{\Pi} \cdot e, \quad (3.4)$$

где $e = (b_n - b_v)/2$ – эксцентриситет приложения продольной силы.

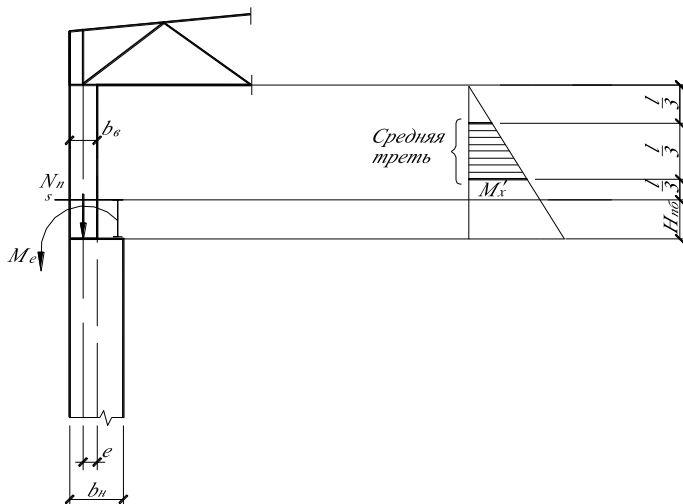


Рис. 3.6. Схема определения расчетного изгибающего момента M'_x в надкрановой части колонны

3.3.2. Снеговая нагрузка

Величина снеговой нагрузки зависит от района строительства [2]. При статическом расчете поперечной рамы снеговая нагрузка условно принимается равномерно распределенной по длине ригеля [4]

$$q_{сн} = \gamma_n \cdot \mu \cdot S_g \cdot B, \quad (3.5)$$

где γ_n – коэффициент надежности по назначению, принимается в зависимости от рекомендаций [2];

μ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие [2, п. 5.3];

S_g – расчетное значение веса снегового покрова земли;

B – шаг колонн (поперечных рам).

Опорная реакция ригеля

$$N_s = \frac{q_{сн} \cdot L}{2}. \quad (3.6)$$

Изгибающий момент в стойке рамы вследствие смещения осей, проходящих через центры тяжести сечений подкрановой и надкрановой частей колонны, который создает продольная сила N_s

$$M_s = N_s \cdot e, \quad (3.7)$$

где $e \approx \frac{b_n - b_e}{2}$ – эксцентриситет приложения продольной силы.

3.3.3. Нагрузка от мостовых кранов

При наличии в пролете нескольких мостовых кранов рекомендуется учитывать нагрузку только от двух неблагоприятных по воздействию кранов, расположенных в соответствии со схемой, приведенной на рис. 3.7, при этом тележки с грузами номинальной величины должны быть приближены к рассчитываемому ряду колонн [2].

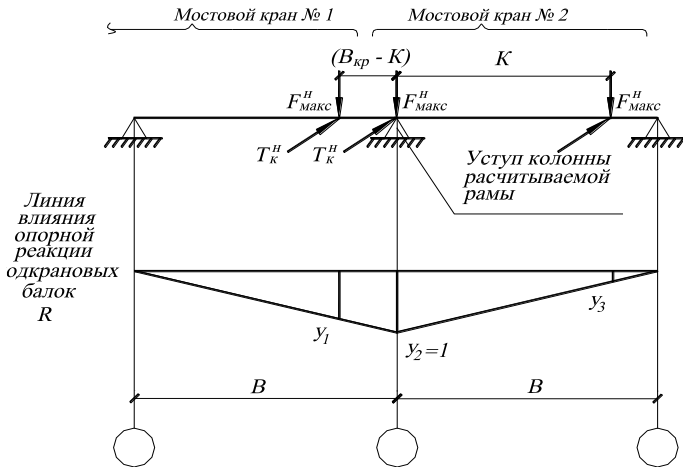


Рис. 3.7. Схема для определения нагрузки от мостовых кранов на поперечную раму промышленного здания

Вертикальная крановая нагрузка

Расчетные давления на колонну D_{\max} и D_{\min} – это суммарные опорные реакции подкрановых балок, опирающихся на уступ рассчитываемой колонны, которые определяются по линиям влияния.

$$D_{\max} = \gamma_n \cdot (\gamma_f \cdot \psi \cdot \sum F_{\max}^H y_i + G_{нк}); \quad (3.8)$$

$$D_{\min} = \gamma_n \cdot (\gamma_f \cdot \psi \cdot \sum F_{\min}^H y_i + G_{нк}), \quad (3.9)$$

где $\gamma_n = 0,95$ – коэффициент надежности по назначению;

$\gamma_f = 1,1$ – коэффициент надежности по нагрузке;

ψ – коэффициент сочетаний, учитывающий пониженную вероятность реализации расчетной схемы; $\psi = 0,85$ при учете нагрузки от двух мостовых кранов групп режимов работы 1К÷6К и $\psi = 0,95$ для групп режимов работы 7К и 8К;

F_{\max}^H – давление колеса на подкрановый рельс;

$F_{\min}^H = \frac{Q + G}{n_0} - F_{\max}^H$ – давление колеса на подкрановый рельс на противоположной стороне мостового крана (относительно рассчитываемого ряда колонн);

Q – подъемная сила мостового крана;

G – полная масса крана с тележкой;

n_0 – число колес с одной стороны крана;

y_i – текущая ордината линий влияния опорных реакций подкрановых балок;

$G_{нк} = \gamma_f \cdot q_{нк} \cdot L_{нб}$ – масса подкрановых конструкций;

$q_{нк}$ – погонная масса подкрановых конструкций:

$$q_{нк} = 0,2 \div 0,6 \text{ т/м} \quad \text{при } Q = 5 \div 15 \text{ т};$$

$$q_{нк} = 0,4 \div 0,8 \text{ т/м} \quad \text{при } Q = 20 \div 50 \text{ т};$$

$$q_{нк} = 0,6 \div 1,2 \text{ т/м} \quad \text{при } Q > 50 \text{ т}.$$

Подкрановые балки устанавливаются с эксцентриситетом по отношению к оси, проходящей через центр тяжести сечения подкрановой части колонны, поэтому от вертикальных давлений D_{\max} и D_{\min} возникают изгибающие моменты M_{\max} и M_{\min} соответственно (прил. 7, табл. П.7.1):

$$M_{\max} = D_{\max} \cdot e_K; \quad (3.10)$$

$$M_{\min} = D_{\min} \cdot e_K, \quad (3.11)$$

где $e_K = (0,45 \div 0,55) \cdot b_H$ – эксцентриситет приложения силы.

Горизонтальная крановая нагрузка от поперечного торможения тележек с грузами

Схема расположения мостовых кранов относительно рассчитываемой колонны такая же, как в предыдущем параграфе (рис. 3.7).

Расчетная горизонтальная сила

$$T_{max} = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot \psi \cdot \Sigma T_k^H \cdot y_i, \quad (3.12)$$

где $T_k^H = T_o^H / n_o$ – нормативная горизонтальная сила на колесе мостового крана;

n_o – число колес с одной стороны крана;

$T_o^H = 0,05 \cdot (Q + G_m)$ – нормативное значение горизонтальной нагрузки, направленной поперек кранового пути и вызываемой торможением электрической тележки для мостового крана с гибким подвесом груза [2, п. 4.4];

Q – подъемная сила мостового крана;

G_m – масса тележки (прил. 5, табл. 5.1 и 5.2).

Расчетная горизонтальная сила T_{max} приложена к поперечной раме в уровне верхнего пояса подкрановой балки.

3.3.4. Ветровая нагрузка

Для статического расчета поперечной рамы достаточно определить величину ветровой нагрузки с наветренной стороны (активное давление). При необходимости определения величины ветровой нагрузки с подветренной стороны (отсос) это можно сделать путем пересчета, используя понижающий коэффициент 0,75 по отношению к активному давлению. Расчетная схема для определения ветровой нагрузки приведена на рис. 3.8.

Расчетная погонная нагрузка на колонну определяется для характерных уровней (высотных отметок):
– на отметке 5 м

$$W_5 = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot W_o \cdot k_5 \cdot c \cdot B, \quad (3.13)$$

где $\gamma_f = 1,4$ – коэффициент надежности по нагрузке [2, п. 6.11];

W_o – нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки [2, табл. 5];

- k_5 – коэффициент, учитывающий повышение скоростного напора ветра с увеличением высоты. Для типа местности "В" (городские территории, лесные массивы и другие местности, покрытые препятствиями высотой >10 м) $k_5 = 0,5$ [2, табл. 6];
- c – аэродинамический коэффициент. Для поверхностей, расположенных с наветренной стороны вертикально по отношению к направлению ветра $c = 0,8$ [2, прил. 4, п. 1];
- B – шаг поперечных рам для промышленных зданий без стенового фахверка;

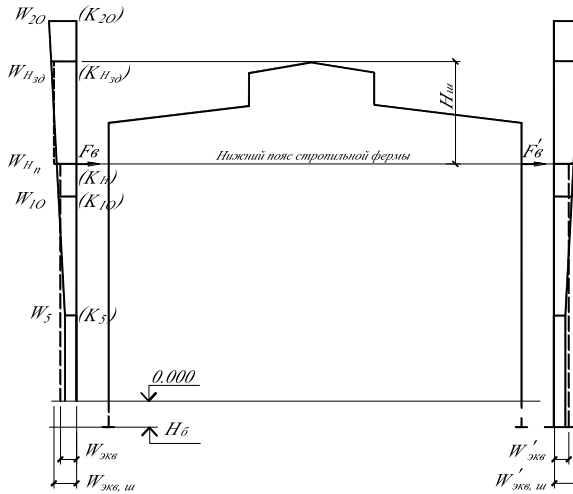


Рис. 3.8. Схема для определения ветровой нагрузки на поперечную раму промышленного здания

– на отметке 10 м

$$W_{10} = W_5 \cdot \frac{k_{10}}{k_5}, \quad (3.14)$$

где $k_{10} = 0,65$ – значение коэффициента на отметке 10 м;

– на отметке H_n (полезная высота цеха)

$$W_{Hn} = W_5 \cdot \frac{k_{Hn}}{k_5}, \quad (3.15)$$

где k_{Hn} – коэффициент, определяемый линейной интерполяцией между промежуточными значениями коэффициентов;
– на отметке 20 м

$$W_{20} = W_5 \cdot \frac{k_{20}}{k_5}; \quad (3.16)$$

где $k_{20} = 0,85$ – значение коэффициента на отметке 20 м;
– на отметке $H_{3\partial}$ (высота здания цеха)

$$W_{H3\partial} = W_5 \cdot \frac{k_{H3\partial}}{k_5}, \quad (3.17)$$

где $k_{H3\partial}$ – коэффициент, определяемый линейной интерполяцией между промежуточными значениями коэффициентов.

Активная составляющая равномерно распределенной (по высоте стойки) эквивалентной погонной ветровой нагрузки

$$W_{э\text{кв}} = \frac{2 \cdot M}{H^2}, \quad (3.18)$$

где M – суммарный момент относительно уровня заделки нижней части стойки, который получается в результате перемножения равнодействующих ветровой нагрузки на отдельных участках на соответствующие плечи (расстояния до заделки);

H – высота колонны.

Активная составляющая сосредоточенной ветровой нагрузки, которую принято считать приложенной в уровне верха стойки (при шарнирном ее сопряжении с ригелем) (рис. 3.8)

$$F_{\sigma} = W_{\text{э\text{кв.ш}}} \cdot H_{ш}, \quad (3.19)$$

где $W_{\text{э\text{кв.ш}}} = \frac{(W_{H3\partial} + W_{Hn})}{2}$ – погонная эквивалентная ветровая нагрузка на шатровую часть здания.

3.4. Статический расчет поперечной рамы

3.4.1. Цель расчета поперечной рамы

Статический расчет поперечной рамы заключается в определении изгибающих моментов M , продольных N и поперечных Q

сил, действующих в характерных сечениях стоек от постоянной и кратковременных нагрузок.

3.4.2. Расчетная схема поперечной рамы

В результате компоновки поперечной рамы получена конструктивная схема. Для статического расчета поперечной рамы необходимо конструктивную схему рамы преобразовать в расчетную. Стропильная ферма, а также надкрановые и подкрановые части колонн изображаются линиями, проходящими через центры тяжести сечений (рис. 3.9), с идеализированными сопряжениями в узлах: шарнирные или жесткие сопряжения ригеля с верхними участками стоек, жесткая заделка нижних участков стоек в фундаментах. В подкрановой части колонн допускается линию расчетной схемы проводить посередине ее ширины b_n .

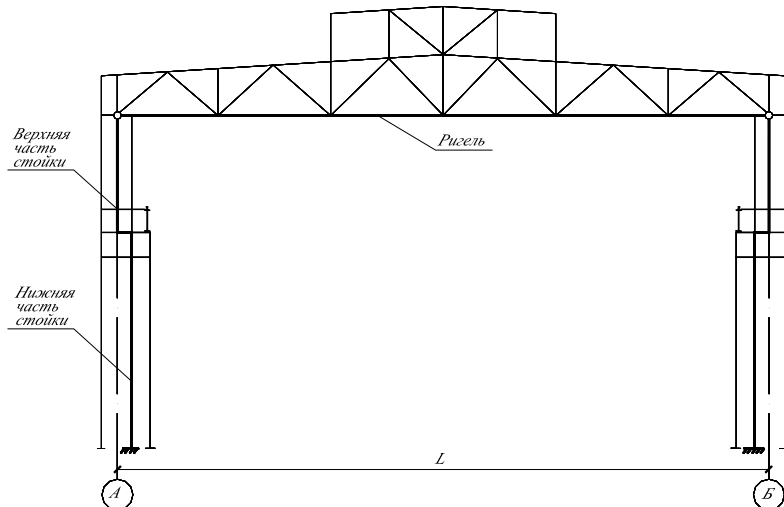


Рис. 3.9. Приведение конструктивной схемы однопролетного производственного здания к расчетной схеме

Правило знаков для изгибающих моментов, которые строятся на растянутых поверхностях: положительные моменты – изнутри поперечной рамы, а отрицательные – снаружи.

Статический расчет поперечной рамы производится методом перемещений (деформаций) [4] при нагружении ее постоянной, снеговой, крановой (вертикальной и горизонтальной) и ветровой нагрузками. В результате выполнения статического расчета поперечной рамы по предполагаемой методике можно определить значения изгибающих моментов в характерных сечениях рамы с

шарнирным сопряжением ригеля со стойками, которыми являются сечения: "выше уступа", "ниже уступа", "в заделке". Вычисляются значения поперечной силы "в заделке" для каждого нагружения.

3.4.3. Исходные данные

Высота верхней части колонны, м	H_B
Высота колонны, м	H
Расстояние от низа стропильной фермы до подкранового рельса, м	H_2
Постоянная равномерно распределенная погонная нагрузка, t/m	q_p
Снеговая равномерно распределенная погонная нагрузка, t/m	$q_{сн}$
Активная составляющая равномерно распределенной эквивалентной погонной ветровой нагрузки, t/m	$W_{экр}$
Активная составляющая сосредоточенной ветровой нагрузки в уровне верха колонны, т	F_B
Тормозная сила, т	T_{max}
Момент от постоянной нагрузки, $t \cdot m$	M_e
Максимальный момент от вертикальной крановой нагрузки, $t \cdot m$	M_{max}
Минимальный момент от вертикальной крановой нагрузки, $t \cdot m$	M_{min}
Эксцентриситет приложения D_{max} или D_{min}	e_k
Сопряжения ригеля с колонной: – шарнирное	\emptyset
– жесткое	I

3.4.4. Вычисление коэффициентов

$$V = \frac{H_g}{H} \quad (3.20)$$

$$VT = \frac{H_2}{H} \quad (3.21)$$

$$C = 1 + V^3 \cdot 7 \quad (3.22)$$

Для жесткого сопряжения ригеля с колонной $F = 1 + V^4 \cdot 7 \quad (3.23)$

I. Постоянная нагрузка

$$R_1 = -1,5 \cdot \frac{1 - V^2}{H \cdot C} \cdot M_e. \quad (3.24)$$

Выше уступа $M = R_1 \cdot H_e.$ (3.25)

Ниже уступа $M = R_1 \cdot H_B + M_e.$ (3.26)

В заделке $M = R_1 \cdot H + M_e;$ (3.27)

$$Q = -R_1. \quad (3.28)$$

Результаты заносятся в прил. 7, табл. П.7.1., загрузка 1.

II. Снеговая нагрузка

$$K_1 = \frac{s}{q_n}. \quad (3.29)$$

$$R_2 = R_1 \cdot K_1. \quad (3.30)$$

Выше уступа $M = R_2 \cdot H_B.$ (3.31)

Ниже уступа $M = R_2 \cdot H_B + K_1 \cdot M_e.$ (3.32)

В заделке $M = R_2 \cdot H + K_1 \cdot M_e.$ (3.33)

$$Q = -R_2. \quad (3.34)$$

Результаты заносятся в прил. 7, табл. П.7.1., загрузка 2.

III. Крановая нагрузка

1. Вертикальная

а) момент M_{max} приложен к левой стойке рамы

$$K_2 = \frac{M_{min}}{M_{max}}. \quad (3.35)$$

$$R_3 = 1,5 \cdot \frac{1 - V^2}{H \cdot C} \cdot M_{max}; \quad (3.36)$$

$$R_4 = -R_3 \cdot \frac{1 - K_2}{2}. \quad (3.37)$$

Выше уступа $M = (R_3 + R_4) \cdot H_B.$ (3.38)

$$\text{Ниже уступа } M = (R_3 + R_4) \cdot H_B - M_{\max} \quad (3.39)$$

$$\text{В заделке } M = (R_3 + R_4) \cdot H - M_{\max}. \quad (3.40)$$

$$Q = - (R_3 + R_4). \quad (3.41)$$

Результаты заносятся в прил. 7, табл. П.7.1., загрузка 3.

б) момент M_{\min} приложен к левой стойке рамы

$$R_5 = -R_3 \cdot \frac{K_2 - 1}{2}. \quad (3.42)$$

$$\text{Выше уступа } M = (K_2 \cdot R_3 + R_5) \cdot H_B. \quad (3.43)$$

$$\text{Ниже уступа } M = (K_2 \cdot R_3 + R_5) \cdot H_B - M_{\min}. \quad (3.44)$$

$$\text{В заделке } M = (K_2 \cdot R_3 + R_5) \cdot H - M_{\min}. \quad (3.45)$$

$$Q = - (K_2 \cdot R_3 + R_5). \quad (3.46)$$

Результаты заносятся в прил. 7, табл. П.7.1., загрузка 4.

2. Горизонтальная (от поперечного торможения тележек с грузами):

а) тормозная сила приложена к левой стойке рамы

$$R_8 = \frac{T_{\max} \cdot [(2 + VT) \cdot (1 - VT)^2 + 7 \cdot (2V + VT) \cdot (V - VT)^2]}{2 \cdot C} \quad (3.47)$$

$$\text{В уступе } M = \pm [0,5 \cdot R_8 \cdot H_e - T_{\max} \cdot (H_e - H_2)]. \quad (3.48)$$

$$\text{В заделке } M = \pm [0,5 \cdot R_8 \cdot H - T_{\max} \cdot (H - H_2)]. \quad (3.49)$$

$$Q = \pm (T_{\max} - 0,5 \cdot R_8). \quad (3.50)$$

Результаты заносятся в прил. 7, табл. П.7.1., загрузка 5.

б) тормозная сила приложена к правой стойке рамы

$$\text{В уступе } M = \pm 0,5 \cdot R_8 \cdot H_e. \quad (3.51)$$

$$\text{В заделке } M = \pm 0,5 \cdot R_8 \cdot H. \quad (3.52)$$

$$Q = \pm 0,5 \cdot R_8. \quad (3.53)$$

Результаты заносятся в прил. 7, табл. П.7.1., загрузка 6.

IV. Ветровая нагрузка

а) направление ветра слева - направо

$$D = \frac{3 \cdot F \cdot W_{\text{экв}} \cdot H}{8 \cdot C}. \quad (3.54)$$

$$R_9 = \frac{1,75 \cdot (D + F_e)}{2}. \quad (3.55)$$

В уступе $M = (D - 0,5 \cdot W_{\text{экв}} \cdot H_e - R_9) \cdot H_e.$ (3.56)

В заделке $M = (D - 0,5 \cdot W_{\text{экв}} \cdot H - R_9) \cdot H.$ (3.57)

$$Q = W_{\text{экв}} \cdot H - D + R_9. \quad (3.58)$$

Результаты заносятся в прил. 7, табл. П.7.1., загрузка 7.
б) направление ветра справа - налево

В уступе $M = [0,75 \cdot (0,5 \cdot W_{\text{экв}} \cdot H_e - D) + R_9] \cdot H_e.$ (3.59)

В заделке $M = [0,75 \cdot (0,5 \cdot W_{\text{экв}} \cdot H - D) + R_9] \cdot H;$ (3.60)

$$Q = -0,75 \cdot (W_{\text{экв}} \cdot H - D) - R_9. \quad (3.61)$$

Результаты заносятся в прил. 7, табл. П.7.1., загрузка 8.

Примечания

1. Продольная сила от постоянной нагрузки для всех характерных сечений определяется по формуле $N_n = q_n \cdot L / 2$. Значение заносится в прил. 7, табл. П.7.1., загрузка 1.
2. Продольная сила от снеговой нагрузки для всех характерных сечений определяется по формуле $N_s = s \cdot L / 2$. Значение заносится в таблицу прил. 7, табл. П.7.1., загрузка 2.
3. Продольная сила D_{max} заносится только для сечений "в заделке" и "ниже уступа" в прил. 7, табл. П.7.1., загрузка 3.
4. Продольная сила D_{min} заносится только для сечений "в заделке" и "ниже уступа" в прил. 7, табл. П.7.1., загрузка 4.

3.5. Составление таблицы расчетных усилий

Порядок определения расчетных усилий в поперечной раме:

1. Сначала составляется сводная табл. усилий, в которую вносят полученные результаты статического расчета поперечной рамы, силовые воздействия M и N для всех характерных сечений стойки (колонны) от каждого нагружения, а для поперечной силы Q – только в заделке (прил. 7, табл. П.7.1). В этой таблице для каж-

дого загрузки, кроме постоянной нагрузки, вводятся две строки для усилий с коэффициентом сочетаний $\psi = 1$ и $\psi = 0,9$.

2. По сводной таблице подбирают сочетания, дающие максимальные значения усилий в характерных сечениях колонны. Расчетные усилия, подсчитанные для каждого основного сочетания, заносятся в прил. 7, табл. П.7.2.

Нормами проектирования предусмотрены два вида основных сочетаний нагрузок:

1. Постоянная и одна наиболее неблагоприятная кратковременная нагрузка, принимаемые с коэффициентом сочетаний $\psi = 1$.
2. Постоянная с коэффициентом сочетаний $\psi = 1$ и две (или три) кратковременные нагрузки, принимаемые с коэффициентом сочетаний $\psi = 0,9$.

За одну кратковременную нагрузку принимается:

- снеговая нагрузка (загружение 2);
- крановая нагрузка – совместное действие вертикальной (загружение 3 или 4) и горизонтальной нагрузкой от поперечного торможения тележек с грузами двух мостовых кранов (загружение 5 или 6). Таким образом, необходимо брать загружение 3 или 4 совместно с загружением 5 или 6 как одну кратковременную нагрузку. Нагрузка от поперечного торможения тележек с грузами может быть приложена в противоположных направлениях (в пролет или из пролета), что учитывается знаками \pm , поставленными перед моментами загрузки 5 или 6 (прил. 7, табл. П.7.1);
- ветровая нагрузка (загружение 7 и 8).

Возможны следующие неблагоприятные сочетания усилий в характерных сечениях колонны от совместного действия нагрузок:

- 1) наибольший положительный момент и соответствующая продольная сила;
- 2) наибольший отрицательный момент и соответствующая продольная сила;
- 3) наибольшая продольная сила и соответствующий положительный момент;
- 4) наибольшая продольная сила и соответствующий отрицательный момент.

Кроме того, для расчета анкерных болтов в заделке необходимо составить комбинацию усилий, дающую минимальное значение продольной силы N_{min} и соответствующее ей максимальное значение опрокидывающего момента от ветровой нагрузки M_{min}

(загружение 7 или 8). Для этой комбинации усилий момент и продольная сила от постоянной нагрузки приняты с поправочным коэффициентом 0,82, учитывающим возможное отклонение собственной массы конструкций в меньшую сторону, что приводит к некоторому уменьшению восстанавливающего момента.

В случае, когда комбинации не могут осуществиться, в прил. 7, табл. П.7.2. ставятся прочерки. Кратковременные нагрузки, не изменяющие N_{max} , но приводящие к увеличению момента до $\pm M_{max}$ при их учете, также должны быть включены в комбинацию.

Таким образом, для каждого из характерных сечений получают четыре, а для заделки – пять комбинаций изгибающего момента и продольной силы, из которых для расчета отдельных участков (узлов) ступенчатой колонны выбираются расчетные (наиболее неблагоприятные комбинации).

Поперечная сила используется для расчета решетки подкрановой части колонны сквозного сечения. Максимальное значение поперечной силы Q_{max} , как правило, определяется отдельно.

Контрольные вопросы

1. Какие факторы учитываются при компоновке однопролетной поперечной рамы?
2. Каково назначение связей стального каркаса производственного здания?
3. Какие нагрузки учитываются при сборе нагрузки на поперечную раму производственного здания?
4. Как производится статический расчет поперечной рамы производственного здания?
5. По какому правилу составляется таблица комбинаций расчетных усилий ?

4. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ КОЛОНН ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

4.1. Расчет и конструирование надкрановой части внецентренно сжатой колонны сплошного сечения

4.1.1. Определение расчетных длин

а) в плоскости поперечной рамы*

$$l_{efx, \epsilon} = \mu_2 \cdot H_{\epsilon}, \quad (4.1)$$

где μ_2 – коэффициент расчетной длины для верхнего участка одноступенчатой колонны.

При выполнении условий $\frac{l_2}{l_1} \leq 0,6$ и $\frac{N_1}{N_2} \geq 3$ значение μ_2 определяется по табл. П.8.1, прил. 8 либо по [1, табл. 18]. При невыполнении условий следует обратиться к [1, прил. 6].

б) из плоскости поперечной рамы

$$l_{efy, \epsilon} = H_2, \quad (4.2)$$

где H_2 – расстояние между узлами закрепления надкрановой части колонны, которыми являются связевые элементы, расположенные на уровне нижнего пояса стропильной фермы и элементы тормозной конструкции подкрановой балки (рис. 4.1).

* Поперечную раму составляют колонны и стропильная ферма, шарнирно или жестко сопряженная с колоннами

4.1.2. Нагрузка

Расчетная комбинация изгибающего момента M и продольной силы N выбирается из табл. П.7.2, прил. 7 для характерных сечений, расположенных в надкрановой части колонны. Для шарнирного сопряжения ригеля с колоннами характерным сечением является сечение "выше уступа".

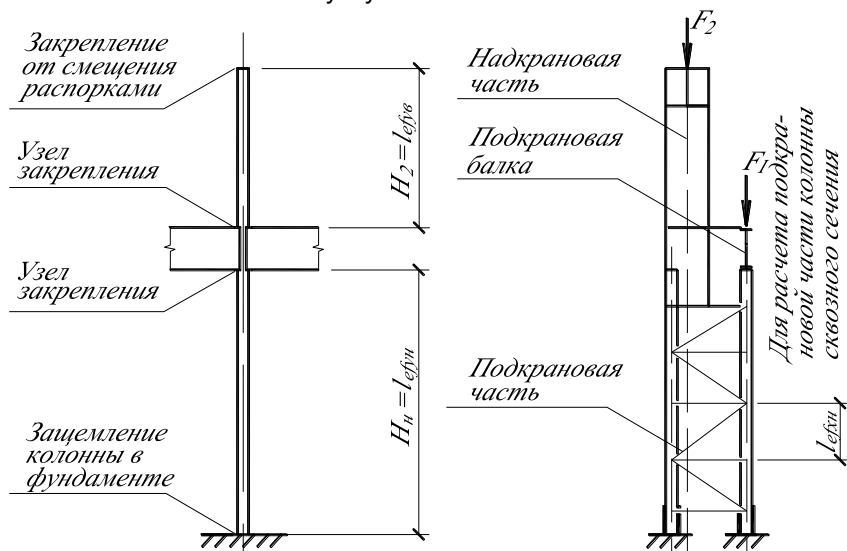


Рис. 4.1. Расчетные длины участков ступенчатых колонн

4.1.3. Компоновка поперечного сечения надкрановой части колонны

Требуемая площадь поперечного сечения определяется по формуле Ф. С. Ясинского [4]

$$A_{ip} = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c} \cdot (1,25 + 2,2 \cdot \frac{e_x}{b_e}), \quad (4.3)$$

где N – расчетная продольная сила;

$e_x = \frac{M}{N}$ – эксцентриситет приложения продольной силы;

M – расчетный изгибающий момент;

b_e – ширина надкрановой части колонны (п. 3);

При компоновке поперечного сечения надкрановой части колонны (рис. 4.2) следует учесть ряд конструктивных соотношений:

$$h_w = (80 \div 120) \cdot t_w; \quad (4.4)$$

$$b_f = (20 \div 30) \cdot t_f; \quad (4.5)$$

$$b_f > (1/20 \div 1/30) \cdot l_{efy, e}; \quad (4.6)$$

$$t_f \leq 3 \cdot t_w; \quad (4.7)$$

$$b_f \geq 200 \text{ мм.} \quad (4.8)$$

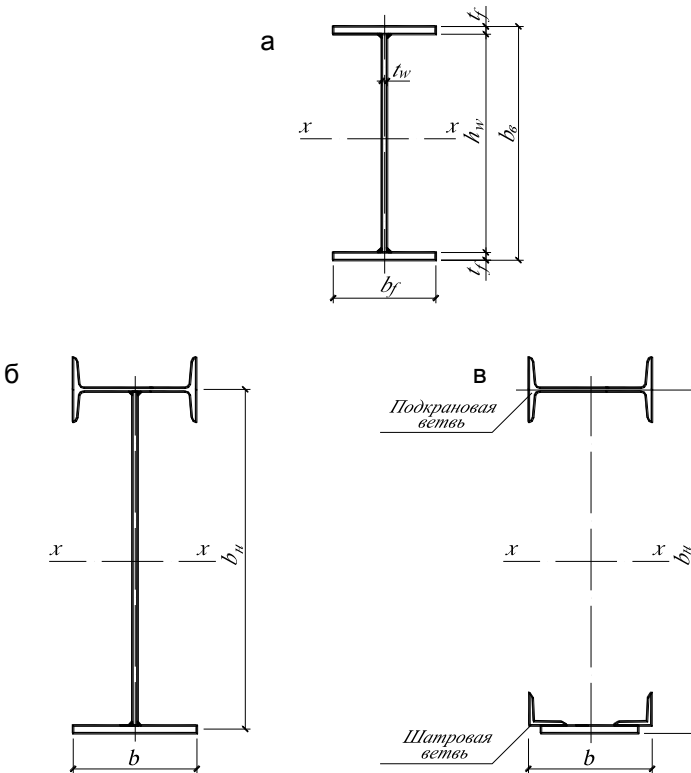


Рис. 4.2. Поперечные сечения колонн крайнего ряда:
а – надкрановой части; б – подкрановой части колонны сплошного сечения; в – подкрановой части колонны сквозного сечения

В прил. 8, табл. П.8.2. приведены геометрические величины надкрановой части колонны двутаврового сечения номинальной

высоты $h = 500$ мм. В зависимости от требуемой площади A_{mp} производится подбор фактической площади A .

4.1.4. Проверка устойчивости подобранного сечения

1. В плоскости поперечной рамы

$$\sigma_x = \frac{N}{\varphi_e \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (4.9)$$

где φ_e – коэффициент для проверки устойчивости внецентренно сжатых сплошностенчатых стержней в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии; определяется по таблице 74 [1] в зависимости от двух параметров:

$$1) \bar{\lambda} = \lambda_x \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} \text{ – условная гибкость;}$$

где $\lambda_x = \frac{l_{efx, e}}{i_x}$ – гибкость;

i_x – радиус инерции принятого сечения;

$$2) m_{ef} = \eta \cdot m \text{ – приведенный относительный эксцентриситет,}$$

где η – коэффициент приведения, определяется по [1, табл. 73];

$$m = \frac{e_x \cdot A}{W_c} \text{ – относительный эксцентриситет;}$$

$$e_x = \frac{M}{N} \text{ – эксцентриситет приложения силы;}$$

$W_c = W_x$ – (для симметричного сечения) момент сопротивления сжатого края полки относительно оси x-x.

2. Из плоскости поперечной рамы

$$\sigma_y = \frac{N}{c \cdot \varphi_y \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (4.10)$$

где c – коэффициент, определяется в соответствии с указаниями [1, п. 5.31] и зависит от параметров α , β , m_x .

Параметры α и β определяются по [1, табл. 10].

Относительный эксцентриситет

$$m_x = \frac{M'_x \cdot A}{N \cdot W_x}, \quad (4.11)$$

где M'_x – наибольший изгибающий момент в плоскости рамы, действующий в средней трети участка между узлами закрепления надкрановой части колонны из плоскости рамы (рис. 3.6).

Для шарнирного сопряжения ригеля со стойками

$$M'_x = \frac{2 \cdot M \cdot H_2}{3 \cdot H_B},$$

где M – расчетный момент, действующий выше уступа колонны.

При невыполнении неравенства (4.10) следует увеличить размеры поясов, в основном b_f , а при необходимости и t_f .

Для внецентренно сжатых элементов двутаврового сечения

отношение $\frac{h_{ef}}{t_w}$ определяется в зависимости от $\alpha = \frac{\sigma - \sigma_1}{\sigma}$, где

σ – наибольшее сжимающее напряжение расчетной границы стенки, принимаемое со знаком «+» и вычисленное без учета коэффициентов φ_e , φ_{exy} или $c \cdot \varphi$;

σ_1 – соответствующее значение у противоположной расчетной границы стенки.

При $\alpha \leq 0,5$ $\frac{h_{ef}}{t_w}$ – принимается по таблице 28 [СНиП «Стальные конструкции»].

При $\alpha \leq 1$

$$\frac{h_{ef}}{t_w} = 4,35 \sqrt{\frac{(2\alpha - 1) \cdot E}{\sigma(2 - \alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\beta})}} \leq 3,8 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}},$$

где $\beta = 1,4(2\alpha - 1) \frac{\tau}{\sigma}$;

$\tau = \frac{Q}{t_w h_{ef}}$ – среднее касательное напряжение в рассчитываемом сечении.

При $0,5 < \alpha < 1$ отношение $\frac{h_{ef}}{t_w}$ определяется по линейной интерполяции.

Стенки сплошных колонн при отношении $\frac{h_{ef}}{t_w} \leq 2,2 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ следует укреплять поперечными ребрами жесткости, расположенными на расстоянии $(2,5-3) h_{ef}$ одно от другого.

4.2. Расчет подкрановой части внецентренно сжатой колонны сплошного сечения

Подкрановая часть ступенчатой колонны выполняется сплошного сечения при ширине $b_n = 1$ м (рис. 4.2).

4.2.1. Определение расчетных длин

а) в плоскости поперечной рамы

$$l_{efx, n} = \mu_1 \cdot H_n, \quad (4.12)$$

где μ_1 – коэффициент расчетной длины для нижнего участка одноступенчатой колонны.

При выполнении условий $\frac{l_2}{l_1} \leq 0,6$ и $\frac{N_1}{N_2} \geq 3$ значения μ_1

определяются по [1, табл. 18] или (прил. 8, табл. П.8.1.).

Соотношение моментов инерции в курсовом проектировании $I_2 / I_1 = 0,125$;

б) из плоскости поперечной рамы

$$l_{efy, n} = H_n, \quad (4.13)$$

где H_n – расстояние между узлами закрепления подкрановой части колонны, которыми являются нижний пояс подкрановых балок со связевыми элементами и верх фундамента (рис. 3.2, 4.1).

4.2.2. Нагрузка

Расчетная комбинация изгибающего момента M и продольной силы N выбирается из таблицы 2 (прил. 7) для характерных сечений "в заделке" либо "ниже уступа".

4.2.3. Компоновка поперечного сечения подкрановой части колонны

Требуемая площадь поперечного сечения также определяется по формуле Ф. С. Ясинского [4]

$$A_{mp} = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c} \cdot \left(1,25 + 2,2 \cdot \frac{e_x}{b_n} \right), \quad (4.14)$$

где N – расчетная продольная сила "в заделке" либо "ниже уступа";

$e_x = \frac{M}{N}$ – эксцентриситет приложения продольной силы;

M – расчетный изгибающий момент в соответствующем сечении;

b_n – ширина подкрановой части колонны;

$$M'_x = M_2 + \frac{2}{3}(M_1 - M_2)$$

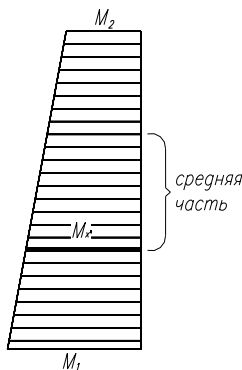


Рис. 4.2.1. Эпюра изгибающих моментов в подкрановой части колонны

При компоновке поперечного сечения следует учесть требования, перечисленные в п. 4.1.

Проверка устойчивости подобранного сечения производится в плоскости и из плоскости поперечной рамы. Последовательность выполнения таких проверок изложена в п. 4. Отличие выражается лишь в численных значениях геометрических характеристик сечений расчетных длин и усилий.

4.3. Расчет подкрановой части внецентренно сжатой колонны сквозного сечения

4.3.1. Подбор сечения ветвей колонны

Сечения сквозного типа для колонн крайних рядов производственных зданий приведены на рис. 4.2.

Определение расчетных длин

1. В плоскости поперечной рамы

$$l_{efx, n} = b_n, \quad (4.15)$$

где b_n – ширина подкрановой части колонны

2. Из плоскости поперечной рамы (рис. 4.1, б)

$$l_{efy, n} = H_n, \quad (4.16)$$

где H_n – высота подкрановой части колонны.

Допущение при расчете: каждая из внецентренно сжатых подкрановых ветвей рассчитывается на центральное сжатие.

Нагрузка

Расчетная комбинация изгибающего момента M и продольной силы N выбирается из таблицы расчетных усилий для характерных сечений "в заделке" либо "ниже уступа". При этом в первой комбинации усилий M_1 и N_1 от составляющей момента M_1 подкрановая ветвь "б1" должна испытывать сжатие; во второй комбинации усилий M_2 и N_2 от составляющего момента M_2 шатровая ветвь "б2" должна испытывать сжатие. Схемы приложения усилий приведены на рис. 4.3.

Предварительно определяются усилия в ветвях:

– в подкрановой ветви

$$N_{e1} = \frac{N_1 \cdot y_{2,mp} + |M_1|}{b_{o,mp}}, \quad (4.17)$$

– в шатровой ветви

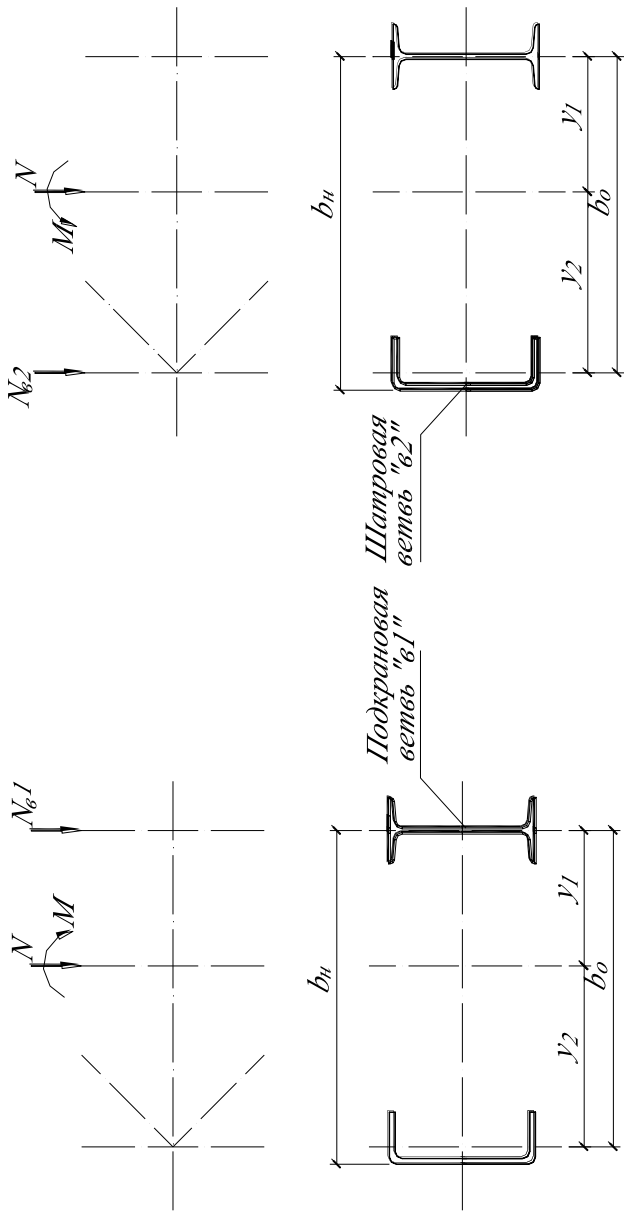


Рис. 4.3. Схемы распределения усилий для расчета:

а – подкрановой ветви, б – шатровой ветви колонны промышленного здания

$$N_{\epsilon 2} = \frac{N_2 \cdot y_{1, mp} + M_2}{b_{o, mp}}, \quad (4.18)$$

где $y_{1, mp} = y_{2, mp} = 0,5 \cdot b_{o, mp}$ (исходя из равенства плеч);
 $b_{o, mp} = b_n - 3$ см (рис. 4.3).

Требуемая площадь подкрановой ветви

$$A_{\epsilon 1, mp} = \frac{N_{\epsilon 1}}{\varphi_{mp} \cdot R_y \cdot \gamma_c}. \quad (4.19)$$

Требуемая площадь шатровой ветви

$$A_{\epsilon 2, mp} = \frac{N_{\epsilon 2}}{\varphi_{mp} \cdot R_y \cdot \gamma_c}, \quad (4.20)$$

где $\varphi_{mp} = 0,7 \div 0,9$ – коэффициент продольного изгиба.

По сортаменту производится подбор прокатных профилей для подкрановой и шатровой ветвей. Необходимо выписать геометрические характеристики сечений прокатных двутавров, а для составного сечения шатровой ветви вычислить моменты инерции, радиусы инерции, положение центра тяжести сечения по общим правилам сопротивления материалов.

Уточнение положения центра тяжести сквозного сечения

$$y_1 = \frac{A_{\epsilon 2} \cdot b_o}{A_{\epsilon 1} + A_{\epsilon 2}}, \quad (4.21)$$

где $A_{\epsilon 1}$ – площадь подкрановой ветви;

$A_{\epsilon 2}$ – площадь шатровой ветви;

$b_o = b_n - z_{\epsilon 2}$;

$$z_{\epsilon 2} = \frac{\sum S_i}{\sum A_i}.$$

Усилия в ветвях:

– в подкрановой

$$N_{\epsilon 1} = \frac{N_1 \cdot y_2 + |M_1|}{\epsilon_o}; \quad (4.22)$$

– в шатровой ветви

$$N_{\epsilon 2} = \frac{N_2 \cdot y_1 + M_2}{\epsilon_o}. \quad (4.23)$$

Проверка устойчивости ветвей подкрановой части колонны

Подкрановая ветвь

1. В плоскости поперечной рамы

$$\sigma_{x1} = \frac{N_{\epsilon 1}}{\varphi_{x1} \cdot A_{\epsilon 1}} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (4.24)$$

где $\varphi_{x1} = f(\lambda_{x1})$ – коэффициент продольного изгиба (табл. 72 [1] или табл. 6 прил. 3);

$$\lambda_{x1} = \frac{l_{efx,n}}{i_{x,\epsilon 1}}. \quad (4.25)$$

2. Из плоскости поперечной рамы

$$\sigma_{y1} = \frac{N_{\epsilon 1}}{\varphi_{y1} \cdot A_{\epsilon 1}} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (4.26)$$

где $\varphi_{y1} = f(\lambda_{y1})$;

$$\lambda_{y1} = \frac{l_{efy,n}}{i_{y,\epsilon 1}}. \quad (4.27)$$

Шатровая ветвь

1. В плоскости поперечной рамы

$$\sigma_{x2} = \frac{N_{\epsilon 2}}{\varphi_{x2} \cdot A_{\epsilon 2}} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (4.28)$$

где $\varphi_{x2} = f(\lambda_{x2})$;

$$\lambda_{x2} = \frac{l_{efx,n}}{i_{x,\epsilon 2}}. \quad (4.29)$$

2. Из плоскости поперечной рамы

$$\sigma_{y2} = \frac{N_{\epsilon 2}}{\varphi_{y2} \cdot A_{\epsilon 2}} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (4.30)$$

где $\varphi_{y2} = f(\lambda_{y2})$;

$$\lambda_{y2} = \frac{l_{efy,n}}{i_{y,\epsilon 2}}. \quad (4.31)$$

4.3.2. Расчет элементов соединительной решетки

Геометрическая схема решетки представлена на рис. 4.4.

Угол наклона раскоса относительно ветвей колонны

$$\alpha = \arctg \left(\frac{b_o}{l_{efx,n}} \right). \quad (4.32)$$

Длина сжатого раскоса

$$d = \frac{b_o}{\sin \alpha}. \quad (4.33)$$

Нагрузка

Элементы решетки рассчитываются на поперечную силу Q . Выбор поперечной силы производится по наибольшей из условной Q_{fic} [1, п. 5.8] и фактической $Q_{фак}$, определенной по результатам статического расчета поперечной рамы (п. 3).

Как правило, $Q_{фак} > Q_{fic}$.

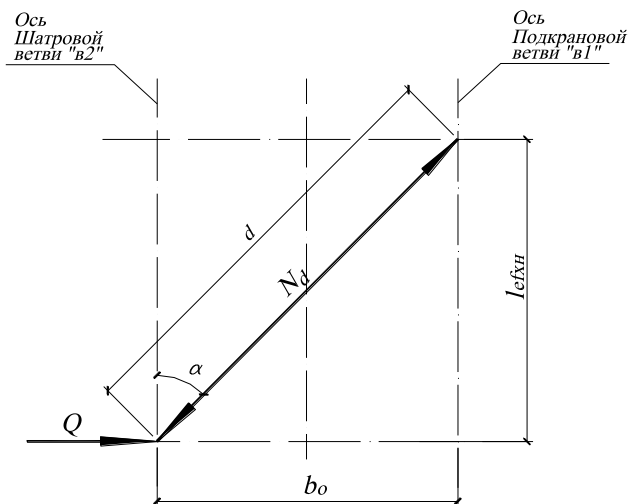


Рис.4.4. Схема для расчета решетки колонны сквозного сечения

Усилие в раскосе

$$N_d = \frac{Q}{2 \cdot \sin \alpha} \quad (4.34)$$

Требуемая площадь поперечного сечения

$$A_{d,mp} = \frac{N_d}{\varphi_{mp} \cdot R_y \cdot \gamma_c}, \quad (4.35)$$

где $\varphi_{mp} = 0,7 \div 0,9$.

Производится подбор сечения прокатного (гнутого) уголка по сортаменту равнополочных профилей [4].

Проверка устойчивости

$$\sigma_d = \frac{N_d}{\varphi \cdot A_d} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (4.36)$$

где $\varphi = f(\lambda)$;

$$\lambda = \frac{d}{i}$$

i – радиус инерции уголка.

Устойчивость подкрановой части колонны сквозного сечения как единого стержня в плоскости действия момента проверяют по формуле:

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

где φ_e – коэффициент, определяемый по таблице 75 в зависимости от условной приведенной гибкости $\overline{\lambda_{ef}}$ и относительного эксцентриситета m .

$$\overline{\lambda_{ef}} = \lambda_{ef} \sqrt{\frac{R_y}{E}},$$

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha \frac{A}{A_d}} \text{ – приведенная гибкость,}$$

$$\lambda_x = \frac{l_{efxn}}{i_x} \text{ – гибкость относительно оси } x - x,$$

$$l_{efxn} = \mu_1 \cdot H_n \text{ – расчетная длина,}$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} \text{ – радиус инерции,}$$

$$I_x = I_{x1} + A_{e1} \cdot y_{e1}^2 + I_{x2} + A_{e2} \cdot y_{e2}^2 \text{ – момент инерции,}$$

$$\alpha = \frac{10 \cdot d^3}{b_0^2 \cdot l_{efxn}} \text{ – коэффициент,}$$

$$m = e \frac{A \cdot a}{I_x},$$

$e = M/N$ – эксцентриситет приложения силы,

a – расстояние от главной оси сечения, перпендикулярной плоскости изгиба, до оси наиболее сжатой ветви,

A – площадь сечения брутто подкрановой части колонны сквозного сечения.

4.3.3. Расчет уступа колонны

Конструктивное решение уступа колонны промышленного здания приведено на рис. 4.5. Поперечное сечение уступа приведено на рис. 4.6. Высота траверсы h_{mp} назначается в пределах $(0,5 \div 0,8) \cdot b_n$.

Нагрузка

Сопряжение надкрановой и подкрановой частей колонны принято рассчитывать на продольную силу N и изгибающий момент M , взятые в прил. 7, табл. П7.2 из колонки "выше уступа". При этом составляющая момента должна догружать внутреннюю полку с прорезью, заводимую на стенку траверсы (рис. 4.5).

Усилие во внутренней полке

$$N_f = \frac{N}{2} + \frac{M}{b_g}, \quad (4.37)$$

где b_g – ширина надкрановой части колонны (п. 3).

Необходимо задаться катетом углового шва k_f и определить протяженность сварного шва, крепящего внутреннюю полку к стенке траверсы

$$l_w = l_{wf} = \frac{N_f}{4 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c}, \quad (4.38)$$

где параметры знаменателя определяются в соответствии с указаниями [1].

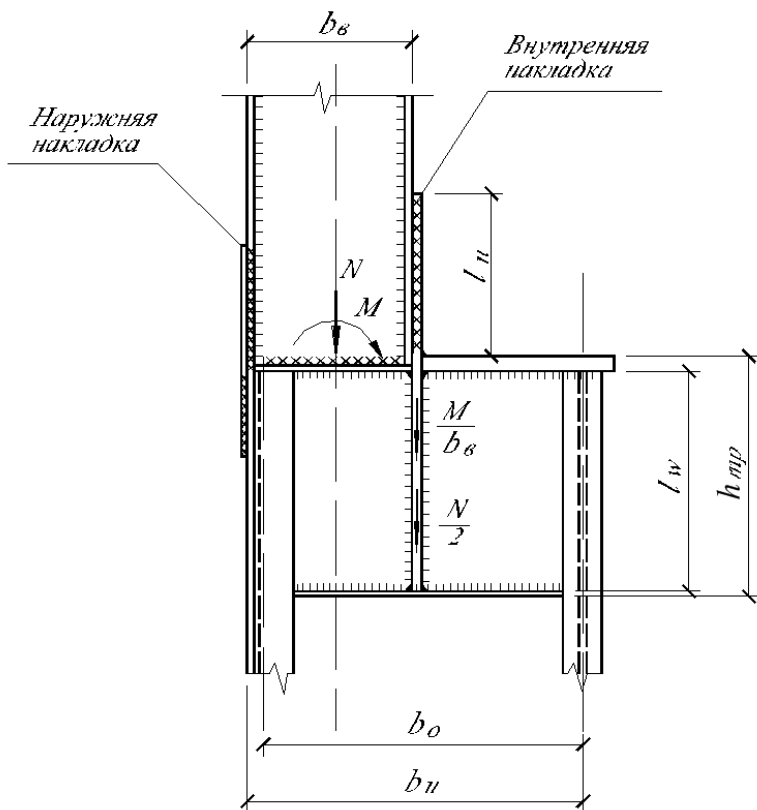


Рис. 4.5. Уступ колонны промышленного здания

Расчет и конструирование траверсы уступа колонны

Траверса представляет собой балку несимметричного двутаврового сечения, имеющую пролет, равный расстоянию между ветвями подкрановой части колонны b_n и нагруженную усилиями N , M , действующими в сечении «выше уступа» и

D_{max}

Положение центра тяжести сечения траверсы

$$y_u = \frac{\sum S_i}{\sum A_i}. \quad (4.39)$$

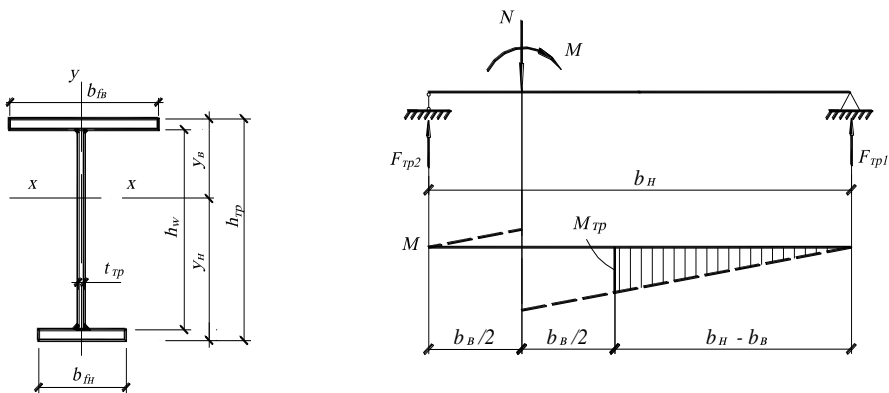


Рис. 4.6. Поперечное сечение и расчетная схема траверсы уступа колонны

Максимальный изгибающий момент в траверсе (см. рис. 4.5)

$$M_{mp} = F_{mp1} \cdot (b_n - b_в) = \left(-\frac{M}{b_n} + \frac{N \cdot b_в}{2 \cdot b_n} \right) \cdot (b_n - b_в). \quad (4.40)$$

Момент сопротивления

$$W_{min} = I_x / y_в.$$

Максимальная поперечная сила с учетом усилия от мостовых кранов

$$Q_{mp} = \frac{N \cdot b_в}{2 \cdot b_n} - \frac{M}{b_n} + \frac{k \cdot D_{max} \cdot \Psi}{2}, \quad (4.41)$$

где k – коэффициент, учитывающий неравномерную передачу усилия D_{max} ;

$\psi = 0,9$ – коэффициент сочетаний.

Проверка прочности

а) по нормальным напряжениям

$$\sigma = \frac{M_{mp}}{W_{min}} \leq R_y \cdot \gamma_c ; \quad (4.42)$$

б) по касательным напряжениям

$$\tau = \frac{Q_{mp}}{t_{mp} \cdot h_{w,mp}} \leq R_s \cdot \gamma_c . \quad (4.43)$$

Для расчета швов крепления траверсы к подкрановой ветви составляется комбинация, дающая наибольшую опорную реакцию траверсы

$$Q_{max,mp} = \frac{N \cdot b_6}{2 \cdot b_n} - \frac{M}{b_n} + D_{max} \cdot \psi , \quad (4.44)$$

где $\psi = 0,9$ – коэффициент сочетаний.

Требуемая длина шва

$$l_{шв} = \frac{Q_{max,mp}}{4 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} . \quad (4.45)$$

Из условия прочности стенки подкрановой ветви в месте крепления траверсы

$$h_{mp} \geq \frac{Q_{max,mp}}{2 \cdot d \cdot R_s \cdot \gamma_c} , \quad (4.46)$$

где d – толщина стенки двутавра подкрановой ветви колонны.

4.4. Расчет и конструирование баз и их креплений к фундаментам

4.4.1. Расчет и конструирование базы внецентренно сжатой колонны сплошного сечения

Нагрузка

Конструктивное решение базы совместно с расчетной схемой показано на рис. 4.7, а.

Продольная сила N и изгибающий момент M , составляющие наиболее невыгодную комбинацию, принимаются из прил. 7, табл. П.7.2. (колонка "в заделке").

Максимальное сжимающее напряжение на кромке плиты (рис. 4.7, а)

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B_{nl} \cdot L_{nl}} + \frac{6 \cdot M}{B_{nl} \cdot L_{nl}^2}. \quad (4.47)$$

Минимальное условно растягивающее напряжение на противоположной кромке плиты (рис. 4.7, а)

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B_{nl} \cdot L_{nl}} - \frac{6 \cdot M}{B_{nl} \cdot L_{nl}^2}, \quad (4.48)$$

где B_{nl} , L_{nl} – соответственно ширина и длина плиты, определяемые из конструктивных соображений (рис. 4.7, а).

Траверсами и ребрами жесткости плита разбивается на участки с различными условиями закрепления. По краям каждого из участков действуют различные по величине напряжения. В запас расчет на участке производится с подстановкой в формулы (2.37), (2.39) и (2.40) наибольшего напряжения, определенного в пределах рассматриваемого участка.

При отношении короткой закрепленной стороны к свободно-му краю пластины меньше 0,5 участок рассчитывается как консольный с вылетом консоли с $M_1 = \frac{q_1 \cdot c^2}{2}$,

где $q_1 = \sigma_{max} \cdot 1$ – расчетная погонная нагрузка, приходящаяся на полосу участка плиты шириной 1 см.

Участок 2 – опирание на 4 стороны

$$M_2 = \alpha \cdot q_2 \cdot a^2,$$

где α -коэффициент, который определяется из прил.4, табл. П.4.1. в зависимости от отношения более длинной стороны h к короткой a . Размеры h и a берутся между кромками элементов.

$$q_2 = \sigma_2 \cdot 1.$$

Участок 3 – опирание на 3 стороны

$$M_3 = \beta \cdot q_3 \cdot b^2,$$

где β – коэффициент, который определяется по таблице 2 прил. 4 в зависимости от отношения закрепленной стороны пластины b_1 к свободной a_1

$$q_3 = \sigma_3 \cdot 1.$$

Толщина плиты

$$t_{nz} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{max}}{R_y \cdot \gamma_c}} \leq 40 \text{ мм},$$

где M_{max} – наибольший из изгибаемых моментов M_1 , M_2 или M_3 .

4.4.2. Расчет и конструирование базы внецентренно сжатой колонны сквозного сечения

Конструктивное решение показано на рис. 4.8.

Нагрузка

Принимается наиболее невыгодная комбинация продольной силы N и изгибающего момента M из таблицы расчетных усилий "в заделке". Расчет производится для наиболее загруженной ветви. Размеры базы менее загруженной ветви принимаются такими же, как и у предыдущей.

Участок 1 – консольный.

$$M_1 = \frac{qc^2}{2},$$

где $q = \sigma \cdot 1$;

$$\sigma = \frac{N_{max}}{B_{i\bar{i}} \cdot L_{i\bar{i}}},$$

где N_{max} – продольное расчетное усилие в наиболее загруженной ветви.

Участок 2 – опирание на четыре стороны.

$$M_2 = \alpha \cdot q \cdot a^2,$$

где α – коэффициент, который определяется из прил.4, табл П.4.1. в зависимости от отношения более длинной стороны h к короткой a . Размеры h и a берутся между кромками элементов.

Участок 3 – опирание на три стороны.

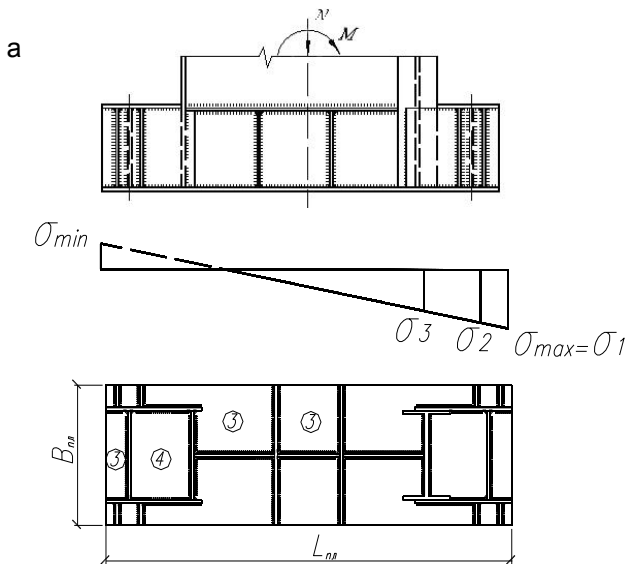
При отношении короткой закрепленной стороны к свободному краю пластины меньше 0,5 участок рассчитывается как консольный с вылетом консоли C_1

$$M_3 = \frac{qc_1^2}{2}$$

Толщина плиты

$$t_{nl} = \sqrt{\frac{6M_{\max}}{R_y \gamma_c}} \leq 40 \text{ мм};$$

где M_{\max} – наибольший из изгибающих моментов M_1 , M_2 или M_3 .



б

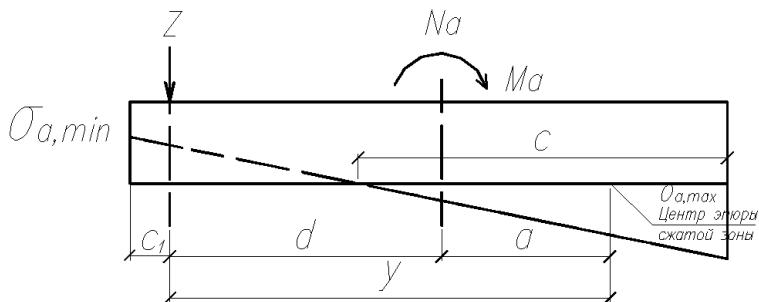


Рис. 4.7. База колонны сплошного сечения

4.4.3. Расчет анкерных болтов для внецентренно сжатых колонн сплошного сечения

Нагрузка

Комбинация продольной силы N_a и изгибающего момента M_a имеется в прил. 7, табл. П.7.2.

Максимальное сжимающее напряжение на кромке плиты (рис. 4.7)

$$\sigma_{max} = \frac{N_a}{B_{nl} \cdot L_{nl}} + \frac{6 \cdot M_a}{B_{nl} \cdot L_{nl}^2}. \quad (4.49)$$

Минимальное условно растягивающее напряжение на противоположной кромке плиты (рис. 4.7, б)

$$\sigma_{min} = \frac{N_a}{B_{nl} \cdot L_{nl}} - \frac{6 \cdot M_a}{B_{nl} \cdot L_{nl}^2}. \quad (4.50)$$

Требуемая площадь анкерного (фундаментного) болта

$$A_{n.mp} = \frac{M_a - N_a \cdot a}{n \cdot y \cdot R_{ba}}, \quad (4.51)$$

где a – расстояние от оси колонны до центра тяжести эпюры сжатой зоны;

y – расстояние от оси анкерного болта до центра тяжести эпюры сжатой зоны;

n – количество анкерных болтов с одной стороны базы;

R_{ba} – расчетное сопротивление анкерного (фундаментного) болта растяжению [1, табл. 60].

Диаметр анкерного болта можно подобрать из прил. 2, табл. П.2.3 или из [1 табл. 62].

4.4.4. Расчет анкерных болтов для внецентренно сжатых колонн сквозного сечения

Расчетная схема для расчета анкерных болтов представлена на рисунке 4.8.

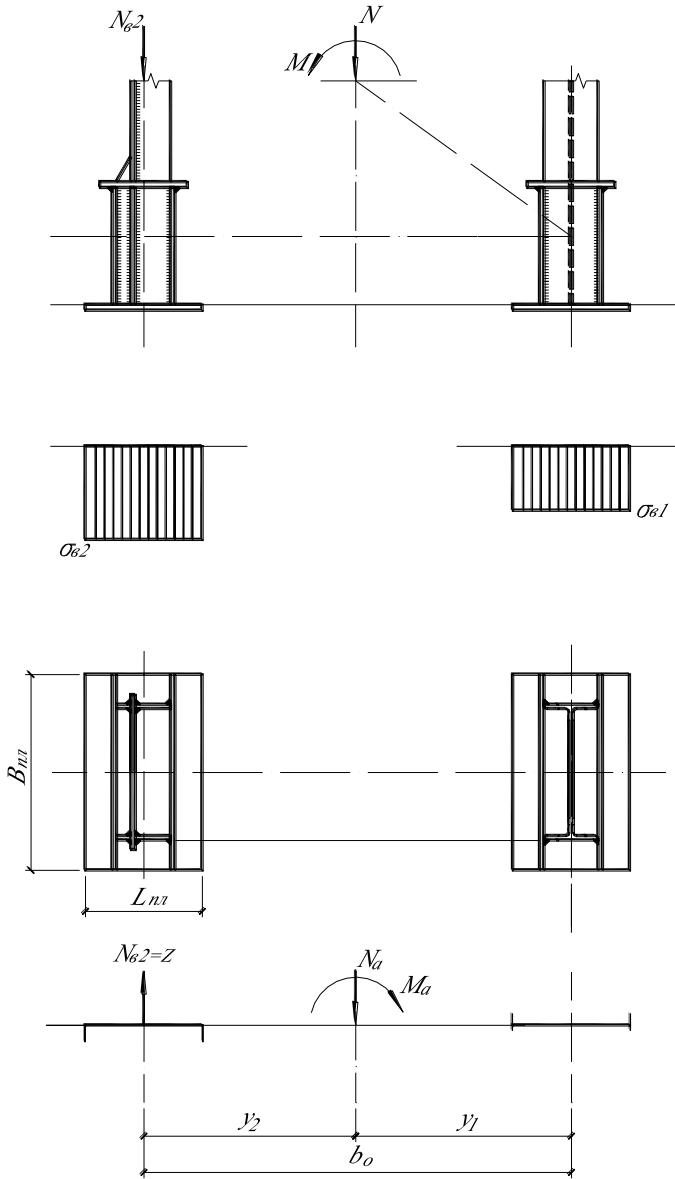


Рис. 4.8. База колонны сквозного сечения

Нагрузка

Комбинация продольной силы N_a и изгибающего момента M_a имеется в прил. 7, табл. П.7.2.

Требуемая площадь анкерного (фундаментного) болта

$$A_{n.mp} = \frac{M_a - N_a \cdot y_i}{n \cdot b_o \cdot R_{ba}}, \quad (4.52)$$

где y_i – расстояние от центра тяжести сечения до наиболее сжатой ветви колонны (рис. 4.7) при загрузении колонны расчетной комбинацией усилий M_a и N_a ;

b_o – расстояние между центрами тяжести ветвей (рис. 4.8);

n – количество анкерных болтов, необходимое для крепления базы ветви;

R_{ba} – расчетное сопротивление анкерного (фундаментного) болта [1, табл. 60*].

Диаметр анкерного болта можно подобрать из прил. 2, табл. П.2.3 или по [1, табл. 62*].

Контрольные вопросы

1. От чего зависят расчетные длины участков ступенчатых колонн?
2. Какие проверки выполняются при расчете участков ступенчатых колонн?
3. В какой последовательности выполняется подбор сечения элементов соединительной решетки подкрановой части сквозного сечения?
4. В чем различаются и совпадают расчеты уступов колонн сплошного и сквозного сечения?
5. В чем различаются и совпадают расчеты баз колонн сплошного и сквозного сечения?

5. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ СТРОПИЛЬНОЙ ФЕРМЫ

5.1. Определение расчетной узловой нагрузки

Равномерно распределенные нагрузки: постоянная (от веса кровельного покрытия, собственной массы несущих конструкций покрытия) и снеговая, приводятся к узловым.

Постоянная нагрузка, приложенная к узлам верхнего пояса, подразделяется на три вида (рис. 5.1.):

- 1) F_1 – на бесфонарном участке;
- 2) F_2 – под бортовой стенкой фонаря;
- 3) F_3 – на подфонарном участке.

а

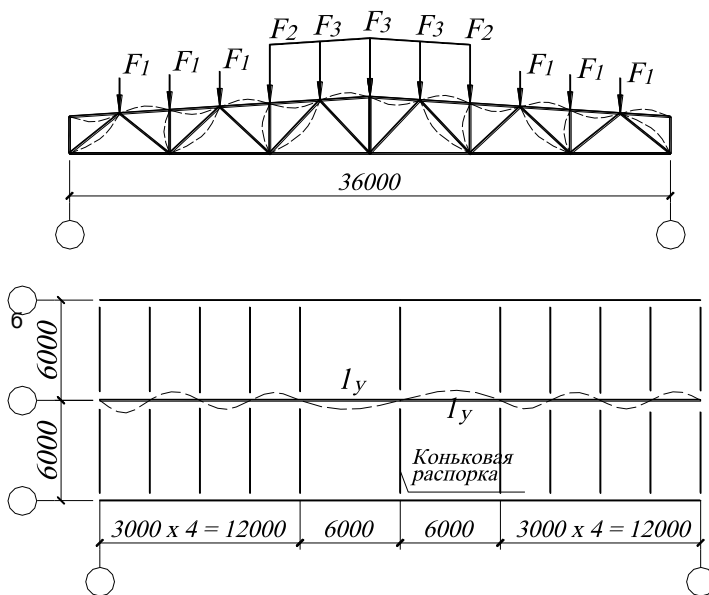


Рис. 5.1. Схема приложения нагрузки к узлам стропильной фермы. Схема деформирования сжатых элементов:
а – в плоскости фермы; б – из плоскости фермы

Каждую разновидность нагрузки можно определить по следующим формулам:

$$F_1 = (g_{кр} + g_{ф}) \cdot l_{\epsilon} \cdot B, \quad (5.1)$$

где $g_{кр}$ – масса кровельного покрытия, определяется в табличной форме (прил. 6);

$g_{ф}$ – масса стропильной фермы со связями ($g_{ф} = 30 \div 40$ кг/м²);

l_{ϵ} – расстояние между центрами узлов верхнего пояса (прил. 9, рис. П.9.1);

B – шаг стропильных ферм;

$$F_2 = F_1 + \gamma_n \cdot \left(\frac{\gamma_f \cdot \gamma_{фон} \cdot L \cdot l_{\epsilon} \cdot B}{2} + F_{ост} + F_{б.с} \right), \quad (5.2)$$

где $\gamma_f = 1,05$ – коэффициент надежности по нагрузке [2, табл. 1];

γ_n – коэффициент надежности по назначению, принимается в соответствии с указаниями [2].

$\gamma_{фон} = 0,5$ кг/м³ или 0,005 кН/м³;

L – пролет цеха;

$F_{ост} = \gamma_f \cdot g_{ост} \cdot h_{ост} \cdot B$ – сосредоточенная нагрузка от остекления фонаря;

$g_{ост} = 35 \div 40$ кг/м²;

$h_{ост}$ – высота остекленной поверхности ($h_{ост} = 2,4$ м при $L = 24$ и 30 м; $h_{ост} = 3$ м при $L = 36$ м);

$F_{б.с} = \gamma_f \cdot g_{б.с} \cdot B$ – сосредоточенная нагрузка от веса бортовой стенки фонаря;

$g_{б.с} = 100$ кг/м;

$$F_3 = F_1 + \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot \gamma_{\delta \dot{u} \dot{t}} \cdot L \cdot l_{\dot{a}} \cdot B. \quad (5.3)$$

Снеговая нагрузка

$$F_s = q_{сн} \cdot l_{\epsilon}. \quad (5.4)$$

Для пролета без фонаря расчетная узловая нагрузка определяется по формуле

$$F = (q_n + q_{сн}) \cdot l_6$$

При шарнирном сопряжении фермы с колонной расчетные усилия в стержнях ферм определяются от совместного действия постоянной и снеговой нагрузок на соответствующих участках покрытия, взятых с коэффициентом сочетаний $\psi = 1,0$:

$$B_i = \psi \cdot (F_j + F_{sj}).$$

Расчет и конструирование стержней стропильной фермы рекомендуется производить в табличной форме (прил. 9, табл. П.9.2), куда поэтапно заносятся результаты расчета.

5.2. Определение усилий в элементах фермы

Усилия в элементах стропильной фермы определяются аналитически по правилам строительной механики. Из условия симметрии усилия в элементах определяются только для половины фермы (отправочной марки). Геометрические размеры ферм и другая, необходимая для расчета, информация приведены на рис. П.9.1, П.9.2 (прил. 9).

Стропильная ферма пролетом $L = 24$ м

$$R = 3,5F. \quad (5.5)$$

$$N_8 = -\frac{R}{\cos \beta_1}. \quad (5.6)$$

$$N_5 = R \cdot \operatorname{tg} \beta_1. \quad (5.7)$$

$$N_9 = \frac{2,5F - N_5 \cdot \operatorname{tg} \gamma}{\cos \beta_1 + \sin \beta_1 \cdot \operatorname{tg} \gamma}. \quad (5.8)$$

$$N_2 = -\frac{N_5 + N_9 \cdot \sin \beta_1}{\cos \gamma}. \quad (5.9)$$

$$N_{11} = -\frac{1,5F + N_2 \cdot \sin \gamma}{\cos \beta_2}. \quad (5.10)$$

$$N_6 = N_5 + N_9 \cdot \sin \beta_1 - N_{11} \cdot \sin \beta_2. \quad (5.11)$$

$$N_{12} = -\frac{N_6 \cdot \operatorname{tg} \gamma - 0,5 \cdot F}{\cos \beta_2 + \sin \beta_2 \cdot \operatorname{tg} \gamma}. \quad (5.12)$$

$$N_4 = - \frac{N_6 + N_{12} \cdot \sin \beta_2}{\cos \gamma} . \quad (5.13)$$

$$N_{13} = - 2 \cdot N_{12} \cdot \cos \beta_2 . \quad (5.14)$$

Примечания.

1. Усилие $N_1 = 0$ при отсутствии опорных моментов.
2. $N_2 = N_3$ из условий равновесия узла.
3. $N_{10} = - F$ тоже из условий равновесия узла.
4. Усилие N_7 определять не следует, так как оно передается на надколонник (другую отпавочную марку), имеющий достаточно большое сечение.

Стропильная ферма пролетом $L = 30$ м

$$R = 4,5F . \quad (5.15)$$

$$N_{10} = - \frac{R}{\cos \beta_1} . \quad (5.16)$$

$$N_6 = R \cdot \operatorname{tg} \beta_1 . \quad (5.17)$$

$$N_{11} = \frac{3,5F - N_6 \cdot \operatorname{tg} \gamma}{\cos \beta_1 + \sin \beta_1 \cdot \operatorname{tg} \gamma} . \quad (5.18)$$

$$N_2 = - \frac{N_6 + N_{11} \cdot \sin \beta_1}{\cos \gamma} . \quad (5.19)$$

$$N_{13} = - \frac{2,5F + N_2 \cdot \sin \gamma}{\cos \beta_2} . \quad (5.20)$$

$$N_7 = N_6 + N_{11} \cdot \sin \beta_1 - N_{13} \cdot \sin \beta_2 . \quad (5.21)$$

$$N_{14} = \frac{1,5F - N_7 \cdot \operatorname{tg} \gamma}{\cos \beta_2 + \sin \beta_2 \cdot \operatorname{tg} \gamma} . \quad (5.22)$$

$$N_4 = - \frac{N_7 + N_{14} \cdot \sin \beta_2}{\cos \gamma} . \quad (5.23)$$

$$N_{16} = - \frac{N_4 \cdot \sin \gamma + 0,5 \cdot F}{\cos \beta_3}. \quad (5.24)$$

$$N_8 = - N_4 \cdot \cos \gamma - N_{16} \cdot \sin \beta_3. \quad (5.25)$$

Примечания.

1. Усилие $N_1 = 0$ при отсутствии опорных моментов.
2. $N_2 = N_3$; $N_4 = N_5$; $N_{12} = - F$; $N_{15} = - F$ из условий равновесия узлов.
3. Усилие N_9 на рассчитываемую отправочную марку фермы не действует.

Стропильная ферма пролетом $L = 36$ м

$$R = 5,5F. \quad (5.26)$$

$$N_{11} = - \frac{R}{\cos \beta_1}. \quad (5.27)$$

$$N_7 = R \cdot \operatorname{tg} \beta_1. \quad (5.28)$$

$$N_{12} = \frac{4,5F - N_7 \cdot \operatorname{tg} \gamma}{\cos \beta_1 + \sin \beta_1 \cdot \operatorname{tg} \alpha}. \quad (5.29)$$

$$N_2 = - \frac{N_7 + N_{12} \cdot \sin \beta_1}{\cos \gamma}. \quad (5.30)$$

$$N_{14} = - \frac{3,5F + N_2 \cdot \sin \gamma}{\cos \beta_2}. \quad (5.31)$$

$$N_8 = N_7 + N_{12} \cdot \sin \beta_1 - N_{14} \cdot \sin \beta_2. \quad (5.32)$$

$$N_{15} = \frac{2,5F - N_8 \cdot \operatorname{tg} \gamma}{\cos \beta_2 + \sin \beta_2 \cdot \operatorname{tg} \gamma}. \quad (5.33)$$

$$N_4 = - \frac{N_8 + N_{15} \cdot \sin \beta_2}{\cos \gamma}. \quad (5.34)$$

$$N_{17} = - \frac{1,5F + N_4 \cdot \sin \gamma}{\cos \beta_3}. \quad (5.35)$$

$$N_9 = -N_4 \cdot \cos \gamma - N_{17} \cdot \sin \beta_3. \quad (5.36)$$

$$N_{18} = -\frac{N_9 \cdot \operatorname{tg} \gamma - 0,5 \cdot F}{\cos \beta_3 + \sin \beta_3 \cdot \operatorname{tg} \gamma}. \quad (5.37)$$

$$N_{19} = -2 \cdot N_{18} \cdot \cos \beta_3. \quad (5.38)$$

$$N_6 = -\frac{N_{19} + F}{2 \cdot \sin \gamma}. \quad (5.39)$$

Примечания.

1. Усилие $N_1 = 0$ при отсутствии опорных моментов.
2. $N_2 = N_3$; $N_4 = N_5$; $N_{13} = -F$; $N_{16} = -F$ из условий равновесия узлов.
3. Усилие N_{10} на рассчитываемую отправочную марку фермы не действует.

5.3. Подбор сечений стержней ферм

Определение расчетных длин

Производится для сжатых элементов. Для элементов верхнего пояса и опорного раскоса, который рассматривается как продолжение верхнего пояса, $l_x = l_y = l$ (расчетные длины в плоскости и из плоскости фермы равны геометрической длине элемента). Исключением является расчетная длина $l_y = 2 \cdot l$ на подфонарном участке, если пролет фонаря равен 12 м. Для сжатых стоек и раскосов решетки, кроме опорного раскоса, $l_y = l$, а $l_x = \mu \cdot l$, где $\mu = 0,8$ – для составных тавровых сечений и $\mu = 0,9$ – для трубчатых элементов [1, табл. 11].

5.3.1. Подбор сечений поясов стропильной фермы

Можно рекомендовать следующие типы сечений поясов:

- 1) из широкополочных тавров;
- 2) прямоугольного (квадратного) сечения из гнуто-сварного профиля;
- 3) составного таврового сечения из двух прокатных (гнуемых) уголков.

Для стропильных ферм пролетом $L = 24$ и 30 м рекомендуется не производить изменения сечения верхнего и нижнего поясов на всем протяжении отправочной марки. В этом случае сечение подбирается по максимальному усилию в поясе фермы.

Для стропильных ферм пролетом $L = 36$ м изменение сечения выполняется в узлах, где перепады усилий значительны:

- 1) для верхнего пояса между третьей и четвертой панелями (прил. 9, рис. П.9.1);
- 2) для нижнего пояса между первой и второй панелями (прил. 9, рис. П.9.1).

Результаты последующих расчетов заносятся в таблицу (прил. 9, табл. П.9.2).

Площадь поперечного сечения верхнего сжатого пояса определяется по формуле для расчета центрально сжатых элементов

$$A_{f,mp} = \frac{N_f}{\varphi_{mp} \cdot R_y \cdot \gamma_c}, \quad (5.40)$$

где N_f – максимальное расчетное усилие в верхнем поясе либо его части (в случае изменения сечения);

$\varphi_{mp} = 0,7 \div 0,9$ коэффициент продольного изгиба.

По сортаменту ([4], либо прил. 12) подбирается прокатный профиль. Если сечение состоит из двух спаренных уголков, то отдельный уголок подбирается по площади, равной $0,5 \cdot A_{f,mp}$.

Проверка устойчивости выбранного сечения

$$\sigma = \frac{N_f}{\varphi_{min} \cdot A_f} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (5.41)$$

где $\varphi_{min} = f(\lambda)$ – коэффициент продольного изгиба, в плоскости или из плоскости фермы, имеющий меньшее значение, определяется по табл. П.3.2, прил. 3 либо по [1, табл. 72];

$\lambda_{max} = \frac{l_{ef}}{i_{min}}$ – максимальная гибкость;

l_{ef} – расчетная длина элемента;

i_{min} – минимальный радиус инерции сечения;

A_f – площадь верхнего пояса.

При неудовлетворении неравенства (5.41) необходимо подобрать профиль с большими геометрическими характеристиками.

Площадь поперечного сечения нижнего растянутого пояса определяется по формуле

$$A_{f,mp} = \frac{N_f}{R_y \cdot \gamma_c} . \quad (5.42)$$

Производится подбор сечения по сортаменту [4].
Проверка прочности подобранного сечения

$$\sigma_f = \frac{N_f}{A_f} \leq R_y \cdot \gamma_c . \quad (5.43)$$

5.3.2. Подбор сечений элементов решетки

Площадь поперечного сечения опорного раскоса определяется в соответствии с указаниями п. 5.3.1 по формуле (5.40), в числителе которой заменяется N_f на N_{op} .

Площади поперечных сечений сжатых элементов решетки (раскосов и стоек) подбираются по формуле

$$A_{p,mp} = \frac{N_p}{\varphi_{mp} \cdot R_y \cdot \gamma_c} , \quad (5.44)$$

где $\varphi_{mp} = 0,6 \div 0,8$ – коэффициент продольного изгиба.

По сортаменту [4] подбирается прокатный профиль.

Проверка устойчивости

$$\sigma_{p,max} = \frac{N_p}{\varphi_{min} \cdot A_p} \leq R_y \cdot \gamma_c , \quad (5.45)$$

где $\varphi_{min} = f(\lambda)$ – коэффициент продольного изгиба;

λ_{max} – гибкость стержня.

Площади поперечных сечений растянутых элементов решетки можно определить по формуле (5,42).

Подбор сечений элементов решетки по предельной гибкости

Поперечные сечения раскосов (стоек), расположенных в центральной части фермы и нагруженных сравнительно небольшими усилиями, следует подбирать по предельной гибкости [λ] [1, табл. 19]

$$i_{x,mp} = \frac{l_{efx}}{[\lambda]} \quad (5.46)$$

По требуемому радиусу инерции находится размер уголка и производится проверка устойчивости (для сжатых) или прочности (для растянутых) элементов.

5.3.3. Расчет сварных соединений элементов решетки стропильной фермы с фасонками

Задавшись катетом шва k_f в соответствии с указаниями [1, табл. 34], необходимо определить длину фланговых швов l_w , соединяющих элементы решетки с фасонками (стенками широкополочных тавров), по перу и обушку, преимущественно по металлу шва.

$$l_{wf}^{об} = \frac{N_w^{об}}{2 \cdot \beta_f \cdot K_f^{об} \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 \quad , \quad (5.47)$$

$$l_{wf}^{непа} = \frac{N_w^{непа}}{2 \cdot \beta_f \cdot K_f^{непа} \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} + 1 \quad , \quad (5.48)$$

где $N_w^{об} = \alpha_w \cdot N_p$ – часть расчетного усилия элемента, приходящаяся на шов по обушку;

$N_w^{непа} = (1 - \alpha_w) \cdot N_p$ – остальная часть расчетного усилия элемента, приходящаяся на шов по перу;

N_p – расчетное усилие в элементе решетки;

α_w – коэффициент, зависящий от типа уголка и его ориентации. Для равнополочных уголков $\alpha_w = 0,7$; неравнополочных уголков, приваренных к фасонке большими полками – $\alpha_w = 0,65$; меньшими – $\alpha_w = 0,75$.

Контрольные вопросы

1. Как определяются расчетные длины сжатых элементов стропильных ферм?
2. Как определяются усилия в элементах стропильных ферм?
3. В чем заключается различие при расчете сжатых и растянутых элементов стропильных ферм?
4. Как производится расчет узлов стропильных ферм?

6. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ПОДКРАНОВЫХ БАЛОК

В комплекс подкрановых конструкций входят подкрановые балки, тормозные балки (фермы), крепления балок к колоннам, крановые рельсы с креплениями их к подкрановым балкам и крановые упоры в торцах здания [4] (рис. 6.1).

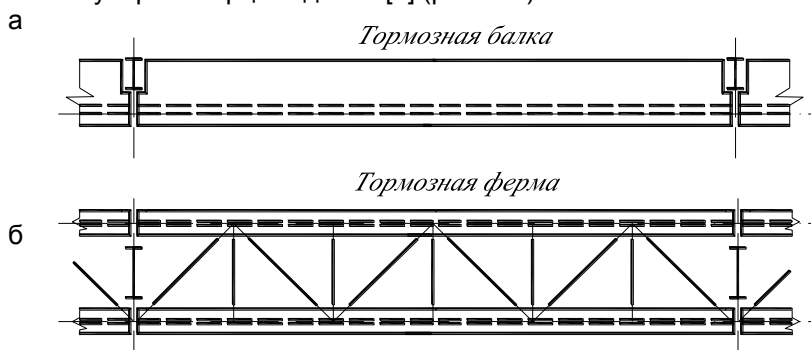


Рис. 6.1. Схемы расположения тормозных конструкций:
а – тормозной балки; б – тормозной фермы

Особенности работы подкрановых конструкций

1. Большие значения вертикальных крановых нагрузок.
2. Прил. нагрузки в виде подвижной сосредоточенной силы (давление колеса крана).
3. Прил. вертикальной нагрузки с эксцентриситетом, возникающим из-за смещения рельса с продольной оси балки.
4. Возникновение горизонтальных поперечных воздействий при движении крана, подъеме и перемещении груза вдоль моста крана.
5. Динамический (ударный) характер воздействий из-за перепада высот на стыках рельсов.

6. Неблагоприятные условия эксплуатации: воздействие высоких и низких температур, а также агрессивных сред.

Для обеспечения нормальных условий для эксплуатации к подкрановым конструкциям предъявляются требования повышенной надежности и долговечности.

Основной несущей конструкцией является подкрановая балка, которая может иметь различную конструктивную форму (рис. 6.2).

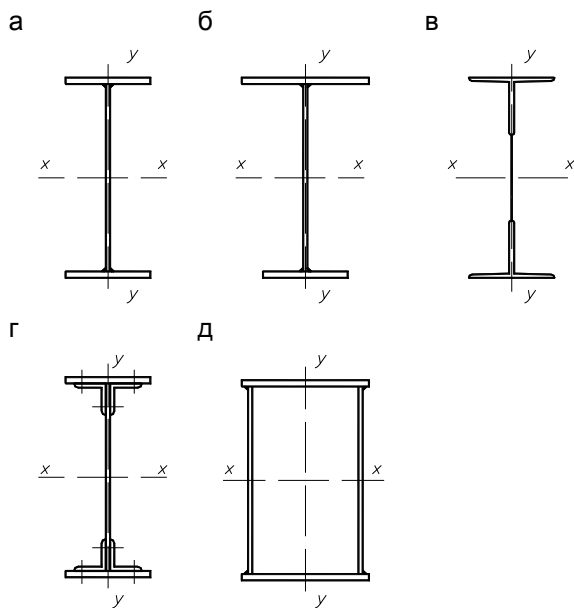


Рис. 6.2. Поперечные сечения подкрановых балок

Наибольшее распространение находят сварные двутавровые балки симметричного сечения (рис. 6.2, а), а также с развитым по ширине верхним поясом.

Для восприятия горизонтальных поперечных воздействий (рис. 6.3) служат тормозные балки, в состав которых входят: верхний пояс подкрановой балки, тормозной лист и окаймляющий швеллер (рис. 6.4). Сквозные тормозные балки (тормозные фермы) применяются при режиме работы мостовых кранов 7К, 8К, а также при грузоподъемности кранов $Q \geq 100$ т.

6.1. Определение расчетных усилий

Согласно указаниям норм [2], подкрановая балка загружается нагрузкой от двух максимально сближенных мостовых кранов, при этом грузы на крюках номинальные, а тележки вплотную приближены к данному ряду подкрановых балок (рис. 6.3).

Для определения максимальных изгибающих моментов в подкрановой балке, действующих в вертикальной и горизонтальной плоскостях, используется правило Винклера. Соответствующе-

щее этому правилу расположение колес мостовых кранов и линии влияния изгибающих моментов приведены в прил. 10.

Расчетный изгибающий момент от вертикальных давлений колес двух мостовых кранов

$$M_{max} = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot \psi \cdot k_{\delta} \cdot M_{max}^H, \quad (6.1)$$

где $\gamma_n = 0,95$ – коэффициент надежности по назначению [2];

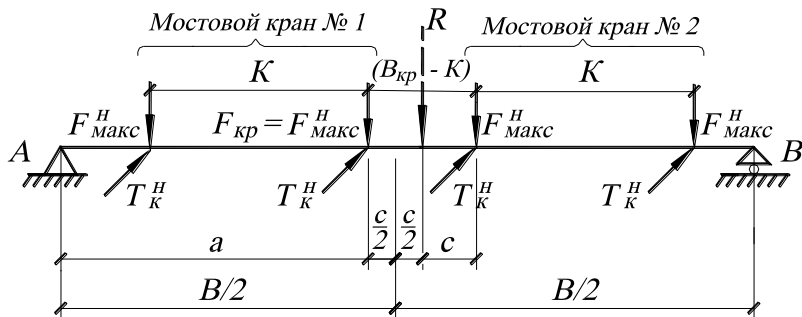
$\gamma_f = 1,1$ – коэффициент надежности по нагрузке [2 п. 4.8];

ψ – коэффициент сочетаний: для групп режимов работы кранов 1К-6К – $\psi = 0,85$, для групп режимов работы кранов 7К и 8К – $\psi = 0,95$ [2 п. 4.17];

k_{δ} – коэффициент динамичности, принимается в зависимости от шага колонн и режима работы мостовых кранов. При шаге колонн 6 и 12 м для группы режима работы мостовых кранов 8К $k_{\delta} = 1,2$, а для групп режимов работы мостовых кранов 6К и 7К $k_{\delta} = 1,1$, в остальных случаях коэффициент динамичности принимается равным 1 [2 п. 4.9];

M_{max}^H – нормативное значение максимального изгибающего момента при загрузении линии влияния изгибающего момента давлениями колес двух мостовых кранов. Схемы для определения M_{max}^H приведены в прил. 10.

а



6

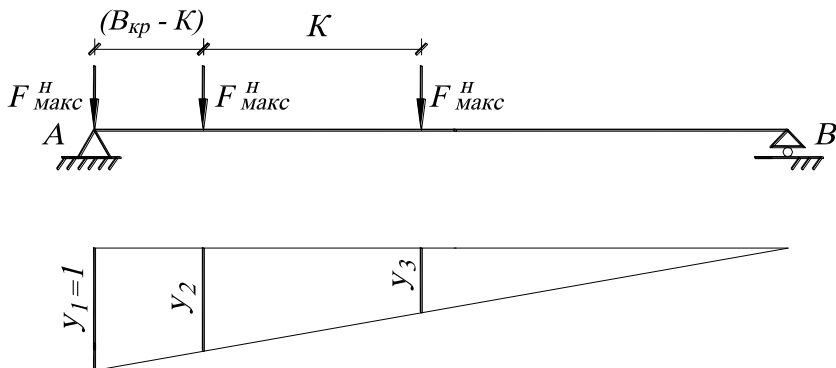


Рис. 6.3. Схемы загрузки подкрановой балки вертикальной крановой нагрузкой:

а – для определения максимальных изгибающих моментов M_{max} , M_T ;
 б – для определения максимальной поперечной силы Q

Расчетный изгибающий момент от действия тормозных сил тележек с грузами в горизонтальной плоскости определяется путем перерасчета, поскольку расположение колес сближенных мостовых кранов остается неизменным

$$M_T = \frac{M_{max} \cdot T_k^H}{F_{max}^H \cdot \alpha}, \quad (6.2)$$

где T_k^H – нормативная сила торможения, передаваемая колесом мостового крана на подкрановые конструкции (п. 3.3);

F_{max}^H – давление колеса на подкрановый рельс (прил. 5, табл. П.5.1 и П.5.2);

α – коэффициент, учитывающий влияние собственной массы подкрановых конструкций на значение максимального изгибающего момента; Его численные значения приведены в прил. 2, табл. П.2.4); в формуле (6.2) α исключается при горизонтальном направлении действия момента.

Для определения максимальной расчетной поперечной силы Q_{max} (на левой опоре) колеса сближенных мостовых кранов располагается, как показано на схеме рис. 6.3.

$$Q_{max} = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot \psi \cdot k_\delta \cdot F_{max}^H \cdot \sum y_i \cdot \alpha, \quad (6.3)$$

где $\sum y_i$ – сумма ординат линии влияния опорной реакции для левой опоры в предположении, что давления колес на подкрановый рельс у двух сближенных мостовых кранов одинаковы.

6.2. Определение высоты подкрановой балки, компоновка сечения

Поперечное сечение подкрановой и тормозной балок приведено на рис. 6.4. При компоновке определяются следующие размеры сечения:

- h – высота подкрановой балки;
- h_f – расстояние между центрами верхнего и нижнего поясов;
- h_w – высота стенки подкрановой балки;
- t_w – толщина стенки;
- t_f – толщина пояса;
- b_f – ширина пояса;
- h_c – номер (высота) окаймляющего швеллера;
- $t_{\text{т}}$ – толщина тормозного листа;
- $b_{\text{т}}$ – ширина тормозного листа.

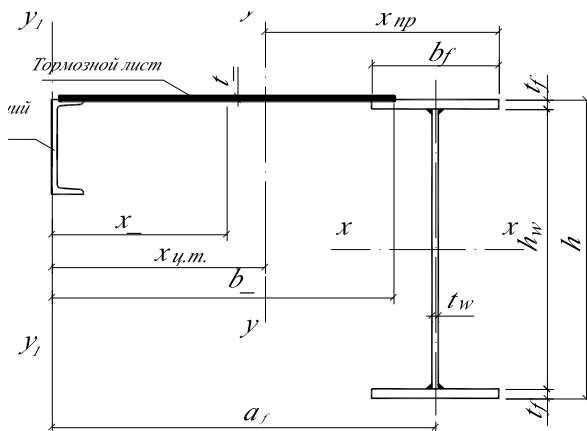


Рис. 6.4. Поперечное сечение подкрановой балки совместно с тормозной конструкцией

Определение высоты подкрановой балки

1. Из условия экономичности

$$h_{opt} = k \cdot \sqrt{\frac{W_{x,mp}}{t_w}}, \quad (6.4)$$

где $k = 1,15$ – конструктивный коэффициент;

$$W_{x,mp} = \frac{M_{max} \cdot \beta}{R_y \cdot \gamma_c}, \quad (6.5)$$

где $W_{x,mp}$ – требуемый момент сопротивления подкрановой балки;
 M_{max} – расчетный изгибающий максимальный момент от вертикальных давлений колес при учете двух мостовых кранов;

$\beta = 1,02 \div 1,05$ – коэффициент, учитывающий дополнительные напряжения вследствие закрепления верхнего пояса тормозным листом;

$t_w = 7 + \frac{3 \cdot h}{1000}$ – толщина стенки подкрановой балки, мм;

$h \sim 1/10 \cdot L_{пб}$ – ориентировочная высота подкрановой балки, мм;

$L_{пб} = B$ – пролет подкрановой балки.

2. Из условия жесткости

$$h_{min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{R_y \cdot \gamma_c \cdot L_{пб}}{E \cdot [f/l]} \cdot \frac{M_{max}^H}{M_{max}}, \quad (6.6)$$

где $[f/l]$ – предельное значение относительного прогиба,

$[f/l] = 1/400$ для режимов работы мостовых кранов 1К-6К;

$[f/l] = 1/500$ для режимов работы мостовых кранов 7К;

$[f/l] = 1/600$ для режимов работы мостовых кранов 8К;

M_{max}^H – максимальный нормативный изгибающий момент (от одного мостового крана), определенный по II группе предельных состояний;

M_{max} – максимальный расчетный изгибающий момент (от двух мостовых кранов), определенный по I группе предельных состояний.

По наибольшей из высот h_{opt} и h_{min} определяется требуемая высота подкрановой балки h_{mp} , после принятия размеров листов по сортаменту окончательно устанавливается высота подкрановой балки h (п. 1.2.2).

Проверка принятой толщины стенки t_w из условия работы на срез

$$t_w \geq t_{w,min} = \frac{3 \cdot Q_{max}}{2 \cdot h_w \cdot R_s \cdot \gamma_c}, \quad (6.5)$$

где R_s – расчетное сопротивление стали сдвигу [1, табл. 1].

Определяется ширина пояса b_f по методике, изложенной в п. 1.2.2. В отличие от главной балки, минимальная ширина верхнего пояса принимается равной 400 мм для возможности установки и закрепления на нем подкранового рельса.

Из условия обеспечения местной устойчивости пояса [1]

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq 0,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}. \quad (6.7)$$

6.3. Проверка прочности подкрановой конструкции

6.3.1. Геометрические характеристики подкрановой и тормозной балок

Момент инерции подкрановой балки относительно оси x-x

$$I_x = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + t_f \cdot b_f \cdot \frac{h_f^2}{2}. \quad (6.8)$$

Статический момент полусечения подкрановой балки относительно оси x-x

$$S_x = \frac{t_w \cdot h_w^2}{8} + t_f \cdot b_f \cdot \frac{h_f}{2}. \quad (6.9)$$

Определение положения центра тяжести тормозной балки

$$x_{um} = \frac{\sum S_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{t_f \cdot b_f \cdot a_f + t_- \cdot b_- \cdot a_-}{t_f \cdot b_f + t_- \cdot b_- + A_l}, \quad (6.10)$$

где $a_f = b_n - (2 + z_0)$ – расстояние от центра тяжести верхнего пояса до произвольной оси y_1-y_1 , совпадающее с осью окаймляющего швеллера, см;

b_n – ширина подкрановой части колонны;

$t_- = 6 \div 8$ мм – толщина тормозного листа;

$b_- = a_f - 0,5 \cdot b_f + 5$ – ширина тормозного листа, см;

$a_- = 0,5 \cdot b_-$ – расстояние от центра тяжести тормозного листа до произвольной оси y_1-y_1 (рис. 6.4);

A_f – площадь окаймляющего швеллера; при пролете подкрановой балки $L_{пб} = 6$ или 12 м со стойками фахверка применяется швеллер № 18, при $L_{пб} = 12$ м без фахверка стенового ограждения применяется швеллер № 30 [4].

Расстояние от центра тяжести тормозной балки до точки, испытывающей наибольшие сжимающие напряжения (рис. 6.4)

$$x_{np} = a_f - x_{ум} + \frac{b_f}{2}. \quad (6.11)$$

Момент инерции тормозной балки относительно оси $y-y$, проходящей через центр тяжести

$$I_y = \frac{t_f \cdot b_f^3}{12} + t_f \cdot b_f \cdot (a_f - x_{ум})^2 + \frac{t_- \cdot b_-^3}{12} + t_- \cdot b_- \cdot (x_{ум} - 0,5 \cdot b_-)^2 + I_{yI} + A_f \cdot x_{ум}^2, \quad (6.12)$$

где I_{yI} – момент инерции окаймляющего швеллера.

3.2. Проверка прочности

1. По нормальным напряжениям

$$\sigma = \sigma_{нб} + \sigma_{мб} = \frac{M_{\max} \cdot 0,5 \cdot h}{I_x} + \frac{M_T \cdot x_{np}}{I_y} \leq R_y \cdot \gamma_c. \quad (6.13)$$

2. По касательным напряжениям

$$\tau = \frac{Q_{max} \cdot S_x}{t_w \cdot I_x} \leq R_s \cdot \gamma_c. \quad (6.14)$$

6.3.3. Проверка общей устойчивости подкрановой балки

Проверка не производится, так как осуществляется непрерывное закрепление тормозного листа к верхнему поясу подкрановой балки сварными швами [1 п. 5.16].

6.4. Проверка местной устойчивости стенки подкрановой балки

В отличие от главной балки балочной клетки стенка подкрановой балки испытывает местные сжимающие напряжения в результате перемещения колес мостовых кранов по подкрановым рельсам. Стенка подкрановой балки также укрепляется парными поперечными ребрами жесткости, максимальное расстояние между которыми не должно превышать $2 \cdot h_w$, обычно $a_{рж} = 1; 1,5; 2$ м.

Размеры ребер жесткости принимаются аналогично, как и для укрепления стенок главных балок (п. 1.2.4).

Месторасположение "опасного" сечения определяется аналогично, как и для отсеков главных балок. Дополнительно следует расположить над "опасным" сечением ближайшее колесо мостового крана.

Местная устойчивость стенки подкрановой балки будет обеспечена при выполнении условия (случай $\sigma_{loc} \neq 0$) [1]

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq \gamma_c, \quad (6.15)$$

где $\gamma_c = 1,0$ – коэффициент условий работы.

Нормальное напряжение в "опасном" сечении отсека

$$\sigma = \frac{M_x \cdot h_w}{2 \cdot I_x}, \quad (6.16)$$

где M_x – расчетный изгибающий момент, который определяется по общим правилам строительной механики.

Усредненные касательные напряжения в "опасном" сечении отсека

$$\tau = \frac{Q_x}{t_w \cdot h_w}, \quad (6.17)$$

где Q_x – расчетная поперечная сила (в том же сечении, что и M_x).
Местные сжимающие напряжения в стенке подкрановой балки

$$\sigma_{loc} = \frac{\gamma_{f1} \cdot \gamma_f \cdot F_{max}^H}{t_w \cdot l_{ef}} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (6.18)$$

где γ_{f1} – коэффициент увеличения вертикальной сосредоточенной силы на отдельное колесо мостового крана [2]; при проверке местной устойчивости стенок балок значение дополнительного коэффициента следует принимать равным 1,1 [1 п. 13.34];

γ_c – коэффициент надежности по нагрузке [2];

F_{max}^H – давление колеса на крановый рельс [4] или прил. 5, табл. П.5.1 и П.5.2;

$l_{ef} = c \cdot 3 \sqrt{\frac{I_{p,f}}{t_w}}$ – условная длина распространения местных

сжимающих напряжений;

c – коэффициент, принимаемый для сварных балок равным 3,25;

$I_{p,f} = I_p + I_f$ – сумма собственных моментов инерции кранового рельса I_p (прил. 2, табл. П.2.2) и верхнего пояса подкрановой балки I_f .

Критическое нормальное напряжение

$$\sigma_{cr} = \frac{c_2 \cdot R_y}{\lambda_w^2} \quad \text{при} \quad \frac{a}{h_w} > 0,8, \quad (6.19)$$

где c_2 – коэффициент, принимаемый по [1, табл. 25];

$\lambda_w = \frac{h_w}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ – условная гибкость стенки.

Критические, местные нормальные напряжения

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 \cdot R_y}{\lambda_a^2}, \quad (6.20)$$

где c_1 – коэффициент, принимаемый для сварных балок по [1, табл. 23];

$$\bar{\lambda}_a = \frac{a}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} - \text{условная гибкость стенки (в продольном направлении отсека).}$$

Критическое касательное напряжение

$$\tau_{cr} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2}\right) \cdot \frac{R_s}{\lambda_{ef}^2}, \quad (6.21)$$

где μ – отношение большей стороны отсека (h_w или a) к меньшей d ;

$$\bar{\lambda}_{ef} = \frac{d}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} - \text{условная приведенная гибкость.}$$

6.5. Расчет деталей подкрановой балки

6.5.1. Расчет соединений поясов подкрановой балки со стенкой

Требуемая величина катета шва k_f , соединяющего пояс со стенкой, определяется из условия

$$k_f \geq \frac{I}{2 \cdot \beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} \cdot \sqrt{\left(\frac{Q_{max} \cdot S_f}{I_x}\right)^2 + \left(\frac{\gamma_f \cdot F_{max}^H}{l_{ef}}\right)^2}, \quad (6.22)$$

где $S_f = t_f \cdot b_f \cdot \frac{h_f}{2}$ – статический момент пояса относительно оси x-x.

6.5.2. Проверка опорной части балки

Для подкрановой балки принимается выступающее опорное ребро ($a = 15 \div 20$ мм) (рис. 1.4). Сечение опорного ребра можно принимать таким же, как и сечение пояса.

6.5.3. Проверка на смятие опорного ребра

$$\sigma_p = \frac{Q_{max}}{t_p \cdot b_p} \leq R_p, \quad (6.23)$$

где Q_{max} – определено по формуле (6.3);
 t_p, b_p – ширина и толщина опорного ребра (рис. 1.4);
 R_p – расчетное сопротивление смятию торцевой поверхности [1, табл. 51*]; $R_p = R_u$ [1, табл. 1];

6.5.4. Проверка на устойчивость опорной части

При проверке на устойчивость кроме опорного ребра включается дополнительно часть стенки подкрановой балки (рис. 1.4). Потеря устойчивости может произойти относительно оси x-x.

$$\sigma_x = \frac{Q_{max}}{\varphi_x \cdot A_{оп.ч}} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (6.24)$$

где $A_{оп.ч} = t_p \cdot b_p + 0,65 \cdot t_w^2 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ – площадь опорной части;

φ_x – коэффициент продольного изгиба при центральном сжатии, определяется в зависимости от гибкости [1, табл. 72] либо (прил. 3, табл. П.3.6);

$$\lambda_x = \frac{h_w}{\sqrt{I_y / A_{оп.ч}}};$$

$$I_y = \frac{I}{12} \cdot (0,65 \cdot t_w^4 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} + t_p \cdot b_p^3); \quad (6.25)$$

h_w – высота Т-образной стойки.

Контрольные вопросы

1. Как определяются внутренние усилия в подкрановой балке?
 2. Чем отличаются тормозные фермы от тормозных балок?
 3. В чем заключается отличие в работе и расчете подкрановых балок от главных балок балочных клеток?
 4. В каких сечениях выполняется проверка местной устойчивости стенки подкрановых балок?
- .

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции. Нормы проектирования. – М.: ФГУП ЦПП, 2006.
2. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. 2004.
3. Металлические конструкции.: Учебник для студентов высших учебных заведений, под ред. Ю.И. Кудишина. – 8-е изд., перераб. и дополненное. - М.: Издательский центр «Академия», 2006. – 688 с.
4. Металлические конструкции.: Учебник для строительных вузов В 3 т./ В.В. Горев, Б.Ю. Уваров, В.В. Филлипов, Г.И. Белый и др., под ред. В.В. Горева. – М.: Высш. шк., 1999. – 528 с.
5. СП 53-102-2004. Общие правила проектирования стальных конструкций. Свод правил по проектированию и строительству. - М., 2005.
6. Еремин К.И., Ницета С.А., Пухова О.Н. Металлические конструкции. Общий курс: Учебник для студентов строительных специальностей. - Магнитогорск, 2004.
7. Интернет ресурс <http://www.dwg.ru>.
8. Интернет ресурс <http://www.wikipedia.org>.

ПРИЛОЖЕНИЕ

Магнитогорский государственный технический университет
им. Г. И. Носова
Кафедра строительных конструкций

ЗАДАНИЕ

на выполнение курсовой работы по дисциплине
«Металлические конструкции, включая сварку»

Студенту _____ группы _____

Запроектировать балочную клетку нормального типа

ДАнные для проектирования

1. Пролет главной балки (м) $l_1 = 9, 10, 12, 14, 15, 16, 18$.
2. Пролет прокатной балки настила (м) $l_2 = 4, 5, 6, 7, 8$.
3. Шаг прокатных балок настила (м) $a = 1.5, 2, 2.5, 3$.
4. Отметка верха настила (м) $h = 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12$.
5. Постоянная нормативная нагрузка на перекрытие (кг/м^2) $g_n = 50, 100, 150, 200, 250$.
6. Временная нормативная нагрузка на перекрытие (кг/м^2) $p_n = 1500, 1600, 1700, 1800, 1900, 2000, 2100, 2200, 2300, 2400, 2500$.
7. Сопряжение прокатных балок настила с главной балкой: этажное, в одном уровне.
8. Сопряжение главной балки с колонной: сбоку, сверху.
9. Сечение колонны: прокатный широкополочный двутавр, составной двутавр из трех листов, сквозное из двух швеллеров, сквозное из двух двутавров.
10. Материал конструкций балочной клетки – согласно СНиП II-23-81*.
11. Класс бетона фундамента: В10; В12,5; В15.

Дата выдачи курсовой работы _____ Защита _____

Руководитель _____

Справочная литература приведена в библиографическом списке

Магнитогорский государственный технический университет
им. Г. И. Носова
Кафедра строительных конструкций

ЗАДАНИЕ
на выполнение курсового проекта по дисциплине
«Металлические конструкции, включая сварку»

Студенту _____ группы _____

Запроектировать каркас одноэтажного производственного здания

ДАнные для проектирования

1. Пролет поперечной рамы (м) L : 24, 30, 36.
2. Продольный шаг колонн (м) B : 6, 12.
3. Длина цеха (м) l : 120.
4. Отметка головки подкранового рельса (м) h : 8, 9, 10, 11, 12.
5. Краны мостовые электрические грузоподъемностью (т) Q : 10, 12.5, 16, 16/3.2, 20/5, 32/5, 50/10, 50/12.5.
6. Режим работы кранов: 4К, 5К, 6К, 7К.
7. Узловое сопряжение ригеля с колонной: жесткое, шарнирное.
8. Высота ригеля на опоре (мм): 2250, 3150.
9. Уклон кровли: 1:8, 1:12, 1.5%.
10. Система покрытия: беспрогонная, прогонная.
11. Материал элементов каркаса - согласно СНиП II-23-81*.
12. Класс бетона фундамента: В10; В12,5; В15.
13. Снеговой район _____
14. Здание отапливаемое, неотапливаемое.

Дата выдачи курсового проекта _____ Защита _____

Руководитель _____

Справочная литература приведена в библиографическом списке

Таблица П.2.1

Сталь прокатная

Толщина листов, мм	Ширина листов, мм	Длина листов, мм
Прокатная толстолистовая (выборка из ГОСТ 19903-74)		
6	1250, 1400, 1500 1600, 1800	2800, 3500, 4500, 5000 5500, 6000, 7000
8	1250, 1400, 1500 1600, 1800, 2000	2800, 3500, 4500, 5000 5500, 6000, 7000
9, 10	1250, 1400, 1500, 1600 1800, 2000, 2200	2800, 3500, 4500, 5000 5500, 6000, 7000
12, 14, 16, 18 20, 22, 25 28, 30, 32	1400, 1500, 1600 1800, 2000, 2200	4500, 5000, 6000 7000, 8000
36, 40	1500, 1600, 1800 2000, 2200, 2500	4500, 5000, 5500 6000, 7000, 8000
Универсальная (по ГОСТ 82-70)		
6, 7, 8, 9 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40	200, 210, 220, 240, 250 260, 280, 300, 320, 340 360, 380, 400, 420, 450, 460, 480, 500, 520, 550, 560, 600, 630, 650, 670, 700, 750, 800, 850, 900, 950, 1000, 1050	5000-18000

Таблица П.2.2

Основные характеристики крановых рельсов (ГОСТ 4121)

Рельсы крановые	Площадь сечения A , см ²	Момент инерции, см ⁴		Высота рельса H_p , мм	Масса m , кг/м
		I_x	I_y		
КР70	67,2	1083,3	319,7	120	52,77
КР80	81,8	1523,7	468,6	130	64,24
КР100	113,4	2805,9	919,6	150	89,05
КР120	150,7	4794,2	1672,0	170	118,29
КР140	187,2	5528,3	2609,7	170	146,98

Таблица П.2.3

Площади сечения болтов СТ СЭВ 180 (181, 182)-75

Наружный диаметр болта d , мм	Площадь сечения болта, см ²		Наружный диаметр болта d , мм	Площадь сечения болта A_{bn} , см ²
	A_b	A_{bn}		
20	3,14	2,45	56	18,74
24	4,52	3,52	64	25,12
30	7,06	5,60	72	32,3
36	10,17	8,16	80	40,97
42	13,85	11,20	90	53,68
48	11,20	14,72	100	67,32

Таблица П.2.4

Коэффициент α , учитывающий собственную массу балки составного сечения

Пролет главной балки l , м	10	12	14	16	18
Коэффициент α	1,02	1,03	1,04	1,05	1,06

Таблица П.2.5

Соотношения между некоторыми единицами физических величин и единицами СИ

Наименование величины	Соотношение единиц
Сила, нагрузка, вес	1 кгс = 10 Н 1 тс = 10 ⁴ Н = 10 кН
Линейная нагрузка	1 кгс/м = 10 Н/м ²
Поверхностная нагрузка	1 гкс/м ² = 10 Н/м ²
Давление	1 кгс/см ² = 10 ⁵ Па = 0,1 МПа
Механическое напряжение	1 кгс/мм ² = 10 ⁷ Па = 10 МПа
Модуль продольной упругости, модуль сдвига, модуль объемного сжатия	1 кгс/см ² = 10 ⁵ Па = 0,1 МПа
Момент силы, момент пары сил	1 кгсм = 10Нм

Таблица П.3.1

Коэффициенты φ продольного изгиба центрально-сжатых элементов

Гибкость λ	Коэффициенты φ для элементов из стали с расчетным сопротивлением R_y , МПа (кгс/см ²)				
	200 (2050)	240 (2450)	280 (2850)	320 (3250)	360 (3650)
10	988	987	985	984	983
20	967	962	959	955	952
30	939	931	924	917	911
40	906	894	883	873	863
50	869	852	836	822	809
60	827	805	785	766	749
70	782	754	724	687	654
80	734	686	641	602	566
90	665	612	565	522	483
100	599	542	493	448	408
110	537	478	427	381	338
120	479	419	366	321	287
130	425	364	313	276	247
140	376	315	272	240	215
150	328	276	239	211	189

Таблица П.3.2

Для стали с расчётным сопротивлении $R_y=2350$ кгс/см² и $R_y=2450$ кгс/см²

Гибкость λ	Коэффициент ϕ		Гибкость λ	Коэффициент ϕ	
	$R_y=2350$	$R_y=2450$		$R_y=2350$	$R_y=2450$
0	1000				
0,1	999				
0,2	998				
0,3	997				
0,4	996				
0,5	995				
0,6	994				
0,7	993				
0,8	992				
0,9	991				
λ	$\phi(2350)$	$\phi(2450)$	λ	$\phi(2350)$	$\phi(2450)$
10	987	987	11,5	984	984
10,1	987	987	11,6	983	983
10,2	987	987	11,7	983	983
10,3	986	986	11,8	983	983
10,4	986	986	11,9	982	982
10,5	986	986	12	982	982
10,6	986	986	12,1	982	982
10,7	986	986	12,2	982	982
10,8	985	985	12,3	981	981
10,9	985	985	12,4	981	981
11	985	985	12,5	981	981
11,1	985	985	12,6	981	981
11,2	984	984	12,7	981	981
11,3	984	984	12,8	980	980
11,4	984	984	12,9	980	980

Продолжение табл. П.3.2

λ	$\varphi(2350)$	$\varphi(2450)$	λ	$\varphi(2350)$	$\varphi(2450)$
13	980	980	16	973	972
13,1	980	980	16,1	973	972
13,2	979	979	16,2	972	972
13,3	979	979	16,3	972	971
13,4	979	979	16,4	972	971
13,5	979	979	16,5	972	971
13,6	978	978	16,6	971	971
13,7	978	978	16,7	971	971
13,8	978	978	16,8	971	970
13,9	977	977	16,9	970	970
14	977	977	17	970	970
14,1	977	977	17,1	970	970
14,2	977	977	17,2	970	969
14,3	976	976	17,3	969	969
14,4	976	976	17,4	969	969
14,5	976	976	17,5	969	969
14,6	976	976	17,6	969	968
14,7	976	976	17,7	969	968
14,8	975	975	17,8	968	968
14,9	975	975	17,9	968	967
15	975	975	18	968	967
15,1	975	975	18,1	968	967
15,2	975	974	18,2	967	967
15,3	974	974	18,3	967	966
15,4	974	974	18,4	967	966
15,5	974	974	18,5	967	966
15,6	974	973	18,6	966	966
15,7	974	973	18,7	966	966
15,8	973	973	18,8	966	965
15,9	973	972	18,9	965	965

Продолжение табл. П.3.2

λ	$\varphi(2350)$	$\varphi(2450)$	λ	$\varphi(2350)$	$\varphi(2450)$
19	965	965	22	957	956
19,1	965	965	22,1	957	956
19,2	965	964	22,2	956	955
19,3	964	964	22,3	956	955
19,4	964	964	22,4	956	955
19,5	964	964	22,5	956	955
19,6	964	963	22,6	955	954
19,7	964	963	22,7	955	954
19,8	963	963	22,8	955	954
19,9	963	962	22,9	954	953
20	963	962	23	954	953
20,1	963	962	23,1	954	953
20,2	962	961	23,2	953	952
20,3	962	961	23,3	953	952
20,4	962	961	23,4	953	952
20,5	962	961	23,5	953	952
20,6	961	960	23,6	952	951
20,7	961	960	23,7	952	951
20,8	961	960	23,8	952	951
20,9	960	959	23,9	951	950
21	960	959	24	951	950
21,1	960	959	24,1	951	950
21,2	959	958	24,2	950	949
21,3	959	958	24,3	950	949
21,4	959	958	24,4	950	949
21,5	959	958	24,5	950	949
21,6	958	957	24,6	949	948
21,7	958	957	24,7	949	948
21,8	958	957	24,8	949	948
21,9	957	956	24,9	948	947

Продолжение табл. П.3.2

λ	$\phi(2350)$	$\phi(2450)$	λ	$\phi(2350)$	$\phi(2450)$
25	948	947	28	939	937
25,1	948	947	28,1	939	937
25,2	947	946	28,2	938	936
25,3	947	946	28,3	938	936
25,4	947	945	28,4	938	936
25,5	947	945	28,5	938	936
25,6	946	945	28,6	937	935
25,7	946	944	28,7	937	935
25,8	946	944	28,8	937	935
25,9	945	943	28,9	936	934
26	945	943	29	936	934
26,1	945	943	29,1	936	934
26,2	944	942	29,2	935	933
26,3	944	942	29,3	935	933
26,4	944	942	29,4	935	933
26,5	944	942	29,5	935	933
26,6	943	941	29,6	934	932
26,7	943	941	29,7	934	932
26,8	943	941	29,8	934	932
26,9	942	940	29,9	933	931
27	942	940	30	933	931
27,1	942	940	30,1	933	931
27,2	941	939	30,2	932	930
27,3	941	939	30,3	932	930
27,4	941	939	30,4	932	929
27,5	941	939	30,5	932	929
27,6	940	938	30,6	931	929
27,7	940	938	30,7	931	928
27,8	940	938	30,8	931	928
27,9	939	937	30,9	930	927

Продолжение табл. П.3.2

λ	$\varphi(2350)$	$\varphi(2450)$	λ	$\varphi(2350)$	$\varphi(2450)$
31	930	927	34	919	916
31,1	930	927	34,1	919	916
31,2	929	926	34,2	918	915
31,3	929	926	34,3	918	915
31,4	928	926	34,4	917	915
31,5	928	926	34,5	917	915
31,6	928	925	34,6	917	914
31,7	927	925	34,7	916	914
31,8	927	925	34,8	916	914
31,9	926	924	34,9	915	913
32	926	924	35	915	913
32,1	926	924	35,1	915	913
32,2	925	923	35,2	914	912
32,3	925	923	35,3	914	912
32,4	924	922	35,4	913	911
32,5	924	922	35,5	913	911
32,6	924	922	35,6	913	911
32,7	923	921	35,7	912	910
32,8	923	921	35,8	912	910
32,9	922	920	35,9	911	909
33	922	920	36	911	909
33,1	922	920	36,1	911	909
33,2	921	919	36,2	910	908
33,3	921	919	36,3	910	908
33,4	921	918	36,4	910	907
33,5	921	918	36,5	910	907
33,6	920	918	36,6	909	907
33,7	920	917	36,7	909	906
33,8	920	917	36,8	909	906
33,9	919	916	36,9	908	905

Продолжение табл. П.3.2

λ	$\varphi(2350)$	$\varphi(2450)$	λ	$\varphi(2350)$	$\varphi(2450)$
37	908	905	40	897	894
37,1	908	905	40,1	897	894
37,2	907	904	40,2	896	893
37,3	907	904	40,3	896	893
37,4	906	903	40,4	895	892
37,5	906	903	40,5	895	892
37,6	906	903	40,6	895	892
37,7	905	902	40,7	894	891
37,8	905	902	40,8	894	891
37,9	904	901	40,9	893	890
38	904	901	41	893	890
38,1	904	901	41,1	893	890
38,2	903	900	41,2	892	889
38,3	903	900	41,3	892	889
38,4	903	900	41,4	891	888
38,5	903	900	41,5	891	888
38,6	902	899	41,6	891	888
38,7	902	899	41,7	890	887
38,8	902	899	41,8	890	887
38,9	901	898	41,9	889	886
39	901	898	42	889	886
39,1	901	898	42,1	889	886
39,2	900	897	42,2	888	885
39,3	900	897	42,3	888	885
39,4	899	896	42,4	887	884
39,5	899	896	42,5	887	884
39,6	899	896	42,6	887	883
39,7	898	895	42,7	886	883
39,8	898	895	42,8	886	882
39,9	897	894	42,9	885	882

Продолжение табл. П.3.2

λ	$\varphi(2350)$	$\varphi(2450)$	λ	$\varphi(2350)$	$\varphi(2450)$
43	885	881	46	873	869
43,1	885	881	46,1	873	869
43,2	884	880	46,2	872	868
43,3	884	880	46,3	872	868
43,4	883	879	46,4	871	867
43,5	883	879	46,5	871	867
43,6	883	879	46,6	871	867
43,7	882	878	46,7	870	866
43,8	882	878	46,8	870	866
43,9	881	877	46,9	869	865
44	881	877	47	869	865
44,1	881	877	47,1	869	865
44,2	880	876	47,2	868	864
44,3	880	876	47,3	868	864
44,4	879	875	47,4	867	863
44,5	879	875	47,5	867	863
44,6	879	875	47,6	866	862
44,7	878	874	47,7	866	862
44,8	878	874	47,8	865	861
44,9	877	873	47,9	865	861
45	877	873	48	864	860
45,1	877	873	48,1	864	860
45,2	876	872	48,2	864	859
45,3	876	872	48,3	863	859
45,4	875	871	48,4	962	858
45,5	875	871	48,5	962	858
45,6	875	871	48,6	862	858
45,7	874	870	48,7	861	857
45,8	874	870	48,8	861	857
45,9	873	869	48,9	860	856

Продолжение табл. П.3.2

λ	$\varphi(2350)$	$\varphi(2450)$	λ	$\varphi(2350)$	$\varphi(2450)$
49	860	856	52	847	843
49,1	860	856	52,1	847	843
49,2	859	855	52,2	846	842
49,3	859	855	52,3	846	842
49,4	858	854	52,4	845	841
49,5	858	854	52,5	845	841
49,6	858	854	52,6	845	840
49,7	857	853	52,7	844	840
49,8	857	853	52,8	844	839
49,9	856	852	52,9	843	839
50	856	852	53	843	838
50,1	856	852	53,1	843	838
50,2	855	851	53,2	842	837
50,3	855	851	53,3	842	837
50,4	854	850	53,4	841	836
50,5	854	850	53,5	841	836
50,6	854	849	53,6	840	835
50,7	853	849	53,7	840	835
50,8	853	848	53,8	839	834
50,9	852	848	53,9	839	834
51	852	847	54	838	833
51,1	852	847	54,1	838	833
51,2	851	846	54,2	837	832
51,3	851	846	54,3	837	832
51,4	850	845	54,4	836	831
51,5	850	845	54,5	836	831
51,6	849	845	54,6	835	831
51,7	849	844	54,7	835	830
51,8	848	844	54,8	834	830
51,9	848	843	54,9	834	829

Продолжение табл. П.3.2

λ	$\varphi(2350)$	$\varphi(2450)$	λ	$\varphi(2350)$	$\varphi(2450)$
55	833	829	58	820	814
55,1	833	829	58,1	820	814
55,2	832	828	58,2	819	813
55,3	832	828	58,3	819	813
55,4	831	827	58,4	818	812
55,5	831	827	58,5	818	812
55,6	831	826	58,6	817	812
55,7	830	826	58,7	817	811
55,8	830	825	58,8	816	811
55,9	829	825	58,9	816	810
56	829	824	59	815	810
56,1	829	824	59,1	815	810
56,2	828	823	59,2	814	809
56,3	828	823	59,3	814	809
56,4	827	822	59,4	813	808
56,5	827	822	59,5	813	808
56,6	826	821	59,6	813	807
56,7	826	821	59,7	812	807
56,8	825	820	59,8	812	806
56,9	825	820	59,9	811	806
57	824	819	60	811	805
57,1	824	819	60,1	811	805
57,2	823	818	60,2	810	804
57,3	823	818	60,3	810	804
57,4	822	817	60,4	809	803
57,5	822	817	60,5	809	803
57,6	822	816	60,6	808	802
57,7	821	816	60,7	808	802
57,8	821	815	60,8	807	801
57,9	820	815	60,9	807	801

Продолжение табл. П.3.2

λ	$\varphi(2350)$	$\varphi(2450)$	λ	$\varphi(2350)$	$\varphi(2450)$
61	806	800	64	791	785
61,1	806	800	64,1	791	785
61,2	805	799	64,2	790	784
61,3	805	799	64,3	790	784
61,4	804	798	64,4	789	783
61,5	804	798	64,5	789	783
61,6	803	797	64,6	788	782
61,7	803	797	64,7	788	782
61,8	802	796	64,8	787	781
61,9	802	796	64,9	787	781
62	801	795	65	786	780
62,1	801	795	65,1	786	779
62,2	800	794	65,2	785	779
62,3	800	794	65,3	785	778
62,4	799	793	65,4	784	778
62,5	799	793	65,5	784	777
62,6	798	792	65,6	783	776
62,7	798	792	65,7	783	776
62,8	797	791	65,8	782	775
62,9	797	791	65,9	782	775
63	796	790	66	781	774
63,1	796	790	66,1	781	774
63,2	795	789	66,2	780	773
63,3	795	789	66,3	780	773
63,4	794	788	66,4	779	772
63,5	794	788	66,5	779	772
63,6	793	787	66,6	778	771
63,7	793	787	66,7	778	770
63,8	792	786	66,8	777	770
63,9	792	786	66,9	777	769

Продолжение табл. П.3.2

λ	$\varphi(2350)$	$\varphi(2450)$	λ	$\varphi(2350)$	$\varphi(2450)$
67	776	769	70	761	754
67,1	776	768	70,1	760	753
67,2	775	768	70,2	760	753
67,3	775	767	70,3	759	752
67,4	774	767	70,4	759	751
67,5	774	766	70,5	758	751
67,6	773	766	70,6	757	750
67,7	773	765	70,7	757	749
67,8	772	765	70,8	756	748
67,9	772	764	70,9	756	748
68	771	764	71	755	747
68,1	771	763	71,1	754	746
68,2	770	763	71,2	754	746
68,3	770	762	71,3	753	745
68,4	769	762	71,4	752	744
68,5	769	761	71,5	752	744
68,6	768	761	71,6	751	743
68,7	768	760	71,7	750	742
68,8	767	760	71,8	749	741
68,9	767	759	71,9	749	741
69	766	759	72	748	740
69,1	766	759	72,1	747	739
69,2	765	758	72,2	747	739
69,3	765	758	72,3	746	738
69,4	764	757	72,4	746	737
69,5	764	757	72,5	745	737
69,6	763	756	72,6	744	736
69,7	763	756	72,7	744	735
69,8	762	755	72,8	743	734
69,9	762	755	72,9	743	734

Продолжение табл. П.3.2

λ	$\varphi(2350)$	$\varphi(2450)$	λ	$\varphi(2350)$	$\varphi(2450)$
73	742	733	76	723	713
73,1	741	732	76,1	722	712
73,2	741	732	76,2	722	712
73,3	740	731	76,3	721	711
73,4	740	731	76,4	721	710
73,5	739	730	76,5	720	710
73,6	738	729	76,6	719	709
73,7	738	729	76,7	719	708
73,8	737	728	76,8	718	707
73,9	737	728	76,9	718	707
74	736	727	77	717	706
74,1	735	726	77,1	716	705
74,2	735	726	77,2	716	705
74,3	734	725	77,3	715	704
74,4	734	724	77,4	715	704
74,5	733	724	77,5	714	703
74,6	732	723	77,6	713	702
74,7	732	722	77,7	713	702
74,8	731	721	77,8	712	701
74,9	731	721	77,9	712	701
75	730	720	78	711	700
75,1	729	719	78,1	710	699
75,2	729	719	78,2	710	699
75,3	728	718	78,3	709	698
75,4	727	717	78,4	708	697
75,5	727	717	78,5	708	697
75,6	726	716	78,6	707	696
75,7	725	715	78,7	706	695
75,8	724	714	78,8	705	694
75,9	724	714	78,9	705	694

Продолжение табл. П.3.2

λ	$\varphi(2350)$	$\varphi(2450)$	λ	$\varphi(2350)$	$\varphi(2450)$
79	704	693	82	683	671
79,1	703	692	82,1	682	670
79,2	703	692	82,2	682	670
79,3	702	691	82,3	681	669
79,4	702	690	82,4	680	668
79,5	701	690	82,5	680	668
79,6	700	689	82,6	679	667
79,7	700	688	82,7	678	666
79,8	699	687	82,8	677	665
79,9	699	687	82,9	677	665
80	698	686	83	676	664
80,1	697	685	83,1	675	663
80,2	697	685	83,2	675	662
80,3	696	684	83,3	674	662
80,4	695	683	83,4	673	661
80,5	695	683	83,5	673	660
80,6	694	682	83,6	672	659
80,7	693	681	83,7	671	658
80,8	692	680	83,8	670	658
80,9	692	680	83,9	670	657
81	691	679	84	669	656
81,1	690	678	84,1	668	655
81,2	689	677	84,2	668	655
81,3	689	677	84,3	667	654
81,4	688	676	84,4	666	653
81,5	687	675	84,5	666	653
81,6	686	674	84,6	665	652
81,7	685	673	84,7	664	651
81,8	685	673	84,8	663	650
81,9	684	672	84,9	663	650

Продолжение табл. П.3.2

λ	$\varphi(2350)$	$\varphi(2450)$	λ	$\varphi(2350)$	$\varphi(2450)$
85	662	649	88	640	627
85,1	661	648	88,1	639	626
85,2	660	648	88,2	639	625
85,3	660	647	88,3	638	625
85,4	659	646	88,4	637	624
85,5	658	646	88,5	637	623
85,6	657	645	88,6	636	622
85,7	656	644	88,7	635	621
85,8	656	643	88,8	634	621
85,9	655	643	88,9	634	620
86	654	642	89	633	619
86,1	653	641	89,1	632	618
86,2	653	640	89,2	631	618
86,3	652	640	89,3	631	617
86,4	651	639	89,4	630	616
86,5	651	638	89,5	629	616
86,6	650	637	89,6	628	615
86,7	649	636	89,7	627	614
86,8	648	636	89,8	627	613
86,9	648	635	89,9	626	613
87	647	634	90	625	612
87,1	646	633	90,1	624	611
87,2	646	633	90,2	624	611
87,3	645	632	90,3	623	610
87,4	644	631	90,4	622	609
87,5	644	631	90,5	622	609
87,6	643	630	90,6	621	608
87,7	642	629	90,7	620	607
87,8	641	628	90,8	619	606
87,9	641	628	90,9	619	606

Продолжение табл. П.3.2

λ	$\varphi(2350)$	$\varphi(2450)$	λ	$\varphi(2350)$	$\varphi(2450)$
91	618	605	94	598	584
91,1	617	604	94,1	597	583
91,2	617	604	94,2	597	583
91,3	616	603	94,3	596	582
91,4	615	602	94,4	595	581
91,5	615	602	94,5	595	581
91,6	614	601	94,6	594	580
91,7	613	600	94,7	593	579
91,8	612	599	94,8	592	578
91,9	612	599	94,9	592	578
92	611	598	95	591	577
92,1	610	597	95,1	590	576
92,2	610	597	95,2	590	576
92,3	609	596	95,3	589	575
92,4	609	595	95,4	588	574
92,5	608	595	95,5	588	574
92,6	607	594	95,6	587	573
92,7	607	593	95,7	586	572
92,8	606	592	95,8	585	571
92,9	606	592	95,9	585	571
93	605	591	96	584	570
93,1	604	590	96,1	583	569
93,2	604	590	96,2	583	569
93,3	603	589	96,3	582	568
93,4	602	588	96,4	581	567
93,5	602	588	96,5	581	567
93,6	601	587	96,6	580	566
93,7	600	586	96,7	579	565
93,8	599	585	96,8	578	564
93,9	599	585	96,9	578	564

Продолжение табл. П.3.2

λ	$\varphi(2350)$	$\varphi(2450)$	λ	$\varphi(2350)$	$\varphi(2450)$
97	577	563	100	556	542
97,1	576	562	100,1	555	541
97,2	576	562	100,2	555	541
97,3	575	561	100,3	554	540
97,4	574	560	100,4	554	540
97,5	574	560	100,5	553	539
97,6	573	559	100,6	553	538
97,7	572	558	100,7	552	538
97,8	571	557	100,8	552	537
97,9	571	557	100,9	551	537
98	570	556	101	551	536
98,1	569	555	101,1	550	535
98,2	569	555	101,2	549	535
98,3	568	554	101,3	549	534
98,4	567	553	101,4	548	533
98,5	567	553	101,5	548	533
98,6	566	552	101,6	547	532
98,7	565	551	101,7	546	531
98,8	564	550	101,8	546	530
98,9	564	550	101,9	545	530
99	563	549	102	545	529
99,1	562	548	102,1	544	528
99,2	562	548	102,2	543	528
99,3	561	547	102,3	543	527
99,4	560	546	102,4	542	527
99,5	560	546	102,5	541	526
99,6	559	545	102,6	541	525
99,7	558	544	102,7	540	525
99,8	557	543	102,8	539	524
99,9	557	543	102,9	538	524

Продолжение табл. П.3.2

λ	$\varphi(2350)$	$\varphi(2450)$	λ	$\varphi(2350)$	$\varphi(2450)$
103	538	523	106	518	504
103,1	537	522	106,1	517	503
103,2	536	522	106,2	517	503
103,3	536	521	106,3	516	502
103,4	535	520	106,4	516	501
103,5	535	520	106,5	515	501
103,6	534	519	106,6	514	500
103,7	533	518	106,7	514	499
103,8	533	517	106,8	513	498
103,9	532	517	106,9	513	498
104	532	516	107	512	497
104,1	531	515	107,1	511	496
104,2	531	515	107,2	511	496
104,3	530	514	107,3	510	495
104,4	530	514	107,4	509	495
104,5	529	513	107,5	509	494
104,6	528	512	107,6	508	493
104,7	528	512	107,7	507	493
104,8	527	511	107,8	506	492
104,9	527	511	107,9	506	492
105	527	510	108	505	491
105,1	526	509	108,1	504	490
105,2	525	509	108,2	504	490
105,3	524	508	108,3	503	489
105,4	524	508	108,4	503	488
105,5	522	507	108,5	502	488
105,6	521	506	108,6	501	487
105,7	520	506	108,7	501	486
105,8	520	505	108,8	500	485
105,9	519	505	108,9	500	485

Продолжение табл. П.3.2

λ	$\varphi(2350)$	$\varphi(2450)$	λ	$\varphi(2350)$	$\varphi(2450)$
109	499	484	112	481	466
109,1	498	483	112,1	480	465
109,2	498	483	112,2	480	465
109,3	497	482	112,3	479	464
109,4	497	482	112,4	479	464
109,5	496	481	112,5	478	463
109,6	495	480	112,6	477	462
109,7	495	480	112,7	477	462
109,8	494	479	112,8	476	461
109,9	494	479	112,9	476	461
110	493	478	113	475	460
110,1	492	477	113,1	474	459
110,2	492	477	113,2	474	459
110,3	491	476	113,3	473	458
110,4	491	476	113,4	473	458
110,5	490	475	113,5	472	457
110,6	489	474	113,6	471	456
110,7	489	474	113,7	471	456
110,8	488	473	113,8	470	455
110,9	488	473	113,9	470	455
111	487	472	114	469	454
111,1	486	471	114,1	468	454
111,2	486	471	114,2	468	453
111,3	485	470	114,3	467	453
111,4	485	470	114,4	467	452
111,5	484	469	114,5	466	452
111,6	483	468	114,6	465	451
111,7	483	468	114,7	465	451
111,8	482	467	114,8	464	450
111,9	482	467	114,9	464	450

λ	$\varphi(2350)$	$\varphi(2450)$	λ	$\varphi(2350)$	$\varphi(2450)$
115	463	449	118	446	431
115,1	463	448	118,1	445	430
115,2	462	488	118,2	445	430
115,3	462	447	118,3	444	429
115,4	461	447	118,4	444	429
115,5	461	446	118,5	443	428
115,6	460	445	118,6	442	427
115,7	460	445	118,7	442	427
115,8	459	444	118,8	441	426
115,9	459	444	118,9	441	426
116	458	443	119	440	425
116,1	457	442	119,1	439	424
116,2	457	442	119,2	439	424
116,3	456	441	119,3	438	423
116,4	456	441	119,4	438	423
116,5	455	440	119,5	437	422
116,6	454	439	119,6	436	421
116,7	454	439	119,7	436	421
116,8	453	438	119,8	435	420
116,9	453	438	119,9	435	420
117	452	437	120	434	419
117,1	451	436			
117,2	451	436			
117,3	450	435			
117,4	450	435			
117,5	449	434			
117,6	448	433			
117,7	448	433			
117,8	447	432			
117,9	447	432			

ПРИЛОЖЕНИЕ 4
Таблица П.4.1

Коэффициенты α для расчета пластинки, опирающейся на четыре стороны

Соотношение длинной стороны к короткой стороне пластины	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	∞
α	0,048	0,055	0,063	0,069	0,075	0,081	0,086	0,091	0,094	0,098	0,100	0,125

Таблица П.4.2

Коэффициенты β для расчета пластинки, опирающейся на три и две стороны

Отношение закрепленной короткой стороны к свободному краю пластинки	До 0,5	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	2,0	∞
β	Расчет производится как для консольного участка с вылетом консоли, равным короткой стороне	0,060	0,074	0,088	0,097	0,107	0,112	0,120	0,126	0,132	0,133

Технические характеристики мостовых кранов

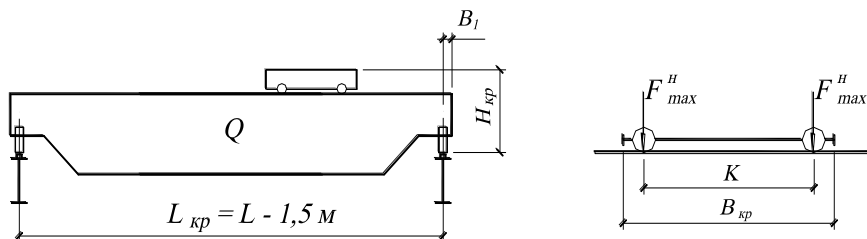


Таблица П.5.1

ГОСТ 25711-83

Q , т		Пролет здания, L , м	Размеры, мм				Макс. давление колеса $F_{макс}^H$, т	Вес тележки, G_m , т	Вес крана с тележкой, G , т	Тип кранового рельса	
Главный крюк	Вспомогательный крюк		$H_{кр}$	B_1	$B_{кр}$	K					
Краны для замены при реконструкции											
10		24	1900	230	5400	4400	9,5	2,4	15,8	КР-70	
		30			6000	5000			10,5		21,0
		36			6600	5600			12,5		29,0
16		24	2200	230	5600	4400	15,0	3,7	21,7	КР-70	
		30			6200	5000			17,0		28,5
		36			6800	5600			19,0		39,0
16	3,2	24	2200	230	5600	4400	15,0	4,7	23,0	КР-70	
		30			6200	5000			17,0		29,0
		36			6800	5600			19,0		40,3

Окончание табл. П.5.1

$Q, т$		Пролет здания $L, м$	Размеры, мм				Макс. давление колеса $F^{н. макс.}$	Вес тележки $G_m, Т$	Вес крана тележкой, G	Тип кранового рельса
Главный крюк	Вспомогательный крюк		$H_{кр}$	B_l	$B_{кр}$	K				
Краны режима 4К-6К (нормальный)										
12,5		24	1900	230	5500	4400	13,5	3,0	20,5	КР70
		30			6100	5000	15,5		26,0	
		36			6700	5600	17,0		32,0	
20	5	24	2400	260	5600	4400	18,0	6,3	25,5	КР70
		30			6200	5000	20,0		33,2	
		36			6800	5600	23,5		46,5	
32	5	24	2750	300	6300	5100	26,0	8,7	35,0	КР70
		30			6300	5100	28,0		41,0	
		36			6800	5600	32,0		56,5	
50	12,5	24	3150	300	6860	5600	38,0	13,5	48,5	КР70
		30			6860	5600	41,5		59,5	
		36			6860	5600	45,5		73,1	
Краны режима 7К (тяжелый)										
12,5		24	1900	230	5500	4400	14,5	3,0	29,5	КР70
		30			6100	5000	16,5		38,0	
		36			6700	5600	19,5		48,0	
20	5	24	2400	260	5600	4400	22,0	6,3	36,0	КР70
		30			6200	5000	25,5		46,5	
		36			6800	5600	28,5		57,5	
32	5	24	2750	300	6300	5100	31,5	8,7	52,0	КР70
		30			6300	5100	34,5		56,5	
		36			6800	5600	38,0		62,0	
50	12,5	24	3150	300	6860	5600	47,0	13,5	69,0	КР80
		30			6860	5600	50,5		79,0	
		36			6860	5600	52,5		86,0	

Технические характеристики мостовых кранов

Главный крюк	Q , т Вспомога- тельный кр т	Пролет здания L , м	Размеры, мм				Давление колеса крана $F^{н max}$,	Масса тележки G , т	Масса крана с тележкой G , т	Тип крано- вого рельса	Число ко лес с одной сторонь n_0
			$H_{кр}$	B_I	$B_{кр}$	K					
30	5	24	2750	300	6300	5100	31,5 (32,6)	12,0	52,0 (56,0)	КР70	2
		30	2750		6300	5100	34,5 (35,5)	12,0	62,0 (68,0)		
		36	3000		6860	5600	38,0 (39,0)	12,5	74,0 (80,0)		
50	10	24	3150	300	6760	5250	47,0	18,0	66,5 (69,0)	КР80	2
		30					50,0 (50,5)	18,0	78,0 (79,5)		
		36					54,0 (55,0)	18,5	90,0 (92,0)		
80	20	24	3700	400	9100	4350	35,0 (37,0)	38,0	110,0	КР100	4
		30	4000				38,0 (40,0)		130,0		
		36	4000				41,0 (43,0)		150,0		
100	20	24	3700	400	9350	4600	41,0 (45,0)	41,0	125,0	КР120	4
		30	4000				45,0 (48,0)		145,0		
		36	4000				49,0 (51,0)		165,0		

ПРИЛОЖЕНИЕ 6

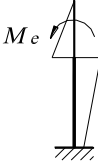
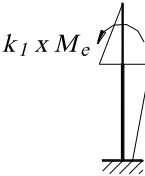
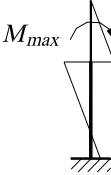
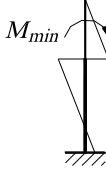
Нагрузки от кровельного покрытия

Тип и конструкция покрытия	Нормативная нагрузка g'' , кг/м ²	Кoeff. надежности по нагрузке γ	Расчетная нагрузка g , кг/м ²
<p>1. Утепленные покрытия отапливаемых зданий с рулонной кровлей и защитным слоем (при уклоне не более 10%)</p> <p>1.1. Беспрогонное покрытие из комплексных панелей (3×6, 3×12 м) с профилированным стальным настилом:</p> <p>а) защитный слой 15-20 мм из гравия, втопленного в мастику</p> <p>б) водоизоляционный ковер из трех слоев рубероида</p> <p>в) утеплитель 80–120 мм из плитного пенопласта или пенополиуретана с объемным весом 50 кг/м³</p> <p>г) пароизоляция из одного слоя рубероида или фольгоизола</p> <p>д) профилированный лист толщиной 1 мм</p> <p>е) стальной каркас комплексной панели (для 1–4 районов по весу снегового покрова):</p> <p>– панель 3×6 м</p> <p>– панель 3×12 м</p> <p>1.2. Покрытие по стальным прогонам и профилированному стальному настилу:</p> <p>а) – д) см. п. 1.1</p> <p>е) стальные прогоны (для 1–4 районов по весу снегового покрова):</p> <p>– сплошные пролетом 6 м</p> <p>– сплошные пролетом 12 м</p> <p>– решетчатые пролетом 12 м</p> <p>1.3. Беспрогонное покрытие по железобетонным плитам 3×6,3×12 м:</p> <p>а) – б) см.п. 1.1</p> <p>в) выравнивающий слой 20 мм (асфальтовая или цементная стяжка)</p> <p>г) утеплитель $t = 80-160$ мм из пенобетонных плит с объемным весом 500 кгс/м</p> <p>д) см. 1.1, г</p>	<p>30-40</p> <p>15</p> <p>4-6</p> <p>5</p> <p>15,5</p> <p>10-15</p> <p>13-21</p> <p>5-8</p> <p>10-15</p> <p>8-12</p> <p>40</p> <p>40-80</p>	<p>1,3</p> <p>1,3</p> <p>1,3</p> <p>1,1</p> <p>1,05</p> <p>1,05</p> <p>1,05</p> <p>1,05</p> <p>1,05</p> <p>1,3</p> <p>1,3</p>	<p>36-48</p> <p>17</p> <p>5-7</p> <p>6</p> <p>16</p> <p>11-17</p> <p>14-22</p> <p>5-8</p> <p>11-16</p> <p>8-13</p> <p>52</p> <p>48-96</p>

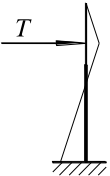



Тип и конструкция покрытия	Нормативная нагрузка g^H , кг/м ²	Кoeff. надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка g , кг/м ²
е) железобетонная панель из тяжелого бетона (с заливкой швов):			
– 3×6 м	145	1,1	160
– 3×12 м	180	1,1	198
2. Неутепленные покрытия неотапливаемых зданий			
2.1. Покрытие из волнистых листов по стальным прогонам с уклоном 1:3,5 (28 %):			
а) волнистые листы:			
– асбестоцементные	20	1,1	22
– стальные, $t = 1-1,75$ мм	12-21	1,05	13-22
– алюминиевые, $t = 0,8-1,2$ мм	4-6	1,05	4-6
б) см. п.1.2, е			
2.2. Беспрогонное покрытие по железобетонным панелям (3×6 м, 3×12 м):			
а)-б) см. п.1.1			
в) см. п.1.3, в			
г) см. п.1.3, е			
3. Неутепленные покрытия зданий с избыточным выделением тепла			
3.1. Беспрогонное покрытие из стальных щитов 3×6,3×12 м с плоским стальным настилом:			
а) настил толщиной 3– 4 мм	24-32	1,05	25-34
б) стальной каркас щита (для районов по весу снегового покрова):			
– щит 3×6 м	10-15	1,05	11-16
– щит 3×12 м	18-28	1,05	19-29
3.2. Покрытие из волнистых или алюминиевых листов по стальным прогонам (п. 2.1)			
3.3. Беспрогонное покрытие по железобетонным панелям (3×6,3×12 м) с воздушной прослойкой под сборной стяжкой			
а)-б) см. п.1.1			
в) сборная стяжка из армоцементных плиток	40	1,3	44
г) см. п.1.3, е			

ПРИЛОЖЕНИЕ 7
Таблица П.7.1

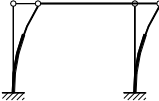
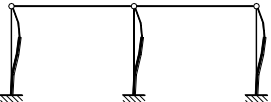
Расчетные усилия в сечениях левой стойки рамы

Номер загрузки	Схема загрузки	Коефф. сочетаний	В заделке			Ниже уступа		Выше уступа	
			<i>Q</i>	<i>M</i>	<i>N</i>	<i>M</i>	<i>N</i>		
1	<p>Постоянная</p> 	1							
2	<p>Снеговая</p> 	1 0,9							
3	<p>Крановая</p> 	1 0,9							
4	<p>Крановая</p> 	1 0,9							

ОКОНЧАНИЕ ПРИЛОЖЕНИЯ 7
Окончание табл. П.7.1

Номер агрузки	Схема загрузки	Коефф. сочетаний	В заделке			Ниже уступа		Выше уступа	
5	Крановая тормозная 	1 0,9							
6	Крановая тормозная 	1 0,9							
7	Ветровая (слева-направо) 	1 0,9							
8	Ветровая (справа-налево) 	1 0,9							

Определение коэффициентов μ для участков колонны при $I_2/I_1 \leq 0,6$ и $N_1/N \geq 3$

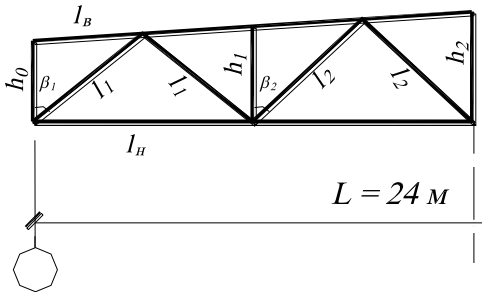
Условия закрепления верхнего конца колонны	μ_1		μ_2
	Нижний участок колонны		Верх- ний участок колон- ны
	$I_2/I_1 = 0,1 \div 0,3$	$I_2/I_1 = 0,05 \div 0,1$	
 <p>Однопролетное здание</p> <p>Шарнирное закрепление</p>	2,5	3,0	3,0
 <p>Многопролетное здание</p> <p>Шарнирное закрепление</p>	1,6	2,0	2,5

Геометрические величины двутаврового сечения номинальной высоты $h = 500$ мм

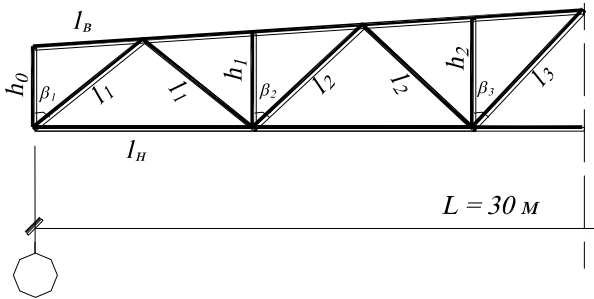
№	Сечение стенки, мм	Сечение полка, мм	Пло- щадь сечения, см ²	Ось $x - x$				Ось $y - y$		
				I_x , см ⁴	W_x , см ³	i_x , см	ρ_x , см	I_y , см ⁴	W_y , см ³	i_y , см
1	-480×8	-200×10	78,4	31380	1255	20,0	16,0	1330	133	4,1
2	-480×8	-220×10	82,4	33780	1350	20,2	16,4	1775	161	4,6
3	-480×8	-250×10	88,4	37380	1495	20,6	16,9	2600	208	5,4
4	-480×8	-280×10	94,4	40990	1640	20,9	17,4	3650	261	6,2
5	-480×8	-300×10	98,4	43390	1735	21,0	17,6	4500	300	6,8
6	-475×8	-250×12	98,0	42750	1710	20,8	17,6	3125	250	5,6
7	-475×8	-280×12	105,2	46950	1880	21,1	17,8	4390	314	6,5
8	-475×8	-300×12	110,0	49750	1990	21,3	18,1	5400	360	7,0
9	-475×8	-320×12	114,2	52650	2105	21,4	18,3	6550	409	7,5
10	-475×8	-350×12	122,0	56850	2275	21,6	18,6	8580	490	8,4
11	-470×8	-300×14	121,7	56120	2250	21,4	18,5	6300	420	7,2
12	-470×8	-320×14	127,3	59420	2385	21,6	18,7	7650	479	7,7
13	-470×8	-360×14	138,4	65970	2650	21,8	19,1	10870	604	8,9
14	-470×8	-350×14	144,0	69420	2785	21,9	19,3	12800	674	9,4

№	Сечение стенки, мм	Сечение полок, мм	Площадь сечения мм	Ось $x - x$				Ось $y - y$		
				$I_x,$ см ⁴	$W_x,$ см ³	$i_x,$ см	$\rho_x,$ см	$I_y,$ см ⁴	$W_y,$ см ³	$i_y,$ см
15	-470×8	-400×14	149,6	72520	2910	22,0	19,5	14930	747	10,0
16	-470×8	-420×14	155,2	75920	3050	22,1	19,6	17300	824	10,6
17	-465×8	-360×16	152,5	76870	2650	22,0	19,3	12440	692	9,0
18	-465×8	-380×16	158,8	76900	3090	22,0	19,5	14630	770	9,6
19	-465×8	-400×16	165,2	80600	3235	22,1	19,6	17080	854	10,2
20	-465×8	-420×16	171,6	84400	3385	22,2	19,7	19750	941	10,7
21	-465×8	-450×16	181,2	89909	3610	22,3	19,9	24300	1080	11,6
22	-465×8	-480×16	190,8	95400	3830	22,4	20,0	29500	1230	12,6
23	-460×8	-400×18	180,8	88800	3580	22,2	19,8	16200	976	10,3
24	-460×8	-420×18	188,0	93000	3750	22,2	19,9	22230	1057	10,9
25	-460×8	-450×18	198,8	99100	4000	22,3	20,1	27330	1215	11,7
26	-460×8	-480×18	209,6	105300	4250	22,4	20,3	33170	1385	12,6
27	-460×8	-500×18	216,8	109500	4420	22,5	20,4	37500	1500	13,1
28	-460×8	-480×20	228,8	117000	4680	22,6	20,5	36850	1535	12,7
29	-460×8	-500×20	236,8	121700	4870	22,6	20,6	41660	1670	13,3

а



б



в

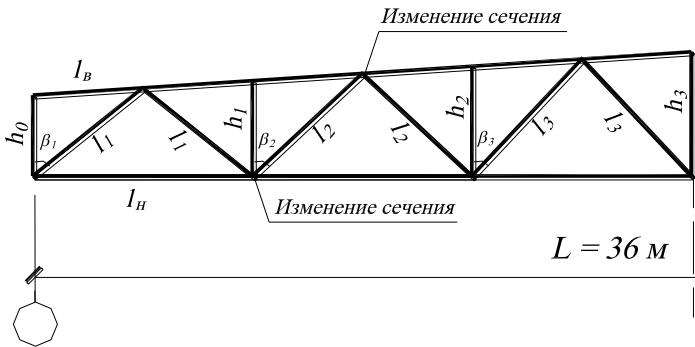


Рис. П.9.1. Геометрические схемы для расчета стропильных ферм промышленных зданий

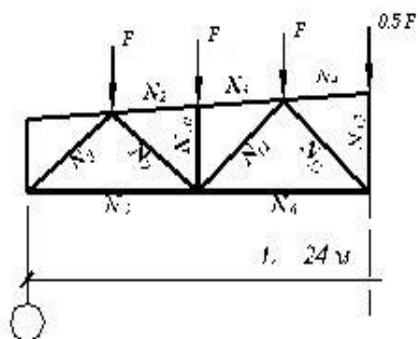
Таблица П.9.1

Геометрические параметры стропильных ферм

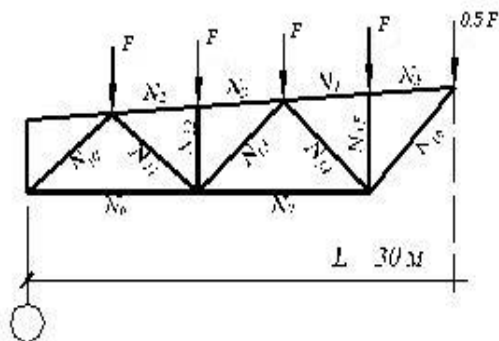
Уклон i	Высота, мм				Длина, мм					Углы наклона, град			
	h_0	h_1	h_2	h_3	l_n	l_6	l_1	l_2	l_3	β_1	β_2	β_3	γ
1/8	2200	2950	3700	4450	6000	3023	3954	4478	5060	49,36	42,06	36,36	7,125
1/12	2200	2700	3200	3700	6000	3010	3873	4207	4572	50,76	45,48	41,01	4,763
1,5%	3150	3240	3330	3420	6000	3000	4382	4449	4516	43,20	42,40	41,63	0,860

Примечание. Обозначения геометрических параметров соответствуют обозначениям, приведенным в прил. 9, рис. П.9.1.

а



б



в

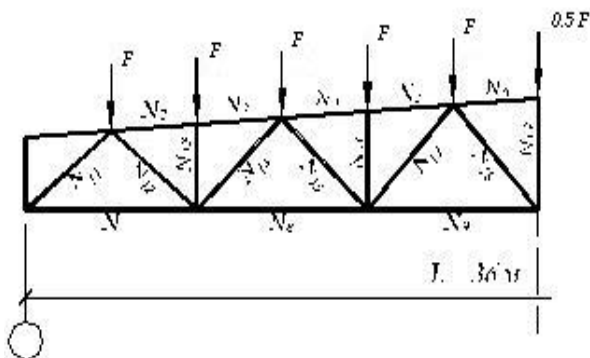


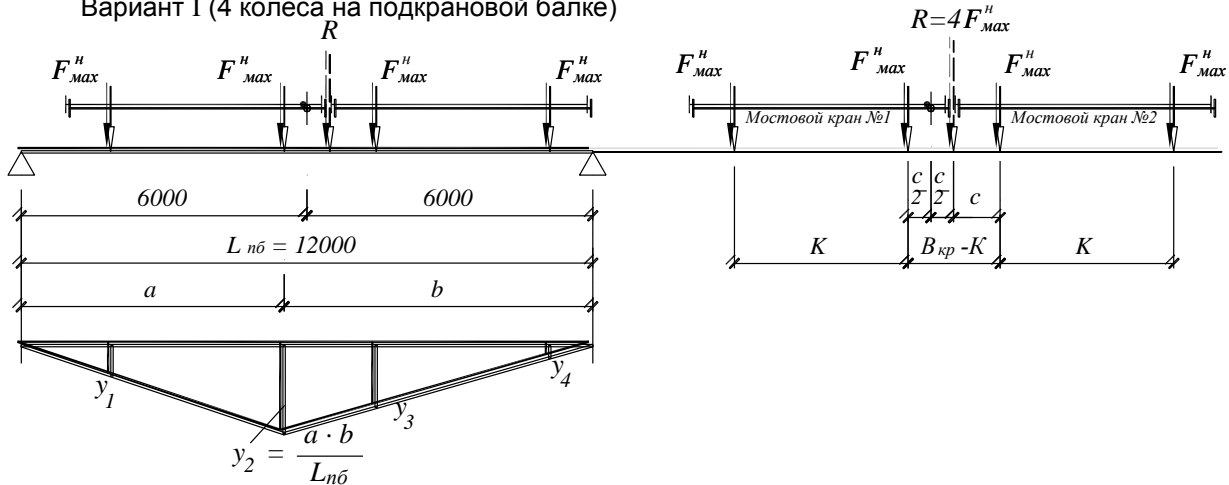
Рис. П.9.2. Схемы приложения нагрузок к узлам стропильных ферм и обозначение внутренних усилий в элементах

Схемы для определения максимального изгибающего момента

1. Длина подкрановой балки (шаг колонн) $L_{n\bar{o}} = 12$ м

Определение M_{\max}^I по I группе предельных состояний

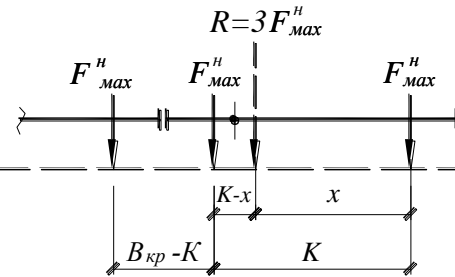
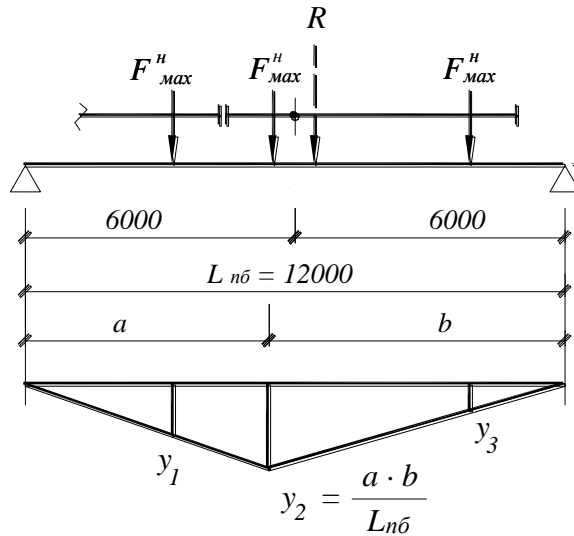
Нагрузка учитывается от двух максимально сближенных мостовых кранов.
 Вариант I (4 колеса на подкрановой балке)



$$Q_x^H = R_A^H - F_{\max}^H$$

$$M_{\max} = \gamma_n \gamma_f \cdot \psi \cdot k_d \cdot F_{\max}^H \sum y_i \alpha$$

Вариант II (3 колеса на подкрановой балке)

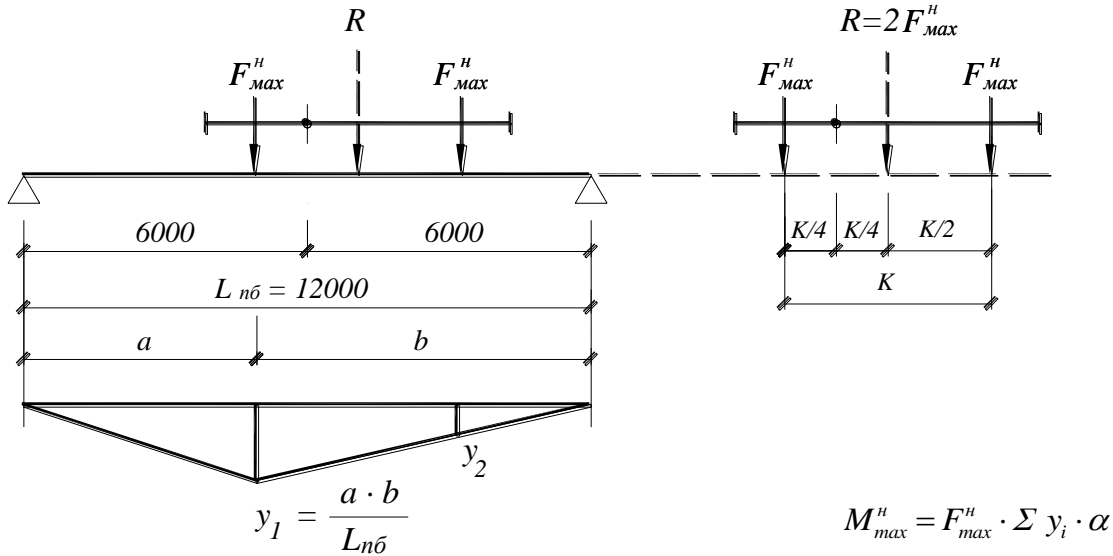


$$x = \frac{1}{3} (B_{кр} + K)$$

$$M_{max} = \gamma_n \gamma_f \cdot \psi \cdot k_d \cdot F_{max}^H \sum y_i \alpha$$

Определение M_{max}^{II} по II группе предельных состояний

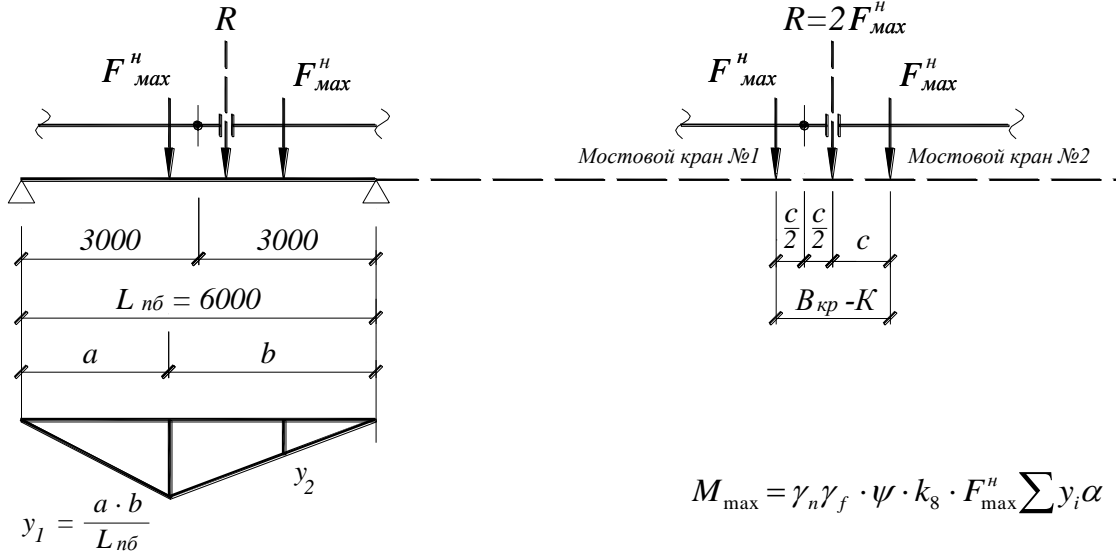
Нагрузка учитывается от одного мостового крана



2. Длина подкрановой балки (шаг колонн) $L_{пб} = 6 \text{ м}$

Определение M_{\max}^I по I группе предельных состояний

Нагрузка учитывается от двух максимально сближенных мостовых кранов.



$$M_{\max} = \gamma_n \gamma_f \cdot \psi \cdot k_8 \cdot F_{\max}^H \sum y_i \alpha$$

Определение M_{max}^H по II группе предельных состояний

Нагрузка учитывается от одного мостового крана

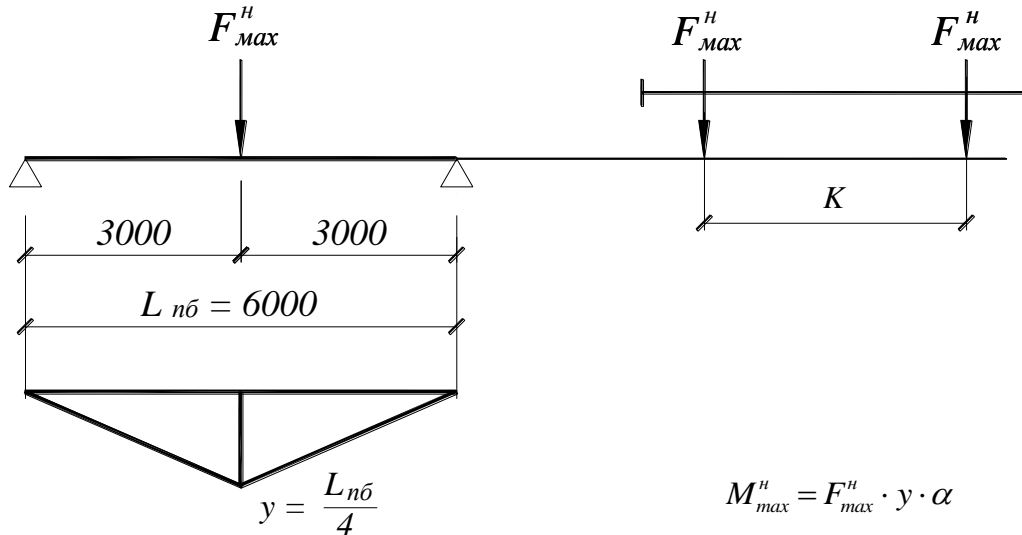


Таблица П.11.1

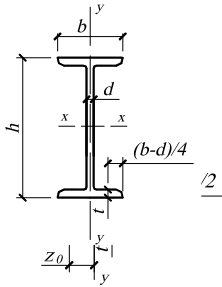
Значения тригонометрических функций
для значений аргумента $0 < \alpha < \pi/2$

Аргумент		Тригонометрические функции					
градусы	радианы	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	$\operatorname{tg} \alpha$	$\operatorname{ctg} \alpha$	$\operatorname{sec} \alpha$	$\operatorname{cosec} \alpha$
0	0	0	1	0	не сущ.	1	не сущ.
30	$\pi/6$	$1/2$	$\sqrt{3}/2=$ $=0,87$	$\sqrt{3}/3=$ $=0,58$	$\sqrt{3}=$ 1,73	$2\sqrt{3}/3=$ $=1,55$	2
45	$\pi/4$	$\sqrt{2}/2=$ $=0,71$	$\sqrt{2}/2=$ $=0,71$	1	1	$\sqrt{2}=1,41$	$\sqrt{2}=1,41$
60	$\pi/3$	$\sqrt{3}/2=$ $=0,87$	$1/2$	$\sqrt{3}=1,73$	$\sqrt{3}/3=$ $=0,58$	2	$2\sqrt{3}/3=$ $=1,55$
90	$\pi/2$	1	0	не сущ.	0	не сущ.	1

Таблица П.11.2

Приставки СИ и множители для десятичных кратных и дольных единиц и их наименования

Приставка	Обозначение приставки		Множитель
	международное	русское	
экса	<i>E</i>	<i>Э</i>	10^{18}
пета	<i>P</i>	<i>П</i>	10^{15}
тера	<i>T</i>	<i>Т</i>	10^{12}
гига	<i>G</i>	<i>Г</i>	10^9
мега	<i>M</i>	<i>М</i>	10^6
кило	<i>k</i>	<i>к</i>	10^3
гекто	<i>h</i>	<i>г</i>	10^2
дека	<i>da</i>	<i>да</i>	10^1
деци	<i>d</i>	<i>д</i>	10^{-1}
санتي	<i>c</i>	<i>с</i>	10^{-2}
милли	<i>m</i>	<i>м</i>	10^{-3}
микро	μ	<i>мк</i>	10^{-6}
нано	<i>n</i>	<i>н</i>	10^{-9}
пико	<i>p</i>	<i>п</i>	10^{-12}
фемто	<i>f</i>	<i>ф</i>	10^{-15}
атто	<i>a</i>	<i>а</i>	10^{-18}



Швеллеры (по ГОСТ 8240-72*)

№ профиля	h, мм	b, мм	d, мм	t, мм	A, см ²	Масса 1м, кг	I _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	S _x , см ³	I _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см	z ₀ , см	I _t , см ⁴
5	50	32	4,4	7,0	6,16	4,84	22,8	9,10	1,92	5,59	5,61	2,75	0,95	1,10	4,84
6,5	65	36	4,4	7,2	7,51	5,9	48,6	15,0	2,54	9,00	8,7	3,68	1,08	1,24	5,90
8	80	40	4,5	7,4	8,98	7,05	89,4	22,4	3,16	13,3	12,8	4,75	1,19	1,31	7,05
10*	100	46	4,5	7,6	10,9	8,59	174	34,8	3,99	20,4	20,4	6,46	1,37	1,44	8,59
12*	120	52	4,8	7,8	13,3	10,4	304	50,6	4,78	29,6	31,2	8,52	1,53	1,54	10,4
14*	140	58	4,9	8,1	15,6	12,3	491	70,2	5,60	40,8	45,4	11,0	1,70	1,67	12,3
16*	160	64	5,0	8,4	18,1	14,2	747	93,4	6,42	54,0	63,3	13,8	1,87	1,80	14,2
18*	180	70	5,1	8,7	20,7	16,3	1090	121	7,24	68,8	86,0	17,0	2,04	1,94	16,3
20*	200	76	5,2	9,0	23,4	18,4	1520	152	8,07	87,8	113	20,5	2,20	2,07	18,4
22*	220	82	5,4	9,5	26,7	21,0	2110	192	8,89	110	151	25,1	2,37	2,21	21,0
24*	240	90	5,6	10,0	30,6	24,0	2900	242	9,73	139	208	31,6	2,60	2,42	24,0
27*	270	95	6,0	10,5	35,2	27,7	4160	308	10,9	178	262	37,3	2,73	2,47	27,7
30*	300	100	6,5	11,0	40,5	31,8	5810	387	12,0	224	327	43,6	2,84	2,52	31,8
33	330	105	7,0	11,7	46,5	36,5	7980	484	13,1	281	410	51,8	2,97	2,59	36,5
36	360	110	7,5	12,6	53,4	41,9	10820	601	14,2	350	513	61,7	3,10	2,68	41,9
40*	400	115	8,0	13,5	61,5	48,3	15220	761	15,7	440	642	73,4	3,23	2,75	48,3

Примечание: профили отмеченные *, рекомендуются по сокращенному сортаменту, утвержденному Госстроем СССР от 20.04.1984 г. № 59.

Продолжение приложения 12

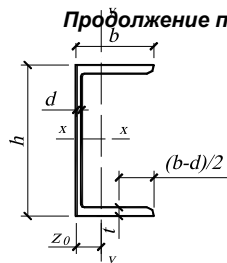
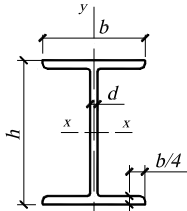


Таблица П.12.2

Швеллеры (по ГОСТ 8240-72*)

№ профиля	h, мм	b, мм	d, мм	t, мм	A, см ²	Масса 1м, кг	I _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	S _x , см ³	I _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см	Z ₀ , см	I _t , см ⁴
5	50	32	4,4	7,0	6,16	4,84	22,8	9,10	1,92	5,59	5,61	2,75	0,95	1,10	4,84
6,5	65	36	4,4	7,2	7,51	5,9	48,6	15,0	2,54	9,00	8,7	3,68	1,08	1,24	5,90
8	80	40	4,5	7,4	8,98	7,05	89,4	22,4	3,16	13,3	12,8	4,75	1,19	1,31	7,05
10*	100	46	4,5	7,6	10,9	8,59	174	34,8	3,99	20,4	20,4	6,46	1,37	1,44	8,59
12*	120	52	4,8	7,8	13,3	10,4	304	50,6	4,78	29,6	31,2	8,52	1,53	1,54	10,4
14*	140	58	4,9	8,1	15,6	12,3	491	70,2	5,60	40,8	45,4	11,0	1,70	1,67	12,3
16*	160	64	5,0	8,4	18,1	14,2	747	93,4	6,42	54,0	63,3	13,8	1,87	1,80	14,2
18*	180	70	5,1	8,7	20,7	16,3	1090	121	7,24	68,8	86,0	17,0	2,04	1,94	16,3
20*	200	76	5,2	9,0	23,4	18,4	1520	152	8,07	87,8	113	20,5	2,20	2,07	18,4
22*	220	82	5,4	9,5	26,7	21,0	2110	192	8,89	110	151	25,1	2,37	2,21	21,0
24*	240	90	5,6	10,0	30,6	24,0	2900	242	9,73	139	208	31,6	2,60	2,42	24,0
27*	270	95	6,0	10,5	35,2	27,7	4160	308	10,9	178	262	37,3	2,73	2,47	27,7
30*	300	100	6,5	11,0	40,5	31,8	5810	387	12,0	224	327	43,6	2,84	2,52	31,8
33	330	105	7,0	11,7	46,5	36,5	7980	484	13,1	281	410	51,8	2,97	2,59	36,5
36	360	110	7,5	12,6	53,4	41,9	10820	601	14,2	350	513	61,7	3,10	2,68	41,9
40*	400	115	8,0	13,5	61,5	48,3	15220	761	15,7	440	642	73,4	3,23	2,75	48,3

Примечание: профили отмеченные *, рекомендуются по сокращенному сортаменту, утвержденному Госстроем СССР от 20.04.1984 г. № 59.



Двутавры с параллельными гранями полок (широкополочные двутавры)

Номинальный размер профиля, мм	Номер профиля	h, мм	b, мм	d, мм	t, мм	A, см ²	Масса 1 м длины, кг	I _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	S _x , см ³	I _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см
Нормальные двутавры														
200×100	20Б*	194,0	99,3	4,5	5,6	20,4	16,0	1300	134	7,98	75,8	91,8	18,5	2,12
	20Б1	198,0	100,0	5,2	7,6	25,7	20,2	1730	174	8,19	98,7	127	25,4	2,22
	20Б2	200,0	100,0	5,2	8,6	27,7	21,8	1920	192	8,3	109	144	28,8	2,28
	20Б3	202,0	100,4	5,6	9,6	30,6	24,0	2150	213	8,39	121	162	32,4	2,31
230×110	23Б*	224,0	109,4	4,8	6,0	24,5	19,3	2070	185	9,19	105	131	24,0	2,31
	23Б1	227,8	110,0	5,4	7,9	30,1	23,6	2660	234	9,41	132	176	32,0	2,42
	23Б2	230,0	110,0	5,4	9,0	32,5	25,5	2980	259	9,58	146	200	36,4	2,48
	23Б3	232,4	110,4	5,8	10,2	36,1	28,3	3370	290	9,61	164	229	41,6	2,52
260×120	26Б*	253,4	119,5	5,1	6,4	29,0	22,8	3130	247	10,4	140	183	30,6	2,51
	26Б1	257,6	120,0	5,6	8,5	35,3	27,7	4020	312	10,7	176	246	40,9	2,64
	26Б2	260,0	120,0	5,6	9,7	38,2	30,0	4500	346	10,9	195	280	46,7	2,71
	26Б3	262,2	120,5	6,1	10,8	42,2	33,1	5020	383	10,9	216	316	52,4	2,74
300×140	30Б*	294,2	139,7	5,5	6,8	35,9	28,2	5210	354	12,1	201	310	44,4	2,94
	30Б1	297,6	140,0	5,8	8,5	41,5	32,6	6320	424	12,3	239	390	55,7	3,06
	30Б2	300,0	140,0	5,8	9,7	44,9	35,2	7070	471	12,5	264	445	63,5	3,15
	30Б3	302,2	140,5	6,3	10,8	49,5	38,8	7880	521	12,6	293	500	71,2	3,18

Продолжение приложения 12

Продолжение табл. П.12.3

Номинальный размер профиля, мм	Номер профиля	h, мм	b, мм	d, мм	t, мм	A, см ²	Масса 1 м длины, кг	I _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	S _x , см ³	I _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см
350x155	35Б*	343,6	155,0	6,0	7,3	44,1	34,6	8620	502	14,0	285	454	58,6	3,21
	35Б1	346,6	155,0	6,0	8,8	48,7	38,2	10000	577	14,3	325	547	70,6	3,35
	35Б2	350,0	155,0	6,0	10,5	54,0	42,4	11600	663	14,7	371	633	84,2	3,48
	35Б3	352,4	155,5	6,5	11,5	59,5	46,7	12930	734	14,7	411	735	94,5	3,52
400x165	40Б*	392,0	164,7	6,5	7,9	52,7	41,3	13230	675	15,8	385	590	71,7	3,35
	40Б1	395,8	165,0	6,8	9,8	60,1	47,2	15810	799	16,2	453	736	89,2	3,50
	40Б2	400,0	165,0	6,8	11,9	67,0	52,6	18560	928	16,6	522	893	108,0	3,65
	40Б33	402,4	165,6	7,4	13,1	73,4	57,6	20480	1020	16,7	573	994	120,0	3,68
450x180	45Б*	440,4	179,4	7,0	8,5	62,9	49,4	19850	902	17,8	515	821	91,5	3,61
	45Б1	445,4	180,0	7,6	11,0	74,6	58,5	24690	1110	18,2	629	1070	119,0	3,79
	45Б2	450,0	180,0	7,6	13,3	82,8	65,0	28840	1280	18,7	722	1300	144,0	3,96
	45Б3	452,8	180,7	8,3	14,7	91,0	71,5	31960	1410	18,7	797	1450	160,0	3,99
500x200	50Б*	489,8	199,4	7,8	9,3	77,3	60,7	30040	1230	19,7	702	1230	124,0	3,99
	50Б1	495,6	200,0	8,4	12,2	91,8	72,1	37670	1520	20,3	863	1630	163,0	4,22
	50Б2	500,0	200,0	8,4	14,4	101,0	79,0	43120	1720	20,7	972	1920	192,0	4,37
	50Б3	503,2	200,6	9,0	16,0	110,0	86,4	47790	1900	20,8	1070	2160	215,0	4,43
550x215	55Б*	538,4	214,4	8,6	10,3	92,1	72,3	42970	1600	21,6	915	1700	158,0	4,29
	55Б1	545,2	215,0	9,2	13,7	110,0	86,3	54480	2000	22,3	1130	2280	212,0	4,55
	55Б2	550,0	215,0	9,2	16,1	120,0	94,4	62220	2260	22,7	1280	2670	249,0	4,71
	55Б3	553,2	215,8	10,0	17,7	132,0	103,0	68580	2480	22,8	1400	2970	275,0	4,75

Продолжение приложения 12

Продолжение табл. П.12.3

Номи- нальный размер профиля, мм	Номер про- филя	h, мм	b, мм	d, мм	t, мм	A, см ²	Масса 1 м длины, кг	I _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	S _x , см ³	I _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см
600x230	60Б*	586,0	229,4	9,4	11,3	109	85,5	60010	2050	23,5	1180	2280	199	4,58
	60Б1	594,2	230,0	10,0	15,4	131	103,0	77430	2610	24,3	1480	3130	272	4,88
	60Б2	600,0	230,0	10,0	18,3	145	114,0	89320	2980	24,8	1680	3720	323	5,07
	60Б3	603,4	231,0	11,0	20,0	158	124,0	98230	3260	24,9	1840	4120	357	5,10
700x260	70Б*	689,0	259,5	11,0	13,2	146	115,0	110150	3200	27,4	1840	3860	297	5,13
	70Б1	693,6	260,0	11,5	15,5	162	127,0	125800	3630	27,9	2080	4550	350	5,31
	70Б2	700,0	260,0	11,5	18,7	178	140,0	146000	4170	28,6	2370	5490	422	5,55
	70Б3	705,6	260,5	12,0	21,5	196	154,0	165440	4690	29,0	2650	6350	488	5,69
	70Б4	709,6	261,7	13,2	23,5	215	169,0	132060	5130	29,1	2910	7040	538	5,72
800x270	80Б*	786,0	269,0	12,0	14,4	174	137,0	166800	4240	30,9	2460	4690	349	5,19
	80Б1	791,6	270,0	13,0	17,2	197	155,0	194370	4910	31,4	2840	5670	420	5,36
	80Б2	800,0	270,0	13,0	21,4	220	173,0	230280	5760	32,4	3290	7040	522	5,66
	80Б3	805,2	270,8	13,8	24,0	240	189,0	256370	6370	32,2	3640	7970	589	5,76
	80Б4	809,2	272,3	15,3	26,0	263	207,0	280640	6940	32,7	3980	8780	645	5,78
900x310	90Б*	887,2	308,7	13,0	15,6	215	169,0	264600	5960	35,1	3450	7680	497	5,97
	90Б1	893,2	310	14,3	18,6	245	193,0	309020	6920	35,5	3990	9270	598	6,15
	90Б2	900,0	310	14,3	22,0	266	209,0	351380	7810	36,3	4470	10960	707	6,41
	90Б3	906,0	311,2	15,5	25,0	296	232,0	396740	8760	36,6	5010	12600	810	6,52
	90Б4	910,0	313,2	15,5	27,0	327	256,0	434950	9560	36,5	5500	3880	886	6,52

Номи- нальный размер профиля, мм	Номер про- филя	h, мм	b, мм	d, мм	t, мм	A, см ²	Масса 1 м длины, кг	I _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	S _x , см ³	I _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см
1000x320	100Б*	981,6	318,5	14,0	16,8	247	194	365330	7440	38,4	4330	9080	570	6,06
	100Б1	990,0	320,0	15,5	21,0	289	227	442460	8940	39,1	5180	11510	720	6,31
	100Б2	1000,0	320,0	15,5	26,0	321	252	521660	10430	40,3	5970	14250	890	6,66
	100Б3	1008,0	321,1	16,6	30,0	358	281	595560	11820	40,8	6760	16610	1030	6,81
	100Б4	1014,0	323,1	18,6	33,0	397	312	662170	13060	40,8	7500	18620	1150	6,85
Широкополочные двутавры														
200x150	20Ш*	189,4	149,2	5,0	7,3	32,0	25,1	2130	225	8,17	124	405	54,2	3,56
	20Ш1	191,8	150,0	5,8	8,5	37,1	29,1	2510	261	8,22	145	479	63,9	3,59
	20Ш2	194,0	150,0	5,8	9,6	40,4	31,7	2810	290	8,34	161	541	72,1	3,66
230x155	23Ш*	216,6	154,2	5,5	7,3	35,3	27,7	3010	278	9,23	154	447	58,0	3,56
	23Ш1	221,0	155,0	6,3	9,5	43,9	34,4	3890	352	9,42	196	591	76,2	3,67
	23Ш2	224,0	155,2	6,5	11,0	49,0	38,4	4480	400	9,57	223	687	88,5	3,74
260x180	26Ш	247,4	179,2	6,0	8,5	46,5	36,5	5230	423	10,6	234	817	91,1	4,19
	26Ш1	250,8	180,0	6,8	10,2	54,6	42,8	6280	501	10,7	278	993	110	4,27
	26Ш2	253,6	180,3	7,1	11,6	60,4	47,4	7130	562	10,9	312	1130	126	4,34
300x200	30Ш*	287,5	199,0	6,5	9,5	58,1	45,6	8840	614	12,3	340	1250	126	4,64
	30Ш3	291,0	200,0	7,5	11,2	67,7	53,2	10460	719	12,4	399	1500	150	4,70
	30Ш2	294,6	200,2	7,7	13,0	75,5	59,3	12040	818	12,6	454	1740	174	4,80
	30Ш3	297,8	201,1	8,6	14,6	84,6	66,4	13650	916	12,7	511	1980	197	4,84
	30Ш4	300,6	201,9	9,4	16,0	92,6	72,7	15090	1000	12,8	563	2200	218	4,87
350xx250	35Ш*	334,6	248,5	7,0	10,8	79,0	62,2	16660	996	14,5	546	2770	223	5,92
	35Ш1	338,6	250,0	8,5	12,8	94,0	73,8	19960	1180	14,6	651	3340	267	5,96
	35Ш2	341,0	250,9	9,4	14,0	103	80,9	21990	1290	14,6	716	3690	294	5,98
	35Ш3	345,0	250,9	9,4	16,0	113	88,8	24940	1450	14,8	802	4220	336	6,10
	35Ш4	348,6	251,9	10,4	17,8	126	98,6	23010	1610	14,9	895	4750	377	6,15

Продолжение приложения 12

Продолжение табл. П.12.3

Номи- нальный размер профиля, мм	Номер про- филя	h, мм	b, мм	d, мм	t, мм	A, см ²	Масса 1 м длины, кг	I _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	S _x , см ³	I _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см
400x300	40Ш*	385,2	298,5	8,0	12,5	108	84,5	30310	1570	16,8	861	5550	372	7,18
	40Ш1	388,6	300,0	9,5	14,2	124	97,0	34850	1790	16,8	988	6400	426	7,19
	40Ш2	391,8	300,0	9,5	15,8	133	105	38500	1970	17,0	1080	7120	474	7,31
	40Ш3	391,8	302,0	11,5	15,8	141	111	39500	2020	16,7	1120	7260	481	7,18
	40Ш4	397,6	302,0	11,5	18,7	159	124	46330	2330	17,1	1290	8590	569	7,36
500x300	50Ш*	479,2	298,6	9,0	12,5	121	95,2	50530	2110	20,4	1170	5560	372	6,77
	50Ш1	484,2	300,0	10,4	15,0	143	112	60510	2500	20,6	1390	6760	451	6,88
	50Ш2	489,8	300,0	10,4	17,8	160	125	70470	2880	21,0	1590	8020	535	7,08
	50Ш3	489,8	303,8	14,2	17,8	178	140	74190	3030	20,4	1710	8340	549	6,84
	50Ш4	496,2	303,8	14,2	21,0	198	155	86010	3470	20,8	1950	9830	647	7,05
	50Ш5	503,2	303,8	14,2	24,5	219	172	99280	3950	21,3	2210	11470	755	7,23
600x320	60Ш*	571,4	318,4	10,0	13,0	144	113	82840	2900	24,0	1620	7010	440	6,97
	60Ш1	579,4	320,0	11,6	17,0	179	140	106520	3680	24,4	2050	9300	581	7,21
	60Ш2	584,6	320,0	11,6	19,6	195	153	120610	4130	24,8	2290	10720	670	7,41
	60Ш3	588,4	321,4	13,0	21,5	216	169	133440	4540	24,9	2530	11920	742	7,43
	60Ш4	588,4	325,9	17,5	21,5	242	190	141080	4800	24,1	2730	12440	764	7,17
	60Ш5	596,4	325,9	17,5	25,5	268	211	163960	5500	24,7	3110	14750	905	7,41
	60Ш6	605,4	325,9	17,5	30,0	298	234	190430	6290	25,3	3550	17350	1060	7,63
	60Ш7	614,4	325,9	17,5	34,5	324	256	218940	7160	25,9	4010	19760	1210	7,81
700x320	70Ш*	673,2	318,2	11,0	14,3	170	133	131040	3890	27,8	2190	7700	484	6,74
	70Ш1	683,0	320,0	12,8	19,2	213	167	171660	5030	28,4	2830	10510	657	7,02
	70Ш2	689,4	320,3	13,1	22,4	236	185	196590	5700	28,9	3200	12290	768	7,22
	70Ш3	694,0	321,7	14,5	14,7	260	204	218110	6290	29,0	3530	13740	854	7,27
	70Ш4	699,0	323,2	16,0	27,2	287	225	141890	6290	29,0	3910	15340	949	7,32

Продолжение приложения 12

Продолжение табл. П.12.3

Номинальный размер профиля, мм	Номер профиля	h, мм	b, мм	d, мм	t, мм	A, см ²	Масса 1 м длины, кг	I _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	S _x , см ³	I _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см
700x320	70Ш5	704,0	324,7	17,5	29,7	313	246	266130	7560	29,1	4280	16990	1050	7,36
	70Ш6	704,0	327,7	20,5	29,7	335	263	274860	7810	28,7	4470	17490	1070	7,23
	70Ш7	713,6	327,7	20,5	24,5	366	287	314370	8810	29,3	5030	20300	1240	7,45
	70Ш8	720,6	329,2	22,0	38,0	400	314	348540	9670	29,5	5530	22680	1380	7,53
800X340	80Ш*	769,8	338,0	12,5	16,3	211	166	209640	5450	31,5	3080	10520	622	7,06
	80Ш1	779,2	340,0	14,5	21,0	258	203	265170	6810	32,0	3850	13790	811	7,30
	80Ш2	786,2	340,0	14,5	24,5	282	222	301630	7670	32,7	4320	16090	946	7,55
	80Ш3	791,2	341,5	16,0	27,0	311	244	334250	8450	32,8	4770	17970	1050	7,60
900x360	90Ш*	872,4	358,0	14,0	18,2	258	203	324610	7440	35,4	4230	13960	780	7,35
	90Ш1	882,0	360,0	16,0	23,0	310	244	402160	9120	36,0	5180	17940	997	7,60
	90Ш2	890,0	360,0	16,0	27,0	339	266	458680	10310	36,8	5820	21050	1170	7,88
	90Ш3	895,0	361,5	17,5	29,5	371	291	503480	11250	36,9	6370	23300	1290	7,98
1000x400	100Ш*	968,4	398,5	15,5	20,2	316	248	488280	10080	39,3	5740	21360	1070	8,22
	100Ш1	978,0	400,0	17,0	25,0	369	290	590550	12080	40,0	6850	26740	1340	8,51
	100Ш2	986,0	400,0	17,0	29,0	401	315	667700	13540	40,8	7630	31000	1550	8,79

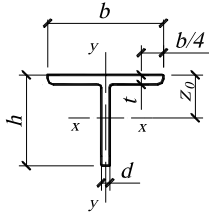
Номинальный размер профиля, мм	Номер профиля	h, мм	b, мм	d, мм	t, мм	A, см ²	Масса 1 м длины, кг	I _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	S _x , см ³	I _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см
Колонные двутавры														
200Х200	20К*	192,2	199,7	6,0	8,7	46,7	36,6	3300	343	8,40	188	1160	116	4,98
	20К1	194,4	200,0	6,3	9,8	51,7	40,6	3730	383	8,49	211	1310	131	5,03
	20К2	197,2	200,6	6,9	11,2	58,4	45,9	4300	436	8,58	241	1510	150	5,08
	20К3	199,6	201,4	7,7	12,4	64,9	50,9	4830	484	8,63	269	1690	168	5,10
	20К4	202,0	202,2	8,5	13,6	71,3	56,0	5370	532	8,68	298	1880	186	5,13
230х230	23К*	218,0	241,3	8,0	8,0	56,5	44,3	4970	456	9,38	252	1880	155	5,76
	23К1	222,8	240,0	6,7	10,4	65,1	51,1	6260	562	9,80	307	2400	200	6,07
	23К2	224,4	240,5	7,2	11,2	70,1	55,0	6780	605	9,84	332	2600	216	6,09
	23К3	227,0	241,1	7,8	12,5	77,7	61,0	7640	673	9,91	371	2920	242	6,13
	23К4	229,6	241,9	8,6	13,8	85,8	67,4	8540	744	9,97	412	3260	269	6,16
260х260	26К*	252,4	260,0	7,0	11,0	75,5	59,3	9330	739	11,1	404	3220	248	6,53
	26К1	255,2	260,8	7,8	12,4	84,8	66,6	10610	831	11,2	457	3670	281	6,58
	26К2	528,4	261,7	8,7	14,0	95,5	75,0	12110	938	11,3	518	4180	320	6,62
	26К3	261,0	262,5	9,5	15,3	104,0	82,0	13380	1030	11,3	569	4620	352	6,65
	26К4	263,8	263,4	10,4	16,7	114,0	89,6	14780	1120	11,4	625	5090	387	6,68
300х300	30К1	295,6	300,0	8,5	13,5	107	83,7	17970	1220	13,0	666	6080	405	7,55
	30К2	297,8	300,7	9,2	14,6	115	90,5	19580	1310	13,0	723	6620	440	7,58
	30К3	300,6	301,5	10,0	16,0	126	99,0	21640	1440	13,1	795	7310	485	7,61
	30К4	303,8	302,5	11,0	17,6	139	109,0	24080	1590	13,2	879	8130	537	7,65
	30К5	307,4	303,5	12,0	19,4	153	120,0	26870	1750	13,3	974	9050	596	7,69
	30К6	311,0	304,7	13,2	21,2	167	131,0	29780	1910	13,3	1070	10000	657	7,73
	30К7	315,2	306,0	14,5	23,3	184	145,0	33250	2110	13,4	1190	11140	728	7,77
	30К8	319,8	307,5	16,0	25,6	203	160,0	37210	2330	13,5	1320	12420	808	7,82

Продолжение приложения 12

Продолжение табл. П.12.3

Номинальный размер профиля, мм	Номер профиля	h, мм	b, мм	d, мм	t, мм	A, см ²	Масса 1 м длины, кг	I _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	S _x , см ³	I _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см
350x350	35K1	343,0	350,0	9,3	15,0	138	108	31430	1830	15,1	1000	10720	613	8,83
	35K2	346,6	351,2	10,5	16,8	154	121	35590	2050	15,2	1130	12140	691	8,87
	35K3	350,6	352,4	11,7	18,8	173	135	40290	2300	15,3	1270	13720	779	8,92
	35K4	354,6	353,6	12,9	20,8	191	150	45120	2540	15,4	1410	15340	867	8,96
	35K5	358,6	354,9	14,2	22,8	210	165	50110	2790	15,5	1560	17000	958	9,00
	35K6	363,0	356,2	15,5	25,0	230	181	55710	3070	15,6	1720	18850	1060	9,05
	35K7	367,8	357,7	17,0	27,4	253	198	62040	3370	15,7	1900	20920	1170	9,10
	35K8	373,4	359,4	18,7	30,2	279	219	69660	3730	15,8	2120	23390	1300	9,16
400x400	40K*	388,2	399,2	10,0	14,0	152	119	44320	2280	17,1	1240	14850	744	9,89
	40K1	392,6	400,2	10,8	16,2	173	136	51410	2620	17,3	1430	17290	864	10,0
	40K2	396,6	400,6	11,4	18,2	191	150	57950	2920	17,4	1600	19510	974	10,1
	40K3	400,6	401,8	12,6	20,2	212	166	64960	3240	17,5	1780	21850	1090	10,2
	40K4	405,2	403,2	14,0	22,5	236	185	73240	3610	17,6	2000	24590	1220	10,2
	40K5	410,2	404,7	15,5	25,0	262	206	82480	4020	17,7	2240	27640	1370	10,3
	40K6	415,2	406,2	17,0	27,5	289	227	91990	4430	17,8	2480	30740	1570	10,3
	40K7	421,2	408,0	18,8	30,5	321	252	103770	4930	18,0	2770	34550	1690	10,4
	40K8	427,2	409,8	20,6	33,5	353	277	115950	5430	18,1	3070	38460	1880	10,4
	40K9	434,2	412,2	23,0	37,0	392	308	130890	6030	18,3	3440	43240	2100	10,5
400x400	40K10	443,4	415,2	26,0	41,6	443	348	151320	6830	18,5	3930	49690	2390	10,6
	40K11	460,2	420,2	31,0	50,0	536	421	190980	8300	18,9	4850	61930	2960	10,7
	40K12	480,2	426,7	37,5	60,0	651	511	243440	10140	19,3	6020	77870	3650	10,9
	40K13	504,2	434,2	45,0	72,0	791	621	313490	12440	19,9	7520	98540	4540	11,2
	40K14	536,2	444,2	55,0	88,0	984	722	420360	15680	20,7	9690	129090	5810	11,5

Примечание. Размеры двутавров, отмеченные*, уточняются после опытной прокатки.



Тавры с параллельными гранями полок (широкополочные тавры)

Номи- нальный размер профиля, мм	Номер про- филя	h, мм	b, мм	d, мм	t, мм	A, см ²	Масса 1 м длины, кг	I _x , см ⁴	W _x ^{min} , см ³	W _x ^{max} , см ³	i _x , см	I _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см	z ₀ , см
Нормальные тавры															
100x100	10Б1*	97,0	99,3	4,5	5,6	10,2	8,0	85,6	11,5	37,8	2,92	45,9	9,24	2,12	2,26
	10БТ1	99,0	100,0	5,2	7,6	12,9	10,1	106	13,8	47,4	2,87	63,6	12,7	2,22	2,23
	10БТ2	100,0	100,0	5,2	8,6	13,9	10,9	111	14,1	51,1	2,83	71,9	14,4	2,28	2,17
	10БТ3	101,0	100,4	5,6	9,6	15,3	12,0	122	15,5	55,6	2,83	81,2	16,2	2,31	2,20
115x110	11,5БТ*	112,0	109,4	4,8	6,0	12,3	9,63	140	16,4	52,7	3,38	65,7	12,0	2,31	2,65
	11,5БТ1	113,9	110,0	5,4	7,9	15,0	11,8	167	19,0	64,6	3,34	87,9	16,0	2,42	2,59
	11,5БТ2	115,0	110,0	5,4	9,0	16,2	12,8	175	19,5	70,0	3,29	100,0	18,2	2,48	2,50
	11,5БТ3	116,2	110,4	5,8	10,2	18,0	14,2	194	21,3	76,9	3,28	115,0	20,8	2,52	2,52
130x120	13БТ*	126,7	119,5	5,1	6,4	14,5	11,4	214	22,2	70,7	3,84	91,4	15,3	2,51	3,03
	13БТ1	128,8	120,0	5,6	8,5	17,7	13,9	252	25,3	86,7	3,78	123	20,5	2,64	2,91
	13БТ2	130,0	120,0	5,6	9,7	19,1	15,0	264	25,9	94,1	3,72	140	23,3	2,71	2,81
	13БТ3	131,1	120,5	6,1	10,8	21,1	16,5	293	28,6	103	3,73	158	26,2	2,74	2,85
150x140	15БТ*	147,1	139,7	5,5	6,8	17,9	14,1	362	32,4	103	4,49	155	22,2	2,94	3,53
	15БТ1	148,8	140,0	5,8	8,5	20,8	16,3	405	35,2	120	4,42	195	27,8	3,06	3,37
	15БТ2	150,0	140,0	5,8	9,7	22,4	17,6	424	36,0	131	4,34	222	31,8	3,15	3,23
	15БТ3	151,1	140,5	6,3	10,8	24,7	19,4	468	39,5	143	4,35	250	35,6	3,18	3,26

Продолжение приложения 12

Продолжение табл. П.12.4

Номи- нальный размер профиля, мм	Номер про- филя	h, мм	b, мм	d, мм	t, мм	A, см ²	Масса 1 м длины, кг	I _x , см ⁴	W _x ^{min} , см ³	W _x ^{max} , см ³	i _x , см	I _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см	z ₀ , см
175x155	17,5БТ [⊖]	171,8	155,0	6,0	7,3	22,0	17,3	621	48,0	146	5,31	227	29,3	3,21	4,24
	17,5БТ1	173,3	155,0	6,0	8,8	24,4	19,1	660	49,4	166	5,21	274	35,3	3,35	3,98
	17,5БТ2	175,0	155,0	6,0	10,5	27,0	21,2	699	50,9	186	5,09	326	42,1	3,48	3,75
	17,5БТ3	176,2	155,5	6,5	11,7	29,7	23,3	770	55,7	204	5,09	367	47,2	3,52	3,78
200x165	20БТ [⊖]	196,0	164,7	6,5	7,9	26,3	20,7	983	67,2	198	6,11	295	35,8	3,35	4,98
	20БТ1	197,9	165,0	6,8	9,8	30,1	23,6	1090	72,4	231	6,02	368	44,6	3,50	4,73
	20БТ2	200,0	165,0	6,8	11,9	33,5	26,3	1160	74,8	262	5,89	446	54,1	3,65	4,44
	20БТ3	201,2	165,6	7,4	13,1	36,3	28,8	1280	82,0	285	5,91	497	60	3,68	4,5
225x180	225БТ [⊖]	220,2	179,4	7,0	8,5	31,5	24,7	1490	91,2	264	6,89	410	45,7	3,61	5,65
	225БТ1	222,7	180,0	7,6	11,0	37,3	29,3	1730	102,0	320	6,80	536	59,6	3,79	5,39
	225БТ2	225,0	180,0	7,6	13,3	41,4	32,5	1840	105,0	363	6,66	648	72,0	3,96	5,97
	225БТ3	226,4	180,7	8,3	14,7	45,5	35,7	2030	116,0	395	6,68	725	80,2	3,99	5,14
250x200	25БТ [⊖]	244,9	199,4	7,8	9,3	38,6	30,3	2280	126,0	360	7,68	617	61,8	3,99	6,33
	25БТ1	247,8	200,0	8,4	12,2	45,9	36,0	2630	140,0	439	7,57	816	81,6	4,22	5,99
	25БТ2	250,0	200,0	8,4	14,4	50,3	39,5	2780	144,0	489	7,43	962	96,2	4,37	5,68
	25БТ3	251,6	200,6	9,0	16,0	55,0	43,2	3030	156,0	533	7,42	1080	108,0	4,43	5,69
275x215	27,5БТ [□]	269,2	214,4	8,6	10,3	46,1	36,2	3310	167,0	469	8,48	849	79,2	4,29	7,06
	27,5БТ1	272,6	215,0	9,2	13,8	55,0	43,2	3820	185,0	577	8,34	1140	106,0	4,55	6,62
	27,5БТ2	275,0	215,0	9,2	16,1	60,2	47,2	4040	190,0	642	8,19	1340	124,0	4,71	6,29
	27,5БТ3	276,6	215,8	10,0	16,7	65,8	51,7	4440	208,0	698	8,21	1490	118,0	4,75	6,36

Продолжение приложения 12

Продолжение табл. П.12.4

Номи- нальный размер профиля, мм	Номер про- филя	h, мм	b, мм	d, мм	t, мм	A, см ²	Масса 1 м длины, кг	I _x , см ⁴	W _x ^{min} , см ³	W _x ^{max} , см ³	i _x , см	I _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см	z ₀ , см
300x230	30БТ□	289,0	229,4	9,4	11,3	54,5	42,8	4650	215,0	601	9,23	1140	99,4	4,58	7,73
	30БТ1	287,1	230,0	10,0	15,4	66,7	51,5	5390	239,0	750	9,06	1570	136	4,88	7,18
	30БТ2	300,0	230,0	10,0	18,3	72,3	56,8	5710	246,0	841	8,80	1850	102	5,97	6,80
	30БТ3	301,7	231,0	11,0	20,0	79,3	62,2	6330	272,0	920	8,98	2060	178	5,10	6,94
350x260	35БТ#	344,5	259,5	11,0	13,2	73,2	57,4	8720	346,0	940	10,9	1930	149	5,13	9,28
	35БТ1	346,8	260,0	11,5	15,5	80,9	63,8	9500	370,0	1060	10,8	2380	175	5,31	8,98
	35БТ2	359,0	260,0	11,5	18,7	89,2	70,0	10130	382,0	1200	10,7	2750	211	5,55	8,45
	35БТ3	358,8	260,5	12,0	21,5	98,2	77,1	10970	406,0	1330	10,6	3100	244	5,69	8,25
	35БТ4	354,8	261,7	13,2	23,5	108,0	84,5	12150	449,0	1440	10,6	3520	269	5,72	8,42
400x270	40БТ#	393,0	269,0	12,0	15,6	87,1	68,3	13750	486,0	1250	12,6	2350	174	5,19	11,0
	40БТ1	395,8	270,0	13,0	18,6	98,6	77,4	15460	537,0	1430	12,5	2820	210	5,36	10,8
	40БТ2	400,0	270,0	13,0	22,0	110,0	86,3	16690	558,0	1660	12,3	3680	261	5,66	10,1
	40БТ3	402,6	270,8	13,8	25,0	120,0	94,3	18150	690,0	1820	12,3	3980	294	5,76	10,0
	40БТ4	404,6	272,3	15,3	27,0	132,0	103,0	20150	667,0	1970	12,4	4340	323	5,78	10,2
450x310	45БТ□	448,6	308,7	13,0	15,6	108,0	84,5	21610	674,0	1780	14,2	3840	249	5,97	12,3
	45БТ1	446,6	310,0	14,3	18,6	123,0	96,3	24530	794,0	2320	14,1	4640	299	6,15	12,1
	45БТ2	450,0	310,0	14,3	22,0	133,0	105,0	26000	776,0	2620	14,0	5480	354	6,41	11,5
	45БТ3	453,0	311,2	15,5	25,0	148,0	116,0	28810	851,0	2520	14,0	6300	405	6,52	11,5
	45БТ4	455,0	313,2	17,5	27,0	163,0	128,0	32330	960,0	2730	14,1	6940	443	6,52	11,8
500x320	50БТ□	490,8	318,5	14,0	16,8	124,0	97,1	30820	880,0	2190	15,8	4540	285	6,06	14,0
	50БТ1	495,0	320,0	15,5	21,0	145,0	113,0	35750	998,0	2610	15,7	5760	360	6,31	13,7
	50БТ2	500,0	320,0	15,5	26,0	161,0	126,0	38550	1040	3010	15,5	7120	445	6,66	12,8
	50БТ3	504,0	321,1	16,6	30,0	179,0	140,0	42620	1130	3370	15,4	8300	517	6,81	12,6
	50БТ4	507,0	323,1	18,6	33,0	199,0	156,0	47930	1270	3700	15,5	9310	576	6,85	12,9

Номинальный размер профиля, мм	Номер профиля	h, мм	b, мм	d, мм	t, мм	A, см ²	Масса 1 м длины, кг	I _x , см ⁴	W _x ^{min} , см ³	W _x ^{max} , см ³	i _x , см	I _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см	z ₀ , см
Широкополочные тавры															
100x150	10ШТ□	94,7	149,2	5,0	7,3	16,0	12,5	98,6	12,7	58,4	2,48	202	27,1	3,56	1,69
	10ШТ1	95,9	150,0	5,8	8,5	18,5	14,6	117	14,9	66,2	2,51	239	31,9	3,59	1,76
	10ШТ2	97,0	150,0	5,8	9,6	20,2	15,9	122	19,3	70,6	2,46	270	36,1	3,66	1,73
115x155	11,5ШТ□	108,3	154,2	5,5	7,3	17,7	13,9	158	18,1	75,1	2,99	223	29,0	3,56	2,10
	11,5ШТ1	110,5	155,0	6,3	9,5	21,9	17,2	191	21,4	90,8	2,95	295	38,1	3,67	2,11
	11,5ШТ2	112,0	155,2	6,5	11,0	24,5	19,2	207	22,7	99,3	2,91	343	44,2	3,74	2,08
130X180	13ШТ□	123,7	179,2	6,0	8,5	23,2	18,2	261	25,9	113	3,35	408	45,6	4,19	2,30
	13ШТ1	125,4	180,0	6,8	10,2	27,3	21,4	305	29,9	130	3,34	497	55,2	4,27	2,34
	13ШТ2	126,8	180,3	7,1	11,6	30,2	23,7	330	31,9	141	3,31	567	62,9	4,34	2,33
150x200	15ШТ□	143,8	199,0	6,5	9,5	29,0	22,8	444	37,9	166	3,91	625	62,8	4,64	2,68
	15ШТ1	145,5	200,0	7,5	11,2	33,9	26,6	524	44,4	196	3,93	748	74,8	4,70	2,76
	15ШТ2	147,3	200,2	7,7	13,0	37,8	29,6	562	45,6	208	3,86	871	87,0	4,80	2,71
	15ШТ3	148,9	201,1	8,6	14,6	42,3	33,2	640	52,9	228	3,89	991	98,6	4,84	2,80
	15ШТ4	150,3	201,9	9,4	16,0	46,3	36,4	710	58,5	246	3,92	1100	109	4,87	2,88
175x250	17,5ШТ□	167,3	248,5	7,0	10,8	39,5	31,0	774	56,0	267	4,43	1380	111	5,92	2,90
	17,5ШТ1	169,3	250,0	8,5	12,8	47,0	36,9	952	58,7	310	4,50	1670	134	5,96	3,07
	17,5ШТ2	170,5	250,9	9,4	14,0	51,6	40,5	1060	76,6	335	4,54	1850	147	5,98	3,17
	17,5ШТ3	172,5	250,9	9,4	16,0	56,6	44,4	1110	78,8	361	4,43	2110	168	6,10	3,08
	17,5ШТ4	174,3	251,9	10,4	17,8	62,8	49,3	1250	87,9	393	4,47	2370	168	6,15	3,18

Продолжение приложения 12

Продолжение табл. П.12.4

Номинальный размер профиля, мм	Номер профиля	h, мм	b, мм	d, мм	t, мм	A, см ²	Масса 1 м длины, кг	I _x , см ⁴	W _x ^{min} , см ³	W _x ^{max} , см ³	i _x , см	I _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см	z ₀ , см
200x300	20ШТ [□]	192,6	298,5	8,0	12,5	53,8	42,2	1360	85,1	420	5,03	2770	186	7,18	3,25
	20ШТ1	194,3	300,0	9,5	14,2	61,8	48,5	1630	102,0	473	5,13	3260	213	7,19	3,44
	20ШТ2	195,9	300,0	9,5	15,8	66,6	52,3	1680	104,0	503	5,03	3560	237	7,31	3,35
	20ШТ3	195,9	302,0	11,5	15,8	70,5	55,3	1960	123,0	529	5,27	3630	240	7,18	3,71
	20ШТ4	198,8	302,0	11,5	18,7	79,3	62,2	2080	127,0	582	5,12	4300	265	7,16	3,51
250x300	25ШТ*	239,6	298,6	9,0	12,5	60,7	47,6	2800	146,0	594	6,80	2780	186	6,77	4,72
	25ШТ1	242,1	300,0	10,4	15,0	71,7	56,1	3320	171,0	691	6,81	3380	225	6,88	4,80
	25ШТ2	244,9	300,0	10,4	17,8	79,9	62,7	3500	176,0	767	6,62	4010	267	7,08	4,56
	25ШТ3	244,9	303,8	14,2	17,8	89,2	70,0	4460	233,0	831	7,07	4170	274	6,84	5,36
	25ШТ4	248,1	303,8	14,2	21,0	98,9	77,7	4720	240,0	919	6,91	4920	324	7,05	5,14
25ШТ5	251,6	303,8	14,2	24,6	110,0	86,0	5000	247,0	1000	6,75	5730	378	7,23	4,97	
300x320	30ШТ*	285,7	318,4	10,0	13,0	72,0	56,5	5110	228,0	836	8,42	3500	220	6,97	6,12
	30ШТ1	289,7	320,0	11,6	17,0	89,4	70,2	6220	271,0	1030	8,34	4650	291	7,21	6,03
	30ШТ2	292,3	320,0	11,6	19,6	97,7	76,7	6510	277,0	1130	8,16	5360	335	7,41	5,77
	30ШТ3	294,2	321,4	13,0	21,5	108,0	84,7	7330	312,0	1230	8,24	5960	371	7,43	5,96
	30ШТ4	294,2	325,9	17,5	21,5	121,0	95,1	9190	408,0	1330	8,71	6220	382	7,17	6,92
	30ШТ5	298,2	325,9	17,5	25,5	134,0	105,0	9780	422,0	1480	8,54	7380	453	7,41	6,63
	30ШТ6	302,7	325,9	17,5	30,0	149,0	117,0	10400	436,0	1630	8,36	8670	532	7,63	6,40
350x320	35ШТ*	336,6	318,2	11,0	14,3	84,8	66,6	8850	343,0	1130	10,2	3850	242	6,74	7,81
	35ШТ1	341,5	320,0	12,8	19,2	107,0	83,6	10890	411,0	1430	10,1	5260	328	7,02	7,63
	35ШТ2	344,7	320,3	13,1	22,4	118,0	92,5	11660	430,0	1590	9,95	6150	384	7,22	7,35
	35ШТ3	347,0	321,7	14,5	24,7	130,0	102,0	13020	479,0	1730	10,0	6870	327	7,27	7,53
	35ШТ4	349,5	323,2	16,0	27,2	143,0	113,0	14520	533,0	1890	10,1	7670	475	7,32	7,70

Продолжение приложения 12

Окончание табл. П.12.4

Номи- нальный размер профиля, мм	Номер про- филя	h, мм	b, мм	d, мм	t, мм	A, см ²	Масса 1 м длины, кг	I _x , см ⁴	W _x ^{min} , см ³	W _x ^{max} , см ³	i _x , см	I _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см	z ₀ , см
350x300	35ШТ5	352,0	324,7	17,5	29,7	157,0	123,0	16050	587,0	2040	10,1	8500	523	7,36	7,87
	35ШТ6	352,0	327,7	20,5	29,7	167,0	131,0	18070	677,0	2130	10,4	8740	534	7,23	8,49
	35ШТ7	356,8	327,7	20,5	34,5	183,0	144,0	19170	698,0	2330	10,2	10150	620	7,45	8,22
	35ШТ8	360,3	329,2	22,0	38,0	200,0	157,0	21030	760,0	2520	10,3	11340	689	7,53	8,34
400x340	40ШТ*	384,9	338,0	12,5	16,3	106,0	82,9	14740	505,0	1590	11,8	5260	311	7,06	9,28
	40ШТ1	389,6	340,0	14,5	21,0	129,0	101,0	17860	599,0	1950	11,8	6900	406	7,30	9,17
	40ШТ2	393,1	340,0	14,5	24,5	141,0	111,0	18810	615,0	2160	11,5	8040	473	7,55	8,73
	40ШТ3	395,6	341,5	16,0	27,0	156,0	122,0	20940	683,0	2350	11,6	8980	526	7,60	8,91
450x360	45ШТ*	436,2	358,0	14,0	18,2	129,0	101	23600	720	2170	13,5	6980	390	7,34	10,9
	45ШТ1	441,0	360,0	16,0	23,0	155,0	122	28100	842	2620	13,5	8970	498	7,60	10,7
	45ШТ2	445,0	360,0	16,0	27,0	170,0	133	29670	865	2910	13,2	10530	585	7,88	10,2
	45ШТ3	447,5	361,5	17,5	29,5	185,0	146	32700	951	3150	13,3	11650	644	7,93	10,4
500x400	50ШТ*	484,2	398,0	15,5	20,2	158,0	124	35690	983	2950	15,0	10680	536	8,22	12,1
	50ШТ1	489,0	400,0	17,0	25,0	184,0	145	40980	1100	3480	14,9	13370	668	8,51	11,8
	50ШТ2	493,0	400,0	17,0	29,0	200,0	157	43090	1130	3840	14,7	15500	775	8,79	11,2

Номинальный размер профиля, мм	Номер профиля	h, мм	b, мм	d, мм	t, мм	A, см ²	Масса 1 м длины, кг	I _x , см ⁴	W _x ^{min} , см ³	W _x ^{max} , см ³	i _x , см	I _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см	z ₀ , см
Колонные тавры															
100x200	10КТ*	96,1	199,7	6,0	8,7	23,3	18,2	128	15,8	83,0	2,34	578	57,9	4,98	1,54
	10КТ1	97,2	200,0	6,3	9,8	25,8	20,3	138	16,9	89,3	2,31	654	65,4	5,03	1,55
	10КТ2	98,6	200,6	6,9	11,2	29,2	22,9	156	18,9	97,8	2,31	754	75,2	5,08	1,60
	10КТ3	99,8	201,4	7,7	12,4	32,4	25,5	178	21,4	106,0	2,34	845	83,9	5,10	1,68
	10КТ4	101,0	202,2	8,5	13,6	35,7	28,0	201	24,0	115,0	2,37	938	92,8	5,13	1,75
115x230	11,5КТ*	109,0	241,3	8,0	8,0	28,2	22,2	240	26,9	121	2,91	938	77,7	5,76	1,98
	11,5КТ1	111,4	240,0	6,7	10,4	32,6	25,6	225	23,8	132	2,63	1200	99,9	6,07	1,70
	11,5КТ2	112,2	240,5	7,2	11,2	35,0	27,5	245	25,8	140	2,64	1300	108,0	6,09	1,74
	11,5КТ3	113,5	241,1	7,8	12,5	38,9	30,5	272	28,5	152	2,65	1460	121,0	6,13	1,80
	11,5КТ4	114,8	241,9	8,6	13,8	42,9	33,7	306	31,9	164	2,67	1630	135,0	6,16	1,87
130x260	13КТ1	126,2	260,0	7,0	11,0	37,8	29,6	343	32,0	178	3,01	1610	124	6,53	1,92
	13КТ2	127,6	260,8	7,8	12,4	42,4	33,3	390	36,2	195	3,03	1830	141	6,58	2,00
	13КТ3	129,2	261,7	8,7	14,0	47,8	37,5	445	41,1	214	3,05	2090	160	6,62	2,08
	13КТ4	130,5	262,5	9,6	15,3	52,2	41,0	495	45,5	230	3,08	2310	176	6,65	2,16
	13КТ5	131,9	263,4	10,4	16,7	57,1	44,8	552	50,5	246	3,11	2550	193	6,68	2,24

Продолжение приложения 12

Окончание табл. П.12.4

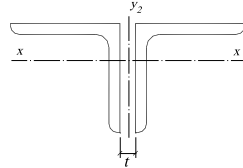
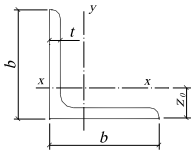
Номи- нальный размер профиля, мм	Номер про- филя	h, мм	b, мм	d, мм	t, мм	A, см ²	Масса 1 м длины, кг	I _x , см ⁴	N _x ^{min} , см ³	N _x ^{max} , см ³	i _x , см	I _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см	z ₀ , см
150x300	15КТ1	147,8	300,0	8,5	13,5	53,3	41,8	664	53,2	291	3,53	3040	203	7,55	2,29
	15КТ2	148,9	300,7	9,2	14,6	57,6	45,3	728	58,1	310	3,55	3310	220	7,58	2,35
	15КТ3	150,3	301,5	10,0	16,0	63,1	49,5	806	63,9	332	3,57	3660	243	7,61	2,43
	15КТ4	151,9	302,5	11,0	17,6	69,4	54,5	903	71,3	358	3,61	4060	269	7,65	2,52
	15КТ5	153,7	303,5	12,0	19,4	76,4	60,0	1010	79,0	385	3,63	4520	298	7,69	2,62
	15КТ6	155,5	304,7	13,2	21,2	83,7	65,7	1130	88,3	414	3,68	5000	328	7,73	2,73
	15КТ7	157,6	306,0	14,5	23,3	92,2	72,3	1270	98,8	447	3,72	5570	364	7,77	2,85
	15КТ8	159,9	307,5	16,0	25,6	102,0	79,8	1440	111,0	483	3,77	6210	404	7,82	2,99
173x350	17,5КТ1	171,5	350,0	9,3	15,0	68,8	54,0	1150	78,7	442	4,08	5360	306	8,83	2,59
	17,5КТ2	173,3	351,2	10,5	16,8	77,2	60,6	1310	90,0	484	4,13	6070	346	8,87	2,71
	17,5КТ3	175,3	352,4	11,7	18,8	86,3	67,7	1500	102,0	529	4,16	6860	389	8,92	2,83
	17,5КТ4	177,3	353,6	12,9	20,8	95,5	74,9	1680	114,0	572	4,20	7670	434	8,96	2,94
	17,5КТ5	179,3	354,9	14,2	22,8	105,0	82,3	1890	127,0	610	4,25	8500	479	9,00	3,07
	17,5КТ6	181,5	356,2	15,5	25,0	115,0	90,3	2110	141,0	662	4,28	9420	529	9,05	3,19
	17,5КТ7	183,9	357,7	17,0	27,4	126,0	99,2	2370	158,0	713	4,33	10460	585	9,10	3,33
	17,5КТ8	186,7	359,4	18,7	30,2	140,0	110,0	2690	177,0	770	4,39	11690	651	9,16	3,49

Продолжение приложения 12

Окончание табл. П.12.4

Номинальный размер профиля, мм	Номер профиля	h, мм	b, мм	d, мм	t, мм	A, см ²	Масса 1 м длины, кг	I _x , см ⁴	W _x ^{min} , см ³	W _x ^{max} , см ³	i _x , см	I _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см	Z ₀ , см
200x400	20КТ*	194,1	399,2	10,0	14,0	76,0	59,6	1780	109	587	4,84	7430	372	9,89	3,03
	20КТ1	196,3	400,0	10,8	16,2	86,3	67,8	1980	120	650	4,79	8640	432	10,0	3,05
	20КТ2	198,3	400,6	11,4	18,2	95,5	75,0	2150	128	700	4,75	9750	487	10,1	3,07
	20КТ3	200,3	401,8	12,6	20,2	106,0	83,2	2420	144	760	4,78	10930	544	10,2	3,18
	20КТ4	202,6	403,2	14,0	22,5	118,0	92,6	2750	162	827	4,82	12300	610	10,2	3,32
	20КТ5	205,1	404,7	15,5	25,0	131,0	103	3110	182	898	4,87	13820	683	10,3	3,46
	20КТ6	207,6	406,2	17,0	27,5	144,0	113	3490	203	968	4,91,4,9	15370	757	10,3	3,60
	20КТ7	210,6	408,0	18,8	30,5	160,0	126	3960	229	1050	7	17280	847	10,4	3,77
	20КТ8	213,6	409,8	20,6	33,5	176,0	139	4460	256	1130	5,03	19230	939	10,4	3,95
	20КТ9	117,1	412,2	23,0	37,0	196,0	154	5130	293	1230	5,12	21620	1050	10,5	4,17
	20КТ10	221,7	415,2	26,0	41,6	222,0	174	6040	341	1360	5,22	24850	1200	10,6	4,45
	20КТ11	230,1	420,2	31,0	50,0	368,0	210	7790	430	1580	5,39	30970	1470	10,7	4,92
	20КТ12	240,1	426,7	37,5	60,0	326,0	256	10300	557	1870	5,62	38940	1820	10,9	5,51
	20КТ13	252,1	434,2	45,0	72,0	396,0	311	13770	752	2220	5,90	49270	2270	11,2	6,20
20КТ14	268,1	444,2	55,0	88,0	492,0	386	19410	986	2730	6,28	64550	2910	11,5	7,12	

Примечание. Размеры тавров, отмеченные *, уточняются после опытной прокатки.



Равнополочные уголки (выборка из ГОСТ 8509-86)

Размер уголка, мм		Масса 1 м, кг	A , см ²	z_0 , см	I_x , см ⁴	i_x , см	Радиус инерции i_{y2} для двух уголков при t , мм			
b	t						8	10	12	14
50*	5*	3,77	4,80	1,42	11,2	1,53	2,38	2,45	2,53	2,61
56	4	3,44	4,38	1,52	12,1	1,73	2,58	2,69	2,73	2,81
	5	4,25	5,41	1,57	160	1,72	2,61	2,72	2,77	2,85
63*	4	3,90	4,96	1,69	18,9	1,95	2,86	2,93	3,01	3,09
	5*	4,81	6,13	1,74	23,1	1,94	2,89	2,96	3,04	3,12
	6	5,72	7,28	1,78	27,1	1,93	2,90	2,99	3,06	3,14
70*	4,5	4,87	6,20	1,88	290	2,16	3,20	3,21	3,29	3,37
	5*	5,38	6,86	1,90	31,9	2,16	3,16	3,23	3,30	3,38
	6*	6,39	8,15	1,94	37,6	2,15	3,18	3,25	3,33	3,40
	7	7,39	9,42	1,99	430	2,14	3,20	3,28	3,38	3,44
75*	8	8,37	10,7	2,02	48,2	2,13	3,22	3,29	3,37	3,45
	5	5,80	7,39	2,02	39,5	2,31	3,35	3,42	4,49	3,57
	6*	6,89	8,78	2,06	46,6	2,30	3,30	3,44	3,52	3,60
	7	7,96	10,1	2,10	53,3	2,29	3,40	3,47	3,54	3,62
75*	8	9,02	11,5	2,15	59,8	2,28	3,43	3,50	3,57	3,65
	9	10,1	12,8	2,18	66,1	2,27	3,44	3,51	3,59	3,67

Продолжение приложения 12

Продолжение табл. П.12.5

Размер уголка, мм		Масса 1 м, кг	A , см ²	z_0 , см	I_x , см ⁴	i_x , см	Радиус инерции i_{y2} для двух уголков при t , мм			
b	t						8	10	12	14
80*	5,5	6,78	8,63	2,17	52,7	2,47	3,57	3,64	3,71	3,79
	6	7,36	9,38	2,19	57,0	2,47	3,58	3,65	3,72	3,80
	7*	8,51	10,8	2,23	65,3	2,45	3,60	3,67	3,75	3,82
	8	9,65	12,3	2,27	73,4	2,44	3,62	3,69	3,77	3,84
90*	6*	8,33	10,6	2,43	82,1	2,78	3,96	4,04	4,11	4,19
	7*	9,64	12,3	2,47	94,3	2,77	3,99	4,06	4,13	4,21
	8	10,9	13,9	2,51	106	2,76	4,01	4,08	4,16	4,23
	9	12,2	15,6	2,55	118	2,75	4,04	4,11	4,18	4,26
100*	6,5	10,1	12,8	2,68	122	3,09	4,36	4,43	4,50	4,57
	7	10,8	13,8	2,71	131	3,08	4,38	4,45	4,52	4,59
	8*	12,2	15,5	2,75	147	3,07	4,47	4,54	4,62	4,62
	10	15,1	19,2	2,83	179	3,05	4,44	4,52	4,59	4,66
	12	17,9	22,8	2,91	209	3,03	4,48	4,56	4,63	4,71
	14	20,6	26,3	2,99	237	3,00	4,53	4,60	4,68	4,76
110*	16	23,3	29,7	3,06	264	2,98	4,64	4,72	4,72	4,80
	7	11,9	15,2	2,96	176	3,40	4,78	4,85	4,92	5,00
	8*	13,5	17,2	3,00	198	3,39	4,80	4,87	4,95	5,02
125*	8*	15,5	19,7	3,36	294	3,87	5,39	5,46	5,53	5,60
	9*	17,3	22,0	3,40	327	3,86	5,41	5,48	5,56	5,63
	10	19,1	24,3	3,45	360	3,85	5,44	5,52	5,58	5,66
	12	22,7	28,9	3,53	422	3,82	5,48	5,55	5,62	5,70
	14	26,2	33,4	3,61	482	3,80	5,52	5,60	5,67	5,75
	16	29,6	37,8	3,68	539	3,78	5,66	5,72	5,72	5,78

Размер уголка, мм		Масса 1 м, кг	A , см ²	z_0 , см	I_x , см ⁴	i_x , см	Радиус инерции i_{y2} для двух угол- ков при t , мм			
b	t						8	10	12	14
140*	9*	19,4	24,7	3,78	466	4,34	6,02	6,10	6,16	6,24
	10*	21,5	27,3	3,82	512	4,33	6,05	6,12	6,19	6,26
	12	25,5	32,5	3,90	602	4,31	6,08	6,15	6,25	6,30
160*	10*	24,7	31,4	4,30	774	4,96	6,84	6,91	6,97	7,05
	11*	27,0	34,4	4,35	944	4,95	6,86	6,93	7,00	7,13
	12	29,4	37,4	4,39	913	4,94	6,88	6,95	7,02	7,09
	14	34,0	43,3	4,47	1046	4,92	6,91	6,98	7,05	7,13
	16	38,5	49,1	4,55	1175	4,89	6,95	7,03	7,10	7,18
	18	43,0	54,8	4,63	1299	4,87	7,00	7,07	7,14	7,22
180*	20	47,4	60,4	4,70	1419	4,85	7,04	7,11	7,18	7,26
	11*	30,5	38,8	4,85	1216	5,60	7,67	7,74	7,81	7,82
200*	12*	37,0	47,1	5,37	1823	6,22	8,48	8,55	8,62	8,69
	13	39,9	50,9	5,42	1961	6,21	8,50	8,58	8,64	8,71
200*	14*	42,8	54,6	5,46	2097	6,20	8,52	8,60	8,66	8,73
	16	48,7	62,0	5,54	2363	6,17	8,56	8,64	8,70	8,77
	20*	60,1	76,5	5,70	2871	6,12	8,65	8,72	8,79	8,86
	25	74,0	94,3	5,89	3466	6,06	8,74	8,81	8,88	8,95
	30*	87,6	111,5	6,07	4020	6,00	8,83	8,90	8,97	9,05

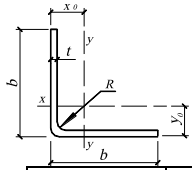
Продолжение приложения 12

Окончание табл. П.12.5

Размер уголка, мм		Масса 1 м, кг	A , см ²	z_0 , см	I_x , см ⁴	i_x , см	Радиус инерции i_{y2} для двух угол- ков при t , мм			
b	t						8	10	12	14
220*	14*	47,4	60,4	5,93	2814	6,83	9,31	9,37	9,45	9,52
	16*	53,8	68,6	6,02	3175	6,81	9,35	9,42	9,49	9,56
250*	16*	61,5	78,4	6,75	4717	7,76	10,55	10,62	10,68	10,75
	18	68,9	87,7	6,83	5247	7,73	10,59	10,65	10,72	10,80
	20*	76,1	97,0	6,91	5765	7,71	10,62	10,69	10,76	10,83
	22	83,3	106,1	7,00	6270	7,69	10,67	10,74	10,81	10,88
	25	94,0	119,7	7,11	7086	7,65	10,72	10,79	10,86	10,93
	28	104,5	138,1	7,23	7717	7,61	10,78	10,85	10,92	10,99
	30	111,4	142,0	7,31	8177	7,59	10,82	10,89	10,96	10,03

Примечание. Профили, отмеченные *, рекомендуются по сокращенному сортаменту, утвержденному Госстроем СССР от 20.04.1984 г. № 59

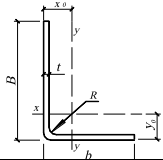
Таблица П.12.6



Уголки стальные гнутые равнополочные (ГОСТ 19771-74)

b , мм	t , мм	R , мм	A , см ²	$I_x, (I_y)$, см ⁴	$W_x, (W_y)$, см ³	$i_x, (i_y)$, см	$x_0, (y_0)$, см	Масса 1 м, кг
50	3,0	4	2,84	7,02	1,94	1,57	1,39	2,23
60	3,0	4	3,44	12,36	2,84	1,89	1,64	2,70
60*	3,5	4	3,99	14,23	3,28	1,89	1,66	3,13

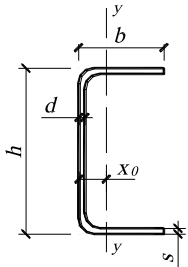
Таблица П.12. 7



Уголки стальные гнутые неравнополочные (ГОСТ 19772-74)

B , мм	b , мм	t , мм	R , мм	A , см ²	I_x , см ⁴	W_x , см ³	i_x , см	I_y , см ⁴	W_y , см ³	i_y , см	x_0 , см	y_0 , см	Масса 1 м, кг
75*	20	2	3	1,83	10,58	2,40	2,41	0,39	0,23	0,46	0,30	3,10	1,43
110*	60	3	6	4,91	64,21	8,86	3,62	14,66	3,05	1,73	1,20	3,75	3,86
115	65	5	10	8,48	119,02	15,84	3,75	29,47	5,80	1,86	1,41	3,99	6,66
120*	100	6	9	12,53	185,64	22,05	3,85	117,98	15,99	3,08	2,56	3,58	9,84
120*	100	7	9	14,53	213,65	25,50	3,83	136,71	18,45	3,07	2,59	3,62	11,41
120	100	8	20	16,13	235,4	28,53	3,82	151,09	20,70	3,06	2,70	3,75	12,67
130*	60	6	9	10,73	191,22	23,35	4,22	28,34	5,92	1,62	1,21	4,81	8,42
147	125	8	20	20,29	449,42	43,84	4,70	302,57	32,85	1,27	3,29	4,44	15,93
200	100	6	9	17,33	746,54	57,51	6,56	136,78	16,95	2,81	1,93	7,02	13,6
152	100	5,5	12	13,21	324,94		4,96	117,37		2,98	2,25	4,95	10,37

Примечание. Профили, отмеченные *, применять по согласованию с цехом-изготовителем.



Швеллеры стальные гнутые равнополочные по ГОСТ 8278-83

h, мм	b, мм	s, мм	R, мм	A, см ²	I _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	I _y , см ⁴	W _y , см ³	i _y , см	X ₀ , см	Масса 1м, кг
70	50	4,0	6	6,21	48,30	13,80	2,79	15,77	4,76	1,59	1,69	4,87
80	40	2,5	3	3,78	37,40	9,55	3,14	5,98	2,07	1,26	1,12	2,97
80	40	3,0	4	4,48	43,51	10,88	3,12	7,00	2,45	1,25	1,44	3,51
80	50	4,0	6	6,60	65,98	16,50	3,16	16,60	4,48	1,58	1,60	5,18
80	60	3,0	4	5,68	61,30	15,32	3,29	21,46	5,31	1,94	1,96	4,46
90	50	3,5	5	6,20	78,16	17,31	3,55	15,50	4,42	1,58	1,49	4,87
90	54	5,0	8	8,78	106,4	23,65	3,48	26,3	6,97	1,7	1,78	6,89
90	115	5,0	12	14,88	216,75	48,17	3,82	204,49	29,26	3,71	4,51	1,68
100	40	2,5	6	4,28	63,1	12,6	3,84	6,39	2,13	1,22	1,00	3,36
100	40	3,0	5	5,05	73,11	14,62	3,80	7,50	2,53	1,22	1,03	3,97
100	50	3,0	4	5,68	87,88	15,57	3,93	14,05	3,90	1,57	1,39	4,47
100	50	5,0	7	9,09	133,39	26,68	3,83	21,72	6,20	1,55	1,49	7,14
100	60	3,0	4	6,28	111,99	20,40	4,03	23,25	5,52	1,92	1,79	4,93

Продолжение приложения 12

Продолжение табл. П.12.8

h, мм	b, мм	s, мм	R, мм	A, см²	I_{x1}, см⁴	W_{x1}, см³	i_{x1}, см	I_y, см⁴	W_y, см³	i_y, см	χ₀, см	Масса 1м, кг
100	60	4,0	6	8,20	129,89	25,98	3,98	29,93	7,20	1,91	1,84	6,44
120	50	3,0	5	6,25	133,77	22,29	4,63	14,85	3,99	1,54	1,28	4,91
120	50	4,0	6	8,20	171,72	28,62	4,57	19,15	5,21	1,53	1,33	6,44
120	60	4,0	6	9,00	198,65	33,11	4,70	31,91	7,42	1,88	1,70	7,07
120	70	5,0	7	12,09	272,71	45,45	4,75	59,56	12,25	2,22	2,14	9,49
140	60	4,0	6	9,80	285,42	40,77	5,39	33,57	7,59	1,85	1,57	7,70
140	60	5,0	7	12,09	345,47	49,35	5,34	40,80	9,32	1,84	1,62	9,49
140	60	6,0	14	14,00	385,54	55,08	5,25	46,69	10,88	1,82	1,71	10,99
140	70	5,0	10	11,49	393,00	56,1	5,47	62,80	12,5	2,19	1,99	10,30
160	50	4,0	6	9,81	343,12	42,42	5,91	20,87	5,41	1,46	1,14	7,70
160	60	4,0	6	10,60	391,80	48,97	6,08	34,98	7,72	1,82	1,43	8,32
160	80	3,0	5	9,25	376,50	47,06	6,38	59,79	10,22	2,54	2,15	7,26
160	80	4,0	6	12,20	489,16	61,14	6,33	78,01	13,44	2,53	2,20	9,58
160	80	5,0	7	15,09	595,66	74,46	6,28	95,40	16,57	2,51	2,24	11,85
170	60	4,0	6	11,00	452,84	53,27	6,41	35,61	7,78	1,80	1,42	8,64
170	70	5,0	12	14,38	602,31	70,86	6,47	66,23	12,84	2,15	1,84	11,29
170	70	6,0	9	17,26	718,44	84,52	6,45	78,32	15,25	2,13	1,86	13,55
180	50	4,0	6	10,60	457,43	50,82	6,57	21,53	5,48	1,42	1,07	8,32

Окончание приложения 12
Окончание табл. П.12.8

h, мм	b, мм	s, мм	R, мм	A, см²	I_x, см⁴	W_x, см³	i_x, см	I_y, см⁴	W_y, см³	i_y, см	Х₀, см	Масса 1м, кг
180	70	6,0	9	17,85	823,93	91,55	6,79	79,76	15,38	2,11	1,81	14,02
180	80	5,0	7	16,09	784,86	87,21	6,98	99,15	16,86	2,48	2,12	13,68
180	80	6,0	9	19,08	914,79	101,64	6,93	116,23	19,94	2,47	2,17	14,96
180	80	6,0	14	18,80	893,23	99,25	6,89	114,93	19,82	2,47	2,20	14,76
180	130	8,0	16	32,54	1723,37	191,48	7,28	569,22	65,50	4,18	4,31	25,56
185	100	3,0	5	11,20	626,06	67,68	7,48	115,48	15,93	3,21	2,75	8,79
200	80	4,0	6	13,81	823,48	82,35	7,72	83,67	13,86	2,46	1,95	10,83
200	80	5,0	7	17,09	1006,26	100,63	7,67	102,45	17,10	2,45	2,01	13,42
200	80	6,0	9	20,26	1174,93	117,49	6,61	120,22	20,24	2,44	2,06	15,91
200	100	6,0	9	22,66	1400,82	140,08	7,86	224,37	31,14	3,15	2,79	17,79
205	38	2,5	6	6,74	345,1	33,67	7,15	6,60	2,00	0,99	0,63	5,29
206	75	6,0	9	20,02	1200,75	116,58	7,74	101,09	17,92	2,25	1,86	15,72
250	60	3,0	5	10,75	886,25	70,90	9,08	30,27	6,19	1,68	1,11	8,44
250	60	6,0	9	20,86	1650,53	132,04	8,89	56,16	11,79	1,64	1,24	16,38
250	90	8,0	20	31,47	2705,51	216,44	9,27	227,26	33,91	2,69	2,30	24,71
300	100	8,0	12	37,62	4694,84	312,98	11,17	327,88	42,94	2,95	2,37	29,53
380	65	6,0	9	29,26	4998,26	126,31	13,07	77,71	14,37	1,63	1,09	22,97

ПРИЛОЖЕНИЕ 13

Таблица. П.13.1

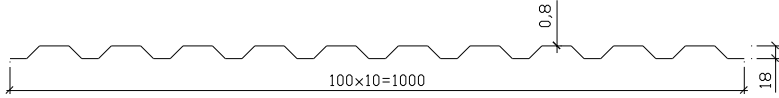
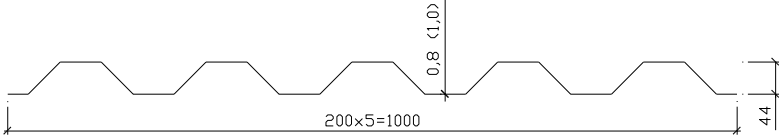
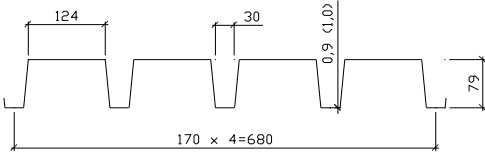
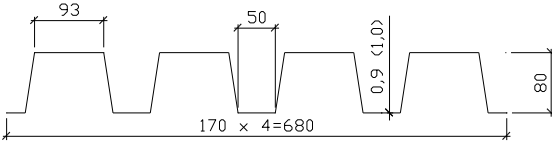
Обозначение настила	Размер заготовки, мм		Эскиз профиля	Завод-изготовитель
	ширина b	толщина t		
НС40-800-0,6; 0,7	1100	0,6 0,7		"Электрощит", Куйбышев ТЭЗЛМК, Ташкент
НС44-1000-0,7	1400	0,7		ЧЗПСН, Челябинск
Н57-750-0,7; 0,8	1100	0,7 0,8		"Электрощит", Куйбышев ЗСАК, Хабаровск ЗАК, Киреевск
Н60-845-0,7; 0,8; 0,9	1250	0,7 0,8 0,9		ЧЗПСН, Челябинск

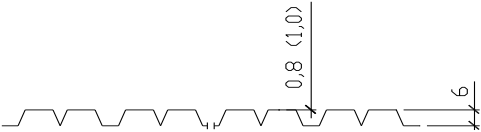
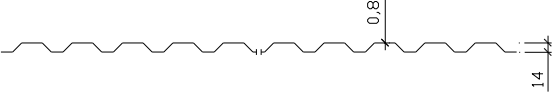
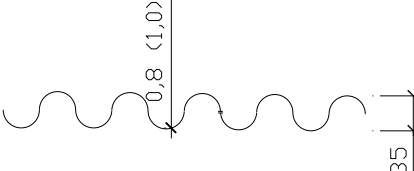
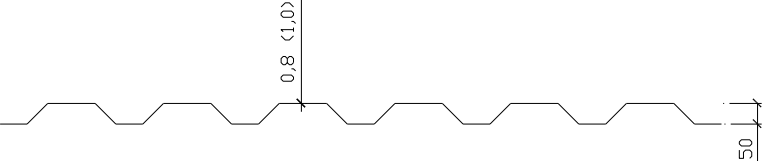
Продолжение приложения 13
Продолжение табл. П.13.1

Обозначение настила	Размер заготовки, мм		Эскиз профиля	Завод-изготовитель
	ширина b	толщина t		
H75-750-0,8; 0,9	1250	0,8 0,9		ЧЗПСН, Челябинск ЗСАК, Хабаровск "Электрощит", Куйбышев
H114-750-0,8; H114-750-0,9; 1	1400	0,8; 0,9; 1		ЧЗПСН, Челябинск
H114-600-0,8; 0,9; 1	1250	0,8; 0,9; 1		ЗЛМК, Орск

**Геометрические характеристики настилов по новому сортаменту
(данные на 1 м ширины настила)**

Настил марки	Сжатые узкие полки			Сжатые широкие полки			Масса 1 м ² , кг
	Момент инерции $J_x, \text{см}^4$	Момент сопротивления, см^3		Момент инерции $J_x, \text{см}^4$	Момент сопротивления, см^3		
		W_{x1}	W_{x2}		W_{x1}	W_{x2}	
HC40-800-0,6	23,3	10,5	13	22,3	9,8	9,4	7,1
HC40-800-0,7	27,1	12,2	15,1	27,1	11,8	12,1	8,1
HC44-1000-0,7	32,9	13,4	16,8	32,9	13	13,6	8,3
H57-750-0,6	46,2	12	18	46,2	13,8	15,9	7,5
H57-750-0,7	53,8	14,8	21,1	53,8	16,4	19,7	8,7
H57-750-0,8	61,2	17,9	24,4	61,2	18,9	24	9,8
H60-845-0,7	62,1	14,6	24,4	59,1	16,5	18,7	8,8
H60-845-0,8	70,6	17,7	28,1	69,9	19	22,7	9,9
H60-845-0,9	79	20,9	31,8	78,7	21,5	27	11,1
H75-750-0,8	114,9	25,8	32,2	114,9	28,5	33,1	11,2
H75-750-0,9	129,6	30,2	37,6	129,6	31,6	38	12,5
H114-750-0,8	307,9	51,2	57,1	307,9	51,2	57,1	12,5
H114-750-0,9	345,2	57,4	64	345,2	57,4	64	14
H114-750-1,0	383,6	63,8	71,1	383,6	63,8	71,1	15,4
H114-600-0,8	320,9	53,3	59,7	320,9	52,4	55,8	14
H114-600-0,9	361	60	67,2	361	59,6	65,9	15,6
H114-600-1,0	405,4	67,6	75	405,4	67,6	75	17,2

Стандарт	Марка листов	Эскиз	Масса 1 м ² , кг
Стальные листы по ГОСТ 24045-86	С18-1000-0,8		8,5
	С44-1000-0,8 С44-1000-1,0		8,5 10,4
	Н79-680-0,9 Н79-680-1,0		13,9 15,3
	Н80-674-0,9 Н80-674-1,0		14,0 15,5

Стандарт	Марка листов	Эскиз	Масса 1 м ² , кг
Листы из алюминиевых сплавов по ГОСТ 24767-81	А6-1000-0,8 (1,0)		2,2 (2,8)
	От А14-900-0,8 (1,0) до А14-3600-0,8 (1,0)		От 2,9 до 3,6
	А35-1000-0,8 (1,0)		2,5 (3,2)
	А50-1000-0,8 (1,0)		2,8 (3,7)

Учебное текстовое электронное издание

**Ницета Сергей Алексеевич
Наркевич Михаил Юрьевич**

**РАСЧЕТ
СТРОИТЕЛЬНЫХ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

Учебное пособие

1,95 Мб

1 электрон. опт. диск

г. Магнитогорск, 2013 год
ФГБОУ ВПО «МГТУ»

Адрес: 455000, Россия, Челябинская область, г. Магнитогорск,
пр. Ленина 38

ФГБОУ ВПО «Магнитогорский государственный
технический университет им. Г.И. Носова»
Кафедра проектирования зданий и строительных конструкций
Центр электронных образовательных ресурсов и
дистанционных образовательных технологий
e-mail: ceor_dot@mail.ru