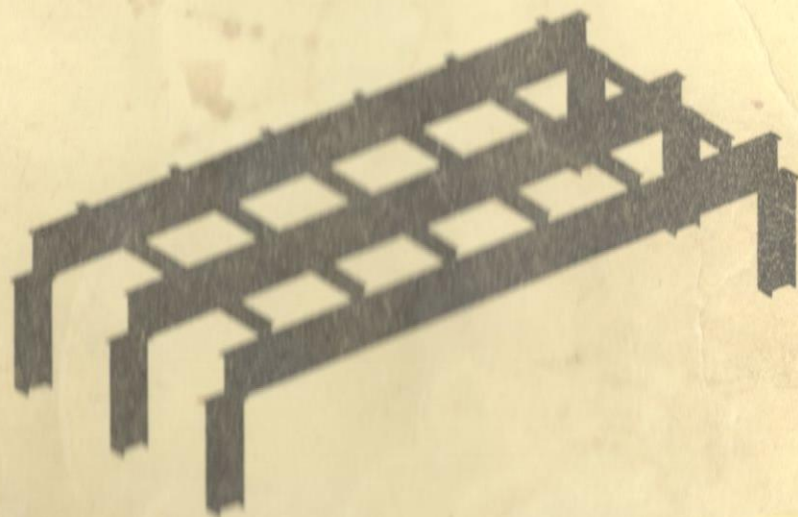


ЦЕНА
31 руб. 30 коп.

С.Н. Колодёжнов

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ
МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ
РАБОЧЕЙ ПЛОЩАДКИ**



Учебно-методическое пособие

Воронеж 2011

Министерство образования и науки РФ

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования

«Воронежский государственный архитектурно-строительный университет»

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ
РАБОЧЕЙ ПЛОЩАДКИ**

Учебно-методическое пособие

*Рекомендовано в качестве учебного пособия
редакционно-издательским советом
Воронежского государственного архитектурно-строительного
университета для студентов строительных специальностей*

*Ученый консультант Дмитрий Николаевич
Кузнецов автор*

Воронеж 2011

25.06.2012.

УДК 624.014 (07)
ББК 38.54я7
К61

Рецензенты:
кафедра теоретической механики
Воронежской государственной технологической академии;
А.Н. Савицкий, генеральный директор
ЗАО «ГазСтройПроект» (г. Воронеж)

Колодѣжнов, С.Н.

К61 **Проектирование металлических конструкций рабочей площадки:**
учеб.-метод. пособие / С.Н. Колодѣжнов ; Воронеж. гос. арх.-строит.
ун-т. - Воронеж, 2011. - 76 с.

На примере металлических конструкций рабочей площадки описываются такие основные задачи, как проектирование прокатных и составных балок, стальных и стальных центрально-сжатых колонн, а также расчет и проектирование сварных и болтовых соединений.

Предназначено для студентов, обучающихся по направлению 270100 «Строительство» всех форм обучения.

Ил. 27. Табл. 4. Библиогр.: 11 назв.

УДК 624.014 (07)
ББК 38.54я7

ISBN 978-5-89040-353-7

© Колодѣжнов С.Н., 2011
© Воронежский государственный
архитектурно-строительный
университет, 2011

ВВЕДЕНИЕ

Металлические конструкции рабочей площадки представляют собой перекрестную систему балок, называемую балочной клеткой, и поддерживающих их колонн.

Проектирование строительных металлических конструкций осуществляется в две стадии.

Первая стадия КМ (конструкции металлические) выполняется специализированной проектной организацией и включает в себя компоновку конструкции, сбор нагрузок, разработку расчетной схемы, статический расчет, подбор и проверку сечений всех элементов, выполненные чертежи, дающих полное представление о спроектированном объекте, с необходимыми и достаточными данными для разработки детализовочных чертежей.

Вторая стадия КМД (конструкции металлические детализовочные) выполняется на основании чертежей КМ конструкторскими подразделениями предприятий-изготовителей. В состав чертежей КМД входят монтажные схемы, чертежи монтажных узлов, чертежи отправочных элементов (марок), а также ведомости отправочных элементов, монтажных швов, монтажных метизов и текстовые указания.

Представленный настоящим пособием курсовой проект выполняется первым в рамках дисциплины «Металлические конструкции, включая сварку» студентами специальности 270100 «Промышленное и гражданское строительство» всех форм обучения. В результате выполнения курсового проекта студенты получают практические навыки проектирования и конструирования таких широко распространенных элементов стальных конструкций, как прокатная балка, составная балка, центрально-сжатая сплошного сечения и сквозная колонны, а также расчета и конструирования сварных и болтовых соединений разных видов.

ОПИСАНИЕ ПРОЕКТИРУЕМОГО ОБЪЕКТА

Расчетная часть проекта оформляется в виде пояснительной записки на листах формата А4, а графическая в виде одного листа чертежа КМ формата А2 и одного листа чертежа КМД формата А1. Состав чертежей представлен в разделе 4, а формы таблиц и ведомостей – в прил. 12.

Требуется запроектировать рабочую площадку, состоящую из балочной клетки, опирающейся на колонны. Балочная клетка образована главными балками пролетом l и уложенными на них сверху второстепенными, также называемыми вспомогательными, балками пролетом b . Расстояние между второстепенными балками (их шаг) равно a . Сверху по второстепенным балкам уложен настил. Неизменяемость сооружения в горизонтальном направлении обеспечивает вертикальные связи между колоннами.

Фрагмент схемы расположения элементов рабочей площадки в плане представлен на рис. 1. Рис. 2 и 3 содержат соответственно поперечный и продольный разрезы.

Главные балки $B1$ в соответствии с [1, табл. 50] относятся к конструкциям группы 2. Опирающиеся на главные второстепенные балки $B2$ относятся к конструкциям группы 3. Колонны $K1$, на которые опираются главные балки, также относятся к конструкциям группы 3. Связи $C1$ и $C2$, обеспечивающие пространственную неизменяемость всей конструкции, относятся к конструкциям группы 4.

Конкретное назначение проектируемой конструкции в задании не оговаривается, поэтому отнесем ее к нормальному (II) уровню ответственности, чему соответствует коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$, который в дальнейших расчетах учитывать не будем.

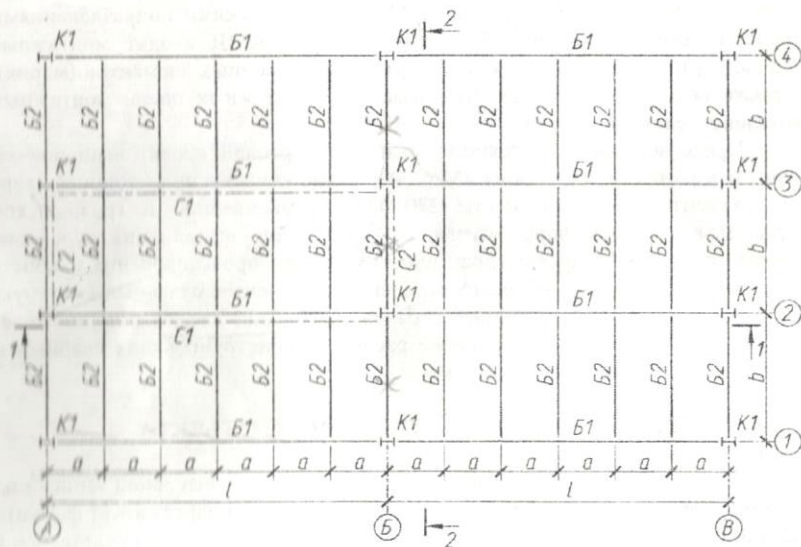


Рис. 1. Фрагмент схемы расположения элементов рабочей площадки в плане

В задании на курсовое проектирование указаны следующие параметры:

1. Размеры площадки в плане $3l \times 4b$.
2. Шаг колонн в продольном направлении b , м.
3. Шаг колонн в поперечном направлении l , м.
4. Шаг второстепенных балок a , м.

5. Постоянная нормативная нагрузка g_n , кН/м^2 (кПа).
6. Временная нормативная нагрузка p_n , кН/м^2 (кПа).
7. Отметка верха конструкций H_{up} , м.
8. Отметка низа конструкций H_{low} , м.
9. Тип колонн – сплошные или сквозные.
10. Монтажный стык главной балки – на болтах обычных (ОБ) или высокопрочных (ВБ).
11. Материал конструкций – сталь С235÷С285.
12. Материал фундаментов – бетон классов прочности В7.5÷В15.

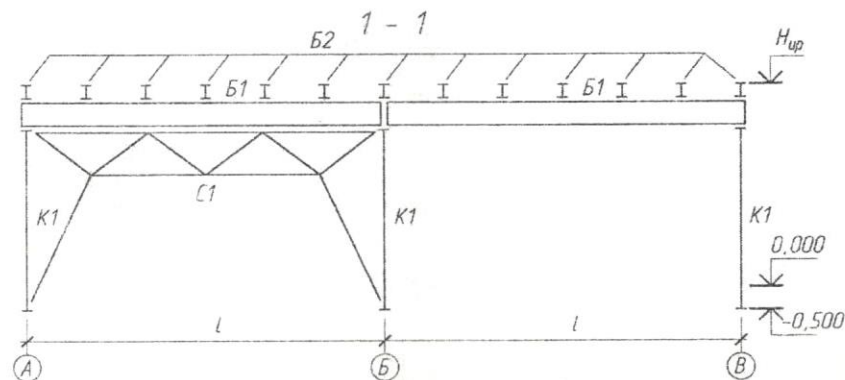


Рис. 2. Поперечный разрез рабочей площадки

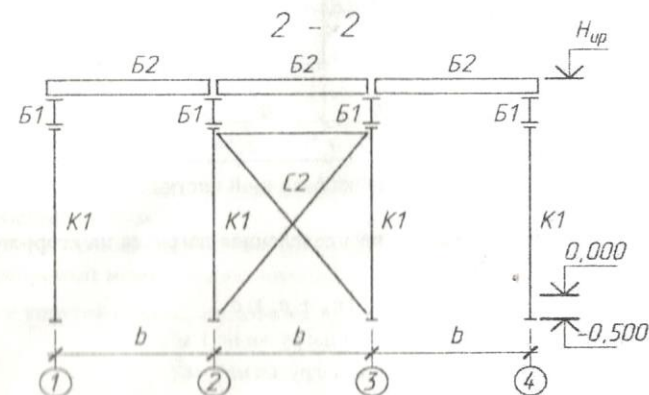


Рис. 3. Продольный разрез рабочей площадки

При проектировании любых строительных конструкций или их элементов четко разделяются две задачи.

1. Компоновка конструкции, включая подбор сечений и решение узловых соединений. Этот творческий инженерный процесс может дать множество приемлемых решений, так как зависит от множества факторов, в том числе от требований заказчика проекта, условий поставки материалов, возможностей производства и монтажа, а также от предпочтений проектировщика.

2. Проверка принятых конструктивных решений в соответствии с действующими нормами и правилами. Эта задача имеет одно решение: либо принятые конструктивные параметры обеспечивают несущую способность и требуемую жесткость, либо нет.

1. ВТОРОСТЕПЕННАЯ БАЛКА

1.1. Сбор нагрузок на второстепенную балку

Второстепенная балка иначе называется вспомогательной. Нагрузка на ее участок единичной длины собирается с площади шириной a и длиной один погонный метр (1 п.м.) в соответствии со схемой ячейки балочной клетки, представленной на рис. 4.

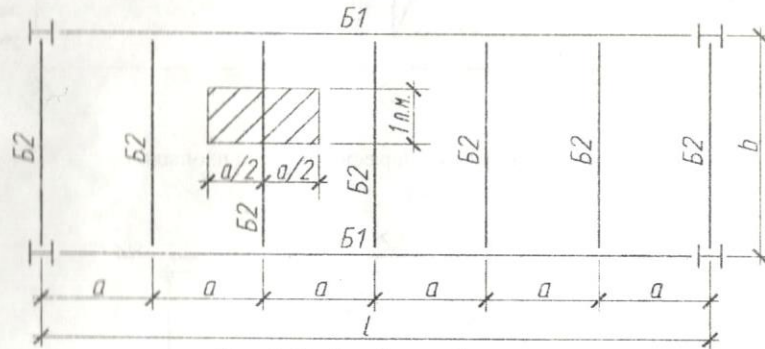


Рис. 4. Ячейка балочной клетки

Нормативная равномерно распределенная нагрузка на второстепенную балку вычисляется по формуле

$$q_{sb,n}^* = (g_n + p_n) \cdot a, \quad (1)$$

где g_n – нормативная постоянная нагрузка на 1 м^2 ;
 p_n – нормативная временная нагрузка на 1 м^2 ;
 a – шаг второстепенных балок.

Расчетная нагрузка на 1 м второстепенной балки определяется формулой

$$q_{sb}^* = (g_n \gamma_{f,g} + p_n \gamma_{f,p}) \cdot a, \quad (2)$$

где $\gamma_{f,g}$ – коэффициент надежности для постоянной нагрузки, принимаемый равным 1,1;

$\gamma_{f,p}$ – коэффициент надежности для временной нагрузки, принимаемый равным 1,2.

Здесь и далее индекс * применен для обозначения величины, подлежащей впоследствии уточнению. В данном случае не учтен собственный вес второстепенной балки.

На рис. 5 представлена расчетная схема однопролетной свободно опертой второстепенной балки, загруженной равномерно распределенной расчетной q_{sb} или нормативной $q_{sb,n}$ нагрузкой.

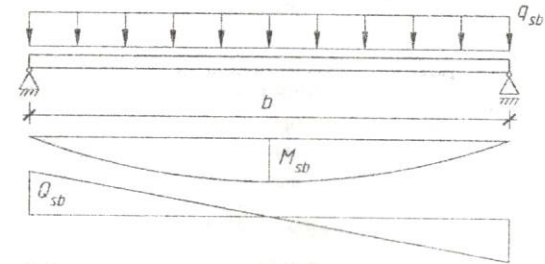


Рис. 5. Расчетная схема второстепенной балки с эпюрами изгибающих моментов и поперечных сил

1.2. Подбор сечения второстепенной балки

Максимальный изгибающий момент, действующий в середине пролета второстепенной балки, определяется выражением

$$M_{sb}^* = \frac{q_{sb}^* \cdot b^2}{8} \cdot 1,03, \quad (3)$$

где 1,03 – коэффициент, учитывающий пока еще неизвестный собственный вес второстепенной балки.

Эпюры изгибающих моментов и поперечных сил показаны на рис. 5.

Требуемый момент сопротивления $W_{x,req}$ второстепенной балки, работающей в упругой стадии, определяется по формуле

$$W_{x,req} = \frac{M_{sb}^*}{R_y \gamma_c} \quad (4)$$

При учете развития пластических деформаций, допускаемого нормами [1], требуемое значение момента сопротивления определяется выражением

$$W_{x,req} = \frac{M_{sb}^*}{cR_y\gamma_c} \quad (5)$$

Здесь R_y – расчетное сопротивление стали по пределу текучести (принимается по [1, табл. 51*] или прил. 1);

c – коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций по сечению балки. На стадии подбора сечения можно принять $c = 1,1$;

$$\gamma_c = 1,0 \text{ [1, табл. 6].}$$

По найденному значению момента сопротивления из сортамента, который представлен в ГОСТ 26020-83 [5] или [8], выбирается балочный двутавр с ближайшим, как правило, большим к требуемому значению момента сопротивления и записывается его номер. Извлечение из ГОСТ 26020-83 содержится в прил. 3.

1.3. Проверка сечения второстепенной балки

Перед проверкой подобранного сечения следует уточнить значения нормативной и расчетной нагрузок на 1 м второстепенной балки с учетом ее собственного веса:

$$q_{sb,n} = q_{sb,n}^* + \rho \cdot 9,81 \cdot 10^{-3}, \quad (6)$$

$$q_{sb} = q_{sb}^* + \rho \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} \cdot \gamma_f, \quad (7)$$

где ρ – линейная плотность в кг/м прокатного двутавра по данным сортамента; γ_f – коэффициент надежности для металлических конструкций заводского изготовления, принимаемый в соответствии с [4] равным 1,05.

Фактический максимальный изгибающий момент, действующий в середине пролета второстепенной балки, определяется выражением

$$M_{sb} = \frac{q_{sb} \cdot b^2}{8} \quad (8)$$

Подобранное сечение одновременно должно удовлетворять двум группам предельных состояний.

Первая группа – по пригодности к эксплуатации. Прочность балки обеспечена, если выполняется условие:

- при работе в упругой стадии

$$\sigma = \frac{M_{sb}}{W_x} \leq R_y\gamma_c; \quad (9.1)$$

- с учетом развития пластических деформаций

$$\sigma = \frac{M_{sb}}{cW_x} \leq R_y\gamma_c. \quad (9.2)$$

Здесь W_x – фактический момент сопротивления по сортаменту;

c – фактическое значение коэффициента, учитывающего развитие пластических деформаций и определяемого по [1, табл. 66] или прил. 2 в зависимости от отношения A_f/A_w ;

A_f – площадь сечения одной полки двутавра;

A_w – площадь сечения стенки двутавра.

При подборе прокатных профилей приемлемой считается степень недонапряжения $\frac{R_y\gamma_c - \sigma}{R_y\gamma_c} 100\% \leq 15\%$. (10)

Вторая группа предельных состояний предполагает пригодность конструкции к нормальной эксплуатации. Жесткость балки обеспечена, если выполняется условие

$$\frac{5}{384} \frac{q_{sb,n} b^3}{EI_x} \leq \left[\frac{f}{l} \right], \quad (11)$$

где b – пролет второстепенной балки;

I_x – фактический момент инерции второстепенной балки по сортаменту;

$\left[\frac{f}{l} \right]$ – предельно допустимый относительный прогиб, принимаемый в соответствии с [4, табл. 19] равным 1/200 для балок пролетом до 6 м.

Пример 1. Расчет второстепенной балки

Подобрать и проверить сечение второстепенной балки пролетом $b = 5$ м из стали С245 с учетом развития пластических деформаций. Шаг вспомогательных балок $a = 2,5$ м. Постоянная нормативная нагрузка $g_n = 18,0$ кПа (кН/м²), временная нормативная нагрузка $p_n = 22$ кПа (кН/м²).

Нормативная нагрузка по формуле (1)

$$q_{sb,n}^* = (g_n + p_n) \cdot a = (18 + 22) \cdot 2,5 = 100 \text{ кН/м};$$

расчетная нагрузка по формуле (2)

$$q_{sb}^* = (g_n \gamma_{f,g} + p_n \gamma_{f,p}) \cdot a = (18 \cdot 1,1 + 22 \cdot 1,2) \cdot 2,5 = 115,5 \text{ кН/м}.$$

Максимальный изгибающий момент по формуле (3)

$$M_{sb}^* = \frac{q_{sb}^* \cdot b^2}{8} \cdot 1,03 = \frac{115,5 \cdot 5^2}{8} \cdot 1,03 = 371,766 \text{ кН} \cdot \text{м} = 37176,6 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Для стали С245 $R_y = 240$ МПа = 24 кН/см².

Требуемый момент сопротивления по формуле (5)

$$W_{x,req} = \frac{M_{sb}^*}{cR_y\gamma_c} = \frac{37176,6}{1,1 \cdot 24} = 1408,2 \text{ см}^3.$$

Из сортамента выбираем двутавр № 50Б1, для которого $W_x = 1511,0 \text{ см}^3$, высота профиля равна 492 мм, ширина полки - 200 мм, толщина стенки - 8,8 мм, толщина полки - 12 мм. Таким образом, площадь полки $A_f = 20 \cdot 1,2 = 24 \text{ см}^2$, площадь стенки $A_w = (49,2 - 2 \cdot 1,2) \cdot 0,88 = 41,2 \text{ см}^2$, а их отношение $A_f / A_w = 24 / 41,2 = 0,583$. Коэффициент $c = 1,112$ определяется линейной интерполяцией по прил. 2.

Линейная плотность двутавра $\rho = 73 \text{ кг/м}$. Уточняем по формулам (6) и (7) нагрузки на балку

$$q_{sb,n} = q_{sb,n}^* + \rho \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 100 + 73 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 100,7 \text{ кН/м};$$

$$q_{sb} = q_{sb}^* + \rho \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} \cdot \gamma_f = 115,5 + 73 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} \cdot 1,05 = 116,3 \text{ кН/м}.$$

Максимальный изгибающий момент по формуле (8)

$$M_{sb} = \frac{q_{sb} \cdot b^2}{8} = \frac{116,3 \cdot 5^2}{8} = 363,287 \text{ кН} \cdot \text{м} = 36328,7 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Так как в соответствии с условием (9.2)

$$\sigma = \frac{M_{sb}}{cW_x} = \frac{36328,7}{1,112 \cdot 1511} = 21,62 \text{ кН/см}^2 = 216,2 \text{ МПа} \leq R_y \gamma_c = 240 \text{ МПа},$$

то несущая способность вспомогательной балки обеспечена.

Степень недонапряжения

$$\frac{R_y \gamma_c - \sigma}{R_y \gamma_c} 100\% = \frac{240 - 216,2}{240} 100\% = 9,9\% < 15\%.$$

По второй группе предельных состояний в соответствии с формулой (10) относительный прогиб

$$\frac{5}{384} \frac{q_{sb,n} b^3}{EI_x} = \frac{5}{384} \frac{(100,7 \text{ кН/м}) \cdot (5 \text{ м})^3}{(2,06 \cdot 10^8 \text{ кПа}) \cdot (37160 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4)} = 0,00214 = \frac{1}{467}.$$

Так как относительный прогиб меньше предельного, то есть

$$\frac{1}{467} < \left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{200}, \text{ то жесткость второстепенной балки обеспечена.}$$

2. ГЛАВНАЯ БАЛКА

2.1. Сбор нагрузок на главную балку

На главную балку действуют опорные реакции второстепенных балок. Если на главной балке размещается 5 и более второстепенных балок, то сосредоточенную нагрузку от них можно заменить равномерно распределенной, интенсивность которой определяется размазыванием опорной реакции второстепенной балки на участке главной протяженностью a (см. задание на курсовой проект).

Нормативная нагрузка

$$q_{mb,n}^* = q_{sb,n} \frac{b}{a}, \quad (12)$$

где b - шаг главных балок.

Расчетная нагрузка

$$q_{mb}^* = q_{sb} \frac{b}{a}. \quad (13)$$

2.2. Подбор сечения главной балки

Определим максимальные значения изгибающего момента (в середине пролета) и поперечной силы (на опоре) главной балки от расчетной равномерно распределенной нагрузки:

$$M_{mb}^* = \frac{q_{mb}^* \cdot l^2}{8} 1,03; \quad (14)$$

$$Q_{mb}^* = \frac{q_{mb}^* \cdot l}{2} 1,03. \quad (15)$$

Здесь коэффициент 1,03 учитывает пока еще неизвестный собственный вес главной балки.

На рис. 6 представлена расчетная схема главной балки с эпюрой изгибающих моментов.

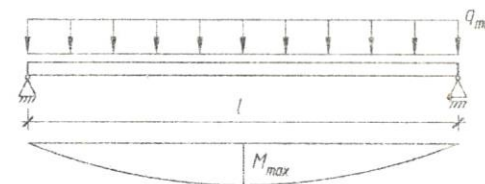


Рис. 6. Расчетная схема главной балки с эпюрой изгибающих моментов

После определения усилий в главной балке необходимо определить требуемый момент сопротивления $W_{x,req}$:

$$W_{x,req} = \frac{M_{mb}^*}{R_y \gamma_c} \quad (16)$$

Так как главные балки имеют сечения большие, чем прокатываются двутавровые балочные профили, то их, как правило, проектируют составными. Но так как требуемому моменту сопротивления могут отвечать составные балки разной высоты, то необходимо в первую очередь определить высоту сечения главной балки. При определении высоты сечения следует руководствоваться тремя критериями:

1. По требованиям технологии производства высота пролетной конструкции, включая высоту сечения главной балки, должна вписываться в заданную разность отметок верха и низа. Эта высота называется строительной:

$$h_c = H_{up} - H_{low} \quad (17)$$

где H_{up} - отметка верха конструкции;

H_{low} - то же низа.

2. Сечение главной балки не должно быть меньше определенной величины. В противном случае не будут выполняться требования второй группы предельных состояний. Эта высота сечения называется минимальной и определяется для равномерно распределенной нагрузки по формуле

$$h_{min} = \frac{5}{24} \frac{R_y l}{E} \left[\frac{l}{f} \right] \frac{q_{mb,n}^*}{q_{mb}} \quad (18)$$

Здесь $\left[\frac{l}{f} \right]$ - величина, обратная предельно допустимому относительному прогибу $\left[\frac{f}{l} \right]$, который для главных балок в соответствии с [5, табл. 19] может быть принят равным 1/350, а в оговоренных случаях 1/400.

3. Сечение балки должно быть экономичным. Другими словами на изготовление балки должно быть затрачено наименьшее количество стали. Эта высота сечения называется оптимальной и вычисляется по формуле

$$h_{opt} = \sqrt[3]{220 \cdot W_{x,req}} - 15 \text{ см.} \quad (19)$$

При выполнении условий $h_{min} \leq h_{opt} \leq h_c$ целесообразно назначить примерную высоту главной балки $h_{mb,req}$ близкой к h_{opt} . Как правило, высота сечения главной балки принимается в пределах $h_{opt} \leq h_{mb,req} \leq h_c$.

После назначения примерной высоты балки $h_{mb,req}$ определяют высоту ее стенки h_w , задавшись предварительно толщиной поясных листов $t_{f,req}$, например, 20÷30 мм (рис. 7).

Высоту стенки, вычисленную по формуле $h_w = h_{mb,req} - 2t_{f,req}$, следует округлить в ближайшую сторону до стандартной ширины листовой стали по сортаменту (извлечение из ГОСТ 19903-74* содержится в прил. 4).

Толщина стенки t_w может быть определена из двух условий:

$$1) \text{ условия прочности стенки на срез } t_w \geq \frac{3}{2} \frac{Q_{mb}^*}{h_w R_s \gamma_c} \quad (20)$$

где R_s - расчетное сопротивление стали сдвигу, определяемое выражением $R_s = 0,58 R_y$;

$$2) \text{ условия обеспечения местной устойчивости стенки без дополнительного продольного ребра жесткости } t_w \geq \frac{h_w}{5,5} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \quad (21)$$

Окончательно толщина стенки t_w назначается по большему из двух найденных значений с округлением в большую сторону до стандартных размеров широкополосной стали по сортаменту (извлечение из ГОСТ 19903-74* представлено в прил. 4)

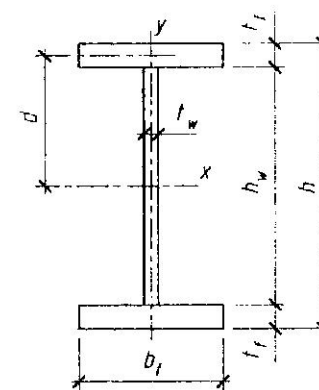


Рис. 7. Основные параметры сечения составной балки

Ширина полки b_f назначается из условия обеспечения общей устойчивости балки в пределах $\left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{5}\right)h$ с округлением в ближайшую сторону до стандартной ширины листовой стали по сортаменту (извлечение из ГОСТ 82-70* содержится в прил. 5).

Момент инерции сечения стенки определяется выражением

$$I_w = t_w h_w^3 / 12. \quad (22)$$

Требуемый момент инерции сечения определяется по формуле

$$I_{x,req} = W_{x,req} \frac{h_{mb,req}}{2}. \quad (23)$$

С другой стороны, $I_x = I_w + 2b_f t_f d^2. \quad (24)$

где d - расстояние между центрами тяжести сечения балки и ее пояса, которое предварительно может быть определено выражением

$$d^* = \frac{h_w + (20 \div 30) \text{мм}}{2}. \quad (25)$$

Приравняв I_x и $I_{x,req}$, из выражения (24) несложно найти требуемую толщину полки

$$t_{f,req} = \frac{I_{x,req} - I_w}{2d^{*2} b_f}. \quad (26)$$

Окончательно толщина полки t_f назначается с округлением $t_{f,req}$ до стандартных размеров по сортаменту (извлечение из ГОСТ 82-70* представлено в прил. 5). При этом в соответствии с конструктивными требованиями к сварным швам крепления полок со стенкой толщина полки t_f не должна превышать толщину стенки t_w более чем в три раза, то есть $t_f \leq 3t_w$.

После подбора сечения необходимо определить его фактические геометрические характеристики:

$$h = h_w + 2t_f; \quad (27)$$

$$d = \frac{h_w + t_f}{2}; \quad (28)$$

$$A = t_w h_w + 2t_f b_f; \quad (29)$$

$$I_x = I_w + 2t_f b_f d^2; \quad (30)$$

$$W_x = 2I_x / h. \quad (31)$$

Собственный погонный вес главной балки в кН/м с учетом площади поперечного сечения в см^2 может быть вычислен по формуле

$$g_{mb,n} (\text{кН/м}) = 77,01 \cdot 10^{-4} \cdot A (\text{см}^2). \quad (32)$$

2.3. Проверка несущей способности главной балки

Перед проверкой несущей способности следует уточнить расчетную равномерно распределенную нагрузку на балку:

$$q_{mb} = q_{mb}^* + g_{mb,n} \cdot \gamma_f, \text{ где } \gamma_f = 1,05. \quad (33)$$

Максимальный изгибающий момент, действующий в середине сечения

$$M_{mb} = \frac{q_{mb} \cdot l^2}{8}. \quad (34)$$

Максимальная поперечная сила (опорная реакция)

$$Q_{sup} = \frac{q_{mb} \cdot l}{2}. \quad (35)$$

Несущая способность главной балки обеспечена, если выполняется условие прочности

$$\sigma = \frac{M_{mb}}{W_x} \leq R_y \gamma_c. \quad (36)$$

Сечение считается подобранным удачно, если недонапряжение не превышает 5 %, то есть выполняется условие

$$\frac{R_y \gamma_c - \sigma}{R_y \gamma_c} 100\% \leq 5\%. \quad (37)$$

По второй группе предельных состояний балка не проверяется, так как высота ее сечения принимается не меньше минимальной.

Пример 2. Расчет главной балки

Подобрать и проверить сечение главной балки пролетом $l = 15$ м из стали С245. Шаг вспомогательных балок и нагрузку принять по Примеру 1. Отметка верха конструкций $H_{up} = 14$ м, отметка низа конструкций $H_{low} = 12$ м.

Нормативная нагрузка $q_{mb,n}^* = q_{sb,n} \frac{h}{a} = 100,7 \frac{5}{2,5} = 201,4 \text{ кН/м}$;

расчетная нагрузка $q_{mb}^* = q_{sb} \frac{h}{a} = 116,3 \frac{5}{2,5} = 232,6 \text{ кН/м}$.

$$M_{mb}^* = \frac{q_{mb}^* \cdot l^2}{8} \cdot 1,03 = \frac{232,6 \cdot 15^2}{8} \cdot 1,03 = 6738,1 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{mb}^* = \frac{q_{mb}^* \cdot l}{2} \cdot 1,03 = \frac{232,6 \cdot 15}{2} \cdot 1,03 = 1749,5 \text{ кН};$$

$$W_{x,req} = \frac{M_{mb}^*}{R_y \gamma_c} = \frac{6738,1 \cdot 100}{24} = 28075,4 \text{ см}^3.$$

Строительная высота $h_c = H_{up} - H_{low} = 14 - 12 = 2 \text{ м}$.

Минимальная высота при $\left[\frac{f}{l}\right] = 1/350$ по формуле (18) равна

$$h_{\min} = \frac{5 R_y l \left[\frac{l}{f}\right] q_{mb,n}^*}{24 E \left[\frac{l}{f}\right] q_{mb}^*} = \frac{5 \cdot 240 \cdot 15 \left[\frac{350}{1}\right] 201,4}{24 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \cdot 232,6} = 1,103 \text{ м}.$$

Оптимальная высота по формуле (19) равна

$$h_{opt} = \sqrt[3]{220 \cdot W_{x,req}} - 15 \text{ см} = \sqrt[3]{220 \cdot 28075,4} - 15 = 168 \text{ см}.$$

Так как $h_{\min} \leq h_{opt} \leq h_c$, то назначим высоту главной балки $h_{mb,req}$ близкой к h_{opt} , то есть около 168 см. При этом прием высоту стенки балки $h_w = 160 \text{ см}$.

Из условия прочности стенки балки на срез ее толщина не должна быть меньше величины $t_w \geq \frac{3 Q_{mb}^*}{2 h_w R_s} = \frac{3 \cdot 1744,5}{2 \cdot 160 \cdot 24 \cdot 0,58} = 1,17 \text{ см}$.

С другой стороны, из условия обеспечения местной устойчивости стенки без дополнительного продольного ребра жесткости ее толщина не должна быть меньше величины $t_w \geq \frac{h_w \sqrt{R_y}}{5,5 \sqrt{E}} = \frac{160 \sqrt{240}}{5,5 \sqrt{2,06 \cdot 10^5}} = 0,99 \text{ см}$.

Окончательно назначаем толщину стенки равной $t_w = 1,2 \text{ см}$.

Задавшись предварительно толщиной поясных листов $t_{f,req} = 30 \text{ мм}$, а, следовательно, высотой сечения балки $h_{mb,req} = 160 + 2 \cdot 3 = 166 \text{ см}$, прием ширину полки $b_f = \frac{1}{4} h = \frac{166}{4} = 41,5 \approx 42 \text{ см}$.

При этом $d^* = \frac{h_w + 3 \text{ см}}{2} = \frac{160 + 3}{2} = 81,5 \text{ см}$.

Момент инерции сечения стенки

$$I_w = t_w h_w^3 / 12 = 1,2 \cdot 160^3 / 12 = 409600 \text{ см}^4.$$

Требуемый момент инерции всего сечения

$$I_{x,req} = W_{x,req} \frac{h_{mb,req}}{2} \approx 28075,4 \cdot \frac{166}{2} = 2330258,2 \text{ см}^4.$$

Тогда требуемая толщина полки

$$t_{f,req} = \frac{I_{x,req} - I_w}{2 d^{*2} b_f} = \frac{2330258,2 - 409600}{2 \cdot 81,5^2 \cdot 42} = 3,44 \text{ см}.$$

Назначаем толщину полки $t_f = 3,6 \text{ см}$.

Перед проверкой несущей способности балки определяем фактические геометрические характеристики ее сечения:

$$h = h_w + 2t_f = 160 + 2 \cdot 3,6 = 167,2 \text{ см};$$

$$d = \frac{h_w + t_f}{2} = \frac{160 + 3,6}{2} = 81,8 \text{ см};$$

$$A = t_w h_w + 2t_f b_f = 1,2 \cdot 160 + 2 \cdot 3,6 \cdot 42 = 494,4 \text{ см}^2;$$

$$I_x = I_w + 2t_f b_f d^2 = 409600 + 2 \cdot 3,6 \cdot 42 \cdot 81,8^2 = 2433031 \text{ см}^4;$$

$$W_x = 2I_x / h = 2 \cdot 2433031 / 167,2 = 29103,2 \text{ см}^3.$$

Собственный погонный вес главной балки равен

$$g_{mb,n} = 77,01 \cdot 10^{-4} \cdot A = 77,01 \cdot 10^{-4} \cdot 494,4 = 3,81 \text{ кН/м}.$$

Полная расчетная равномерно распределенная нагрузка на балку

$$q_{mb} = q_{mb}^* + g_{mb,n} \cdot \gamma_f = 232,6 + 3,81 \cdot 1,05 = 236,6 \text{ кН/м}.$$

Фактическое значение максимального изгибающего момента

$$M_{mb} = \frac{q_{mb} \cdot l^2}{8} = \frac{236,6 \cdot 15^2}{8} = 6654,4 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Несущая способность главной балки обеспечена, так как выполняется условие прочности

$$\sigma = \frac{M_{mb}}{W_x} = \frac{6654,4}{29103,2} = 22,9 \text{ кН/см}^2 = 229 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 230 \text{ МПа}.$$

Здесь принято значение расчетного сопротивления $R_y = 230 \text{ МПа}$, а недонапряжение составляет $\frac{R_y \gamma_c - \sigma}{R_y \gamma_c} 100\% = \frac{230 - 229}{230} 100\% = 0,43\% \leq 5\%$.

2.5. Изменение сечения главной балки

Так как сечение главной балки подбиралось по максимальному значению изгибающего момента, действующего в середине пролета, то в сечениях, близких к опорам, уровень напряженного состояния оказывается существенно ниже прочностных показателей материала, то есть расчетного сопротивления стали. На расстояниях от опор, равных $x = 1/6$ пролета (рис. 8), изгибающий момент составляет примерно половину от максимального, а именно

$$M_{1/6} = \frac{5}{9} M_{mb}. \quad (38.1)$$

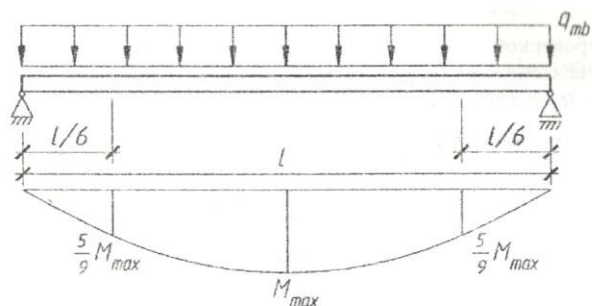


Рис. 8. Распределение изгибающих моментов по длине главной балки

Именно в этих сечениях напряжения снижены почти вдвое по сравнению с максимальным и, примерно, на указанных расстояниях целесообразно изменить параметры сечения в меньшую сторону.

Изгибающий момент в сечении, находящемся на расстоянии x от опоры, в котором предполагается изменение параметров, определяется выражением

$$M(x) = \frac{q_{mb}}{2} x(l-x). \quad (38.2)$$

Обозначим это расстояние как x' , а соответствующий изгибающий момент как M' .

Одним из рациональных способов изменения сечения двутавровой балки является уменьшение ширины поясного листа b_f , оставляя без изменения остальные параметры: толщину и высоту стенки, а также толщины полок (рис. 9). Тогда требуемый момент сопротивления искомого сечения может

быть найден из выражения $W'_{x,req} = \frac{M'}{R_{wy}\gamma_c}$, (39)

где R_{wy} - расчетное сопротивление не металла, из которого изготовлены пояса составной балки, а стыкового сварного шва, который соединяет листы поясов в месте изменения сечения. При применении физического контроля качества стыкового шва $R_{wy} = R_y$, при визуальном контроле $R_{wy} = 0,85R_y$.

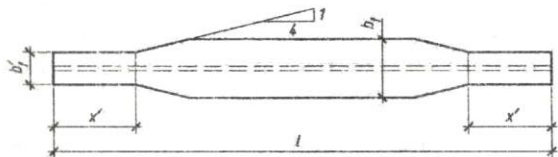


Рис. 9. Схема изменения сечения составной балки

Требуемый момент инерции измененного сечения определяется выражением $I'_{x,req} = W'_{x,req} \frac{h}{2}$, (40)

а требуемая ширина полок в измененном сечении - выражением

$$b'_{f,req} = \frac{I'_{x,req} - I_w}{2d^2 t_f}. \quad (41)$$

Окончательно ширина b'_f назначается с округлением в большую сторону до стандартного размера по сортаменту (извлечение из ГОСТ 82-70* содержится в прил. 5). При этом должны выполняться условия $b'_f \geq 200 \text{ мм}$ и $b'_f \geq \frac{1}{10} h$.

После назначения параметров измененного сечения следует определить следующие геометрические характеристики:

$$- \text{ момент инерции } I'_x = I_w + 2t_f b'_f d^2; \quad (42)$$

$$- \text{ момент сопротивления } W'_x = 2I'_x / h; \quad (43)$$

$$- \text{ статический момент полки } S'_f = t_f b'_f d. \quad (44)$$

Если требуемая ширина полки заметно меньше 200 мм, то можно назначить $b'_f = 200 \text{ мм}$, определить момент сопротивления измененного сечения по формулам (38-39) и вычислить величину изгибающего момента, который может воспринять назначенное сечение, по формуле $M' = W'_{x,req} R_{wy} \gamma_c$. Затем, решив квадратное уравнение $M' = \frac{q_{mb}}{2} x(l-x)$ относительно x , найдем подходящее место изменения сечения, обеспечивающее необходимую несущую способность.

Так как в месте изменения сечения действуют как нормальные, так и касательные напряжения, то следует выполнить проверку прочности в уровне верха стенки по формуле [1. формула (33)]

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq 1,15R_y \gamma_c. \quad (45)$$

Здесь нормальное σ и касательное τ напряжения при $x = x'$ определяются выражениями $\sigma = \frac{M'(x) h_w}{I'_x}$; (46)

$$\tau = \frac{Q'(x) S'_x}{I'_x t_w}; \quad (47)$$

$$M'(x) = \frac{q_{mb}}{2} x(l-x); \quad (48)$$

$$Q'(x) = q_{mb} \frac{l-2x}{2}. \quad (49)$$

2.6. Расстановка поперечных ребер жесткости

Необходимость укрепления стенки балки поперечными ребрами жесткости определяется в соответствии с [1, п.7.10]. Однако там же указывается, что в местах приложения больших неподвижных сосредоточенных грузов и на опорах следует устанавливать поперечные ребра жесткости. Опорные усилия второстепенных балок, опирающихся на главную балку с шагом a , можно трактовать как большие сосредоточенные неподвижные грузы. Следовательно, ребра жесткости по длине балки следует устанавливать с шагом a в соответствии со схемой, представленной на рис. 10.

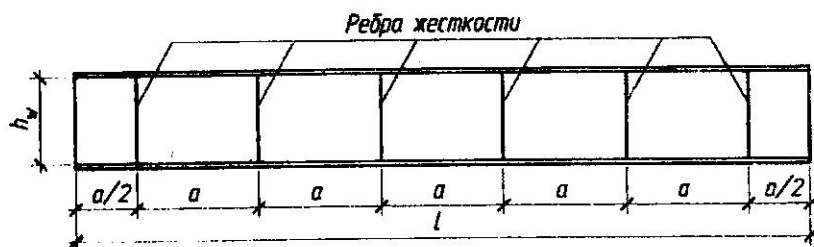


Рис. 10. Схема расположения поперечных ребер жесткости

Ребра жесткости представляют собой парные пластинки, каждая высотой, равной высоте стенки балки, шириной выступающей части b_h и толщиной t_s . Последние параметры определяются следующими выражениями с последующим округлением до стандартных размеров по сортаменту:

$$b_h = \frac{h_w(\text{мм})}{30} + 40 \text{ мм}; \quad (50)$$

$$t_s = 2b_h \sqrt{R_y/E}. \quad (51)$$

Углы ребер жесткости со стороны стенки срезают для беспрепятственного к ней примыкания и разнесения в пространстве сварных швов крепления ребер и поясных швов (рис. 11).

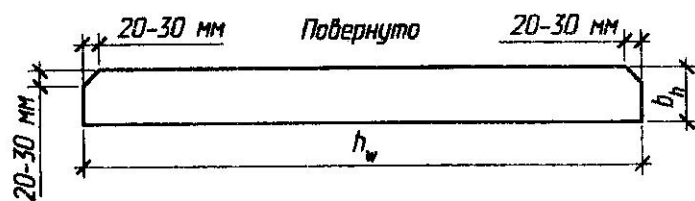


Рис. 11. Ребро жесткости

2.7. Проверка местной устойчивости элементов балки

2.7.1. Проверка местной устойчивости сжатой полки

В сжатой относительно тонкой полке балки может произойти ее выпучивание, называемое потерей местной устойчивости [2, рис. 2.34, а и 7.16].

Местная устойчивость сжатой полки будет обеспечена, если отношение b_{ef}/t_f не превышает предельной величины, где b_{ef} представляет собой свес полки и определяется выражением $b_{ef} = (b_f - t_w)/2$. (52)

В соответствии с [1, п. 7.24] в пределах упругой работы материала (рассматриваемый нами случай) местная устойчивость полки обеспечена при выполнении условия $\frac{b_{ef}}{t_f} \leq 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$, (53.1)

а с учетом развития пластических деформаций следует проверять условие $b_{ef}/t_f \leq 0,11 h_w/t_w$, но не более $0,5 \sqrt{E/R_y}$. (53.2)

2.7.2. Проверка местной устойчивости стенки

Потеря местной устойчивости стенки так же, как и полки, проявляется в виде выпучиваний [2, рис. 2.34, а и 7.17], представляющих собой волны, вытянутые нормально к траекториям главных сжимающих или вдоль траекторий главных растягивающих напряжений в стенке. При этом вблизи опоры на потерю местной устойчивости оказывают влияние преимущественно касательные напряжения, а в районе середины пролета – нормальные. Однако в стенке балки нормальные и касательные напряжения действуют одновременно с тем или иным преобладанием, поэтому потеря местной устойчивости может произойти от их совместного действия. Так как стенка балки поделена ребрами жесткости на отдельные отсеки (рис. 12), то анализ местной устойчивости следует проводить для каждого отсека.

В настоящем учебном курсовом проекте ограничимся проверкой местной устойчивости в том отсеке стенки, в который попадает место изменения сечения балки.

На рис. 12 x' – координата измененного сечения; x_{loc} – координата сечения, в котором следует проверять местную устойчивость полки.

Пусть i – номер отсека, в котором изменяется сечение (на рис. 12 $i = 3$).

Место проверки местной устойчивости можно определить, в соответствии с общепринятым подходом, из следующих условий

$$x_{loc} = \frac{a}{2} + (i-2)a + \frac{a}{2}, \text{ если } a \leq h_w; \quad (54)$$

$$x_{loc} = \frac{a}{2} + (i-2)a + \frac{h_w}{2}, \text{ если } a \geq h_w.$$

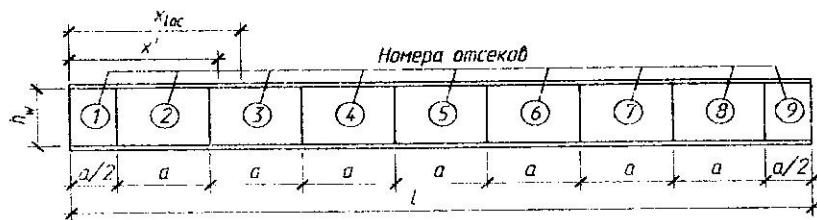


Рис. 12. Разбивка стенки балки ребрами жесткости на отсеки

В проверяемом сечении следует вычислить значения изгибающего момента и поперечной силы по формулам

$$M_{loc} = \frac{qmb}{2} x_{loc}(l - x_{loc}); \quad (55)$$

$$Q_{loc} = qmk \frac{l - 2x_{loc}}{2}. \quad (56)$$

Для проверки местной устойчивости вычисляется нормальное напряжение в уроне верха стенки указанного сечения по формуле (57) и среднее касательное напряжение в этом же сечении по формуле (58)

$$\sigma = \frac{M_{loc}}{I_x} \frac{h_w}{2}, \text{ если } x_{loc} \leq x_i'; \quad (57)$$

$$\sigma = \frac{M_{loc}}{I_x} \frac{h_w}{2}, \text{ если } x_{loc} > x_i'.$$

$$\tau = \frac{Q_{loc}}{t_w h_w}. \quad (58)$$

Местная устойчивость стенки балки в проверяемом отсеке обеспечена, если выполняется условие $\sqrt{(\sigma/\sigma_{cr})^2 + (\tau/\tau_{cr})^2} \leq \gamma_c$. (59)

Здесь критические нормальное σ_{cr} и касательное τ_{cr} напряжения следует определять по [1, формулы (75) и (76)] или прил. 6.

2.8. Расчет поясных сварных швов

Сварные поясные швы воспринимают усилия, сдвигающие полки относительно стенки балки в продольном по отношению к ней направлении. Сдвигающее усилие, воспринимаемое двумя параллельными швами крепления одной полки к стенке, возникает на каждом их отрезке единичной длины и определяется выражением

$$T = \frac{Q_{sup} S_f'}{I_x}, \quad (60)$$

где Q_{sup} , I_x , S_f' определяются соответственно выражениями (35), (42), (44).

При восприятии сдвигающего усилия для каждого шва должны выполняться два условия прочности:

$$\text{— по металлу шва } \frac{T}{2k_f l_w \beta_f} \leq R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c;$$

$$\text{— по металлу границы сплавления } \frac{T}{2k_f l_w \beta_z} \leq R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c.$$

Учитывая то, что расчетная длина шва $l_w = 1$, по каждому из приведенных условий можно найти требуемый катет поясного углового сварного шва:

$$\text{— по металлу шва } k_{f,req1} = \frac{T}{2\beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c}; \quad (61)$$

$$\text{— по металлу границы сплавления } k_{f,req2} = \frac{T}{2\beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c}. \quad (62)$$

Здесь γ_{wf} и γ_{wz} — коэффициенты условий работы шва, равные 1 во всех случаях, кроме возведения конструкций в климатических районах I₁, I₂ II₂ и III₂. В задании на курсовое проектирование не оговаривается климатический район, поэтому можно принять $\gamma_{wf} = \gamma_{wz} = \gamma_c = 1$.

Коэффициенты β_f и β_z в зависимости от вида сварки, положения шва и предполагаемого катета принимаются по [1, табл. 34*] или прил. 7.

Расчетное сопротивление срезу по металлу шва R_{wf} определяется по прил. 8 или [1, табл. 56], для чего предварительно следует выбрать сварочный материал (тип электрода при ручной сварке или марку сварочной проволоки при механизированной сварке) по [1, табл. 55*] или прил. 9.

Расчетное сопротивление срезу по металлу границы сплавления R_{wz} в соответствии с [1, табл. 3] определяется выражением

$$R_{wz} = 0,45 R_{un}, \quad (63)$$

где R_{un} — нормативное временное сопротивление стали свариваемых элементов (стенки балки с полками) по [1, табл. 51*] или прил. 1.

Из двух найденных по формулам (61) и (62) значений в качестве k_f принимается наибольшее, то есть

$$k_f = \max\{k_{f,req1}; k_{f,req2}\}. \quad (64)$$

В соответствии с [1, п. 12.8,а] катет углового сварного шва не должен превышать толщину более тонкого из свариваемых элементов более, чем в 1,2 раза. В рассматриваемом случае стенка балки тоньше полки, то есть $t_w < t_f$. Поэтому максимальный катет шва определяется выражением

$$k_{f,max} = 1,2 t_w. \quad (65)$$

Минимально возможный катет $k_{f,\min}$ определяется наиболее толстым из свариваемых элементов, то есть толщиной полки t_f в соответствии с прил. 10 или [1, табл. 38*].

Найденное по формуле (64) значение k_f необходимо скорректировать так, чтобы удовлетворялось условие

$$k_{f,\min} \leq k_f \leq k_{f,\max}. \quad (66)$$

Нередко приходится из конструктивных соображений увеличивать и без того обеспечивающий прочность катет шва k_f до величины $k_{f,\min}$.

Иногда возникает ситуация, когда минимально необходимый катет превышает максимально возможный, то есть $k_{f,\min} > k_{f,\max}$. Так происходит из-за большой разницы толщин стенки и полок. В этом случае приходится увеличивать толщину стенки или перекомпоновывать все сечение главной балки.

2.9. Укрепление стенки над опорой

При опирании на колонны средних рядов стенка балки укрепляется опорным ребром, приваренным к торцу балки в соответствии со схемой, представленной на рис. 13, а. При опирании на колонны крайних рядов стенка укрепляется парными опорными ребрами (рис. 13, б), удаленными от торца на расстояние, необходимое для центрированной передачи опорного усилия на колонну вдоль ее оси.

Расчет угля сводится к определению параметров опорного ребра, проверке устойчивости опорного участка балки и нахождению катетов сварных швов крепления опорного ребра к стенке балки. При этом данные, полученные для схемы по рис. 13, а, применимы к схеме по рис. 13, б.

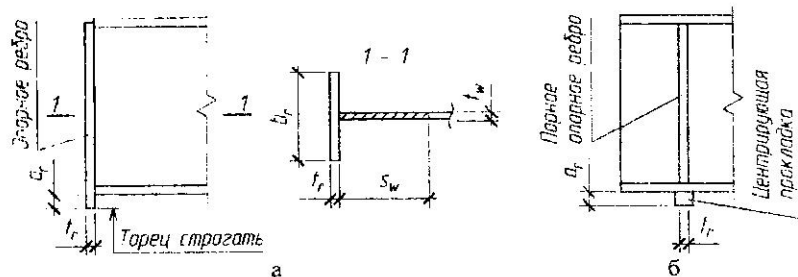


Рис. 13. Схема опорного участка балки:
а – при опирании на колонны средних рядов;
б – при опирании на колонны крайних рядов

Ширину b_r опорного ребра (рис.13,а) следует назначить, например, $b_r = b'_f$.

Толщина опорного ребра может быть принята, исходя из условия прочности на смятие или из условия прочности на сжатие. При этом следует заранее определиться с величиной a_r выступающей части опорного ребра (рис. 13, а). Автор курсового проекта самостоятельно выбирает условие обеспечения прочности на смятие или прочности на сжатие.

В первом случае толщина опорного ребра при $a_r \leq 1,5t_r$ определяется его прочностью на смятие выражением

$$t_r = \frac{Q_{\text{sup}}}{b_r R_p \gamma_c}, \quad (67)$$

где R_p - расчетное сопротивление стали смятию торцевой поверхности при наличии пригонки, $R_p = R_H$ ([1, табл. 51*] или прил. 1); Q_{sup} - опорная реакция главной балки, определенная выражением (25).

Во втором случае толщина опорного ребра при $a_r > 1,5t_r$ определяется его прочностью на сжатие выражением

$$t_r = \frac{Q_{\text{sup}}}{b_r R_y \gamma_c}. \quad (68)$$

Окончательно назначается толщина опорного ребра с округлением найденного значения в большую сторону до стандартной величины листовой стали по сортаменту.

Толщина опорных ребер для схемы по рис. 13, б может приниматься такой же, как для схемы по рис. 13, а, то есть t_r , а их суммарная ширина должна быть не меньше b_r .

Опорный участок балки следует проверить на устойчивость из плоскости стенки как центрально сжатую условную стойку расчетной длиной h_w , нагруженную силой Q_{sup} . В расчетное сечение стойки включается опорное ребро и участок стенки длиной $s_w = 0,65t_w \sqrt{E/R_y}$.

$$A_{\text{con}} = b_r t_r + s_w t_w, \quad (70)$$

момент инерции сечения условного стержня относительно продольной оси стенки балки $I_{\text{con}} = t_r b_r^3 / 12$, ∴

$$I_{\text{con}} = t_r b_r^3 / 12, \quad (71)$$

радиус инерции сечения условного стержня относительно продольной оси стенки балки $i_{\text{con}} = \sqrt{I_{\text{con}} / A_{\text{con}}}$,

$$i_{\text{con}} = \sqrt{I_{\text{con}} / A_{\text{con}}}, \quad (72)$$

гибкость условного стержня относительно продольной оси стенки балки

$$\lambda_{\text{con}} = h_w / i_{\text{con}}. \quad (73)$$

Для проверки устойчивости необходимо по вычисленному значению гибкости λ_{con} определить коэффициент продольного изгиба φ_{con} по [1, табл. 72] или прил. 11.

Устойчивость опорного участка балки обеспечена, если выполняется условие

$$\frac{Q_{sup}}{\varphi_{con} A_{con}} \leq R_y \gamma_c. \quad (74)$$

Расчет шва крепления опорного ребра стенки сводится к определению его катета k_f и длины l_w . Обычно катет назначают, исходя из минимального значения по [1, табл. 38*] или прил. 10, в зависимости от толщины полки t_f .

Требуемая длина шва определяется его несущей способностью:

$$\text{— по металлу шва } l_{w,req1} = \frac{Q_{sup}}{2k_f \beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c}; \quad (75)$$

$$\text{— по металлу границы сплавления } l_{w,req2} = \frac{Q_{sup}}{2k_f \beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c}. \quad (76)$$

Здесь число «2» в знаменателе учитывает два угловых сварных шва с двух сторон стенки балки.

Большее из найденных значений определяет расчетную длину одного из двух швов, обеспечивающую передачу опорного усилия с балки на опорное ребро:

$$l_w = \max \left\{ \begin{matrix} l_{w,req1} \\ l_{w,req2} \end{matrix} \right\}. \quad (77)$$

В соответствии с [1, п. 12.8, г] расчетная длина углового сварного шва не должна превышать предельной величины

$$l_{w,lim} = 85 \beta_f k_f. \quad (78)$$

Исключение составляют швы, в которых усилие действует на всем протяжении шва. Такими в настоящем проекте являются поясные сварные швы.

Принятые параметры шва k_f и l_w являются приемлемыми, если выполняется условие

$$l_w \leq l_{w,lim}. \quad (79)$$

В противном случае следует увеличить катет шва и повторить действия, сопровождаемые выражениями (75-79).

Как правило, расчетная длина углового шва не превышает его конструктивно назначаемую длину, равную высоте стенки балки h_w , то есть

$$l_w \leq h_w. \quad (80)$$

Если условие (80) не выполняется, что случается крайне редко, то опять же следует увеличить катет шва k_f и вновь повторить действия, сопровождаемые выражениями (75-80).

2.10. Монтажный стык главной балки

2.10.1. Общие положения. Определение параметров накладок

Монтажный стык выполняется, если не представляется возможным перевести и смонтировать балку целиком из-за ее большой протяженности. В таких случаях балка расчленяется на две или более отправочные марки. Сборка отправочных марок в единый монтируемый элемент выполняется на строительной площадке непосредственно перед монтажом. В сечении монтажного стыка могут одновременно действовать как изгибающие моменты, так и поперечные силы. При этом изгибающие моменты преимущественно воспринимаются поясами, а поперечные силы стенкой. С этой точки зрения отдельно рассчитываются стыки поясов и стенки. Чтобы упростить стык поясов место стыка целесообразно выбирать в сечении с изгибающим моментом, близким к нулю. При разрезных балках таким местом является опорное сечение, выполнение стыка в котором нелогично. Расчленение на отправочные марки в середине пролета предпочтительнее, так как там действует нулевая поперечная сила, а сами отправочные марки оказываются практически одинаковыми.

Различают монтажные стыки на болтах и сварные.

В настоящем курсовом проекте монтажный стык главной балки должен быть запроектирован в середине пролета и на болтах. При этом могут использоваться как обычные болты, так и высокопрочные. Здесь и далее термин «обычные» применен для обозначения болтов, отличных от высокопрочных.

Каждый пояс обычно перекрывают тремя накладками (рис. 14): одной с наружной стороны шириной $b_{pl,f,ext}$ и толщиной $t_{pl,f,ext}$ и двумя одинаковыми с внутренней шириной по $b_{pl,f,ins}$ и толщиной $t_{pl,f,ins}$. Суммарная площадь сечения накладок должна быть не меньше площади сечения перекрываемого элемента, то есть A_f .

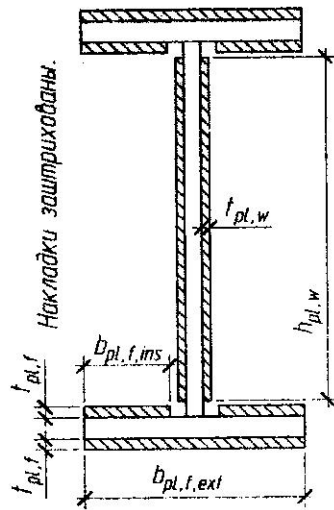


Рис. 14. Схема расположения накладок

Ширину наружной накладки полки целесообразно назначить равной ширине полки балки, то есть $b_{pl,f,ext} = b_f$, (81)

а внутренней вычислить по формуле

$$b_{pl,f,ins} = (b_f - t_w) / 2 - (20 \div 30) \text{ мм} \quad (82)$$

с округлением в ближайшую сторону до стандартных размеров листовой стали по сортаменту или кратно 10 мм. Толщины наружной и внутренних накладок, которые обычно принимают одинаковыми, могут быть вычислены по формуле

$$t_{pl,f} - t_{pl,f,ext} = t_{pl,f,ins} = b_f t_f / (b_{pl,f,ext} + 2b_{pl,f,ins}) \quad (83)$$

с последующим округлением в большую сторону до стандартной толщины листовой стали по сортаменту.

Стенка с двух сторон перекрывается двумя одинаковыми накладками высотой $h_{pl,w}$ и толщиной $t_{pl,w}$. Суммарная площадь сечения накладок должна быть не меньше площади сечения перекрываемого элемента, то есть A_w . При этом высота каждой накладки может быть назначена равной

$$h_{pl,w} = h_w - (40 \div 60) \text{ мм} \quad (84)$$

с округлением в ближайшую сторону до стандартных размеров листовой стали по сортаменту или кратно 10 мм. Толщины накладок могут быть вычислены по формуле $t_{pl,w} = h_w t_w / (2h_{pl,w})$ (85)

с последующим округлением в большую сторону до стандартной толщины листовой стали по сортаменту.

Распределение изгибающего момента, воспринимаемого стенкой балки и ее поясами, пропорционально величинам их моментов инерции.

Часть изгибающего момента, воспринимаемого стенкой определяется выражением $M_w = M_{mb} \frac{I_w}{I_x}$, (86)

а поясами $M_f = M_{mb} \frac{I_x - I_w}{I_x}$, (87)

здесь I_w , I_x и M_{mb} - соответственно момент инерции сечения стенки балки, момент инерции всего сечения балки и максимальный изгибающий момент в середине пролета балки, определенные ранее выражениями (22), (30) и (34).

2.10.2. Стык полки

Изгибающий момент M_f , воспринимаемый полками, может быть представлен как пара сил N_f с плечом $2d$, где d - расстояние между центрами тяжести сечений стенки и полки, определенное ранее выражением (28), то есть $N_f = \frac{M_f}{2d}$. (88.1)

В качестве силы N_f в запас несущей способности может быть принята максимально возможная сила в полке, определяемая ее прочностью выражением $N_f = A_f R_y \gamma_c$. (88.2)

Сила N_f передается с полки одной половины балки на полку другой половины перекрывающимися их накладками, которые крепятся к полкам группой болтов. Число болтов n с одной стороны стыка определяется несущей способностью одноболтового соединения и при использовании обычных болтов определяется выражением $n = \frac{N_f}{\gamma_c N_b}$, (89)

где N_b - несущая способность соединения, приходящаяся на один болт.

При использовании высокопрочных болтов несущая способность одноболтового соединения определяется выражением $n = \frac{N_f}{\gamma_c N_{bh}}$, (90)

где N_{bh} - несущая способность соединения, приходящаяся на один высокопрочный болт.

Воспринимаемая соединением сила N_f действует перпендикулярно осям болтов. Ниже приведены методики определения N_b и N_{bh} .

2.10.2.1. *Определение несущей способности соединения, приходящейся на один обычный болт*

Целостность соединения с одной стороны обеспечивается сопротивлением болта срезу, а с другой – сопротивлением соединяемых листовых элементов смятию.

Усилие, воспринимаемое одним болтом на срез определяется выражением

$$N_{bs} = R_{bs} \gamma_b A_b n_s, \quad (91)$$

где R_{bs} – расчетное сопротивление болта срезу, определяемое по [1, табл. 58*] или прил. 12 в зависимости от класса прочности болта, который следует назначить, например, 5.6 или 5.8;

γ_b – коэффициент условий работы соединения, принимаемый по прил. 14 или [1, табл. 35*];

A_b – площадь сечения болта в его не нарезанной части, которая может быть определена по [1, табл. 62*] или прил. 18 в зависимости от номинального диаметра d болта. Диаметр болта следует назначить заранее, например, принять равным 20 мм, 24 мм и т.п.;

n_s – число плоскостей среза болта, которое в рассматриваемом случае (один поясной лист между двумя накладками) равно 2.

Усилие, воспринимаемое одним болтом на смятие определяется выражением

$$N_{bp} = R_{bp} \gamma_b d \sum t, \quad (92)$$

где R_{bp} – расчетное сопротивление болтового соединения смятию, определяемое по [1, табл. 59*] или прил. 13 в зависимости от временного сопротивления R_{un} стали соединяемых элементов и класса точности болта, который следует назначить, например, В;

γ_b – коэффициент условий работы соединения, так же как и при расчете на срез, принимаемый по [1, табл. 35*] или прил. 14;

d – номинальный диаметр болта, принимаемый той же величины, что при расчете на срез;

$\sum t$ – наименьшая суммарная толщина элементов, сминаемых в одном направлении. В рассматриваемом случае в одном направлении сминается поясной лист, а в другом – накладки. Однако суммарная толщина накладок $2t_{pl,f} = (t_{pl,f,ext} + t_{pl,f,ins})$ оказывается несколько больше толщины полки b_f , поэтому $\sum t = t_f$.

Окончательно в качестве несущей способности соединения, приходящейся на один болт, принимается наименьшее из найденных значений, а именно:

$$N_b = \min \left\{ \begin{matrix} N_{bs} \\ N_{bp} \end{matrix} \right\}. \quad (93)$$

2.10.2.2. *Конструирование стыка полки на обычных болтах*

Конструирование стыка полки сводится к размещению болтов с назначением расстояний между ними. Если число болтов n , полученное по формуле (89) нечетное, то эту величину необходимо увеличить до четного значения. Половина найденного количества болтов размещается по одну сторону продольной оси полки, а другая половина – по другую. Напомним, что усилие, воспринимаемое группой болтов, действует вдоль продольной оси полки. Соответственно, болты располагают по линиям, ориентированным вдоль и поперек продольной оси полки. Линии, параллельные направлению воспринимаемого усилия, называются рисками, расстояние между смежными рисками называется дорожкой, а расстояние между смежными болтами вдоль риски называется шагом. Например, если при расчете по формуле (89) получилось 15 болтов, то следует принять $n = 16$, а расположение болтов может быть принято по схемы, представленной на рис. 15.

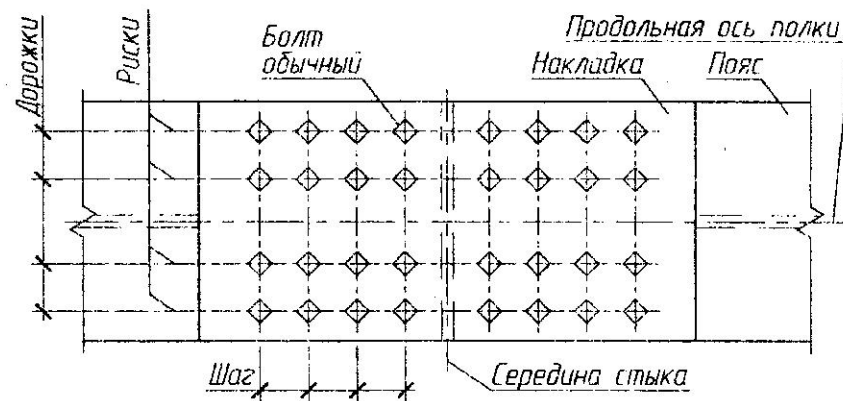


Рис. 15. Схема расположения болтов в стыке полки

Расстояния между центрами болтов, а также до краев соединяемых элементов назначают по [1, табл. 39*] или прил. 15. Эти расстояния не должны быть меньше минимального и больше максимального. Причем различные требования предъявляются к расстояниям вдоль действующего усилия и поперек, а также при растяжении и сжатии. Расстояния следует назначать по возможности минимальными.

Минимальное расстояние между болтами определяется возможностью их размещения, включая место под ключ, и прочностью ослабленного отверстиями материала соединяемых элементов.

Максимальное расстояние определяется устойчивостью сжатых фрагментов соединяемых элементов в промежутках между болтами, то есть исключением их расслоения, и предотвращением возникновения зазоров, способствующих попаданию в них пыли и влаги.

2.10.2.3. Определение несущей способности соединения, приходящейся на один высокопрочный болт

Целостность соединения на высокопрочном болте обеспечивается силами трения между поверхностями листовых элементов, прижатых друг к другу натянутым болтом. Сила натяжения болта, выполненного из высокопрочной стали, настолько значительна, что какие-либо подвижки листовых элементов друг относительно друга исключены. Повышению сил трения между стянутыми элементами способствует специальная обработка их поверхностей. Нормами предусмотрено как минимум шесть способов обработки (очистки), перечисленные в [1, табл. 36*] или прил. 16. Так как силы трения зависят от величины натяжения болта, то эту величину необходимо контролировать. На практике применяется один из двух способов регулирования натяжения болтов: по моменту закручивания гайки или по углу ее поворота, что также учитывается в [1, табл. 36*].

Расчетное усилие, которое может быть воспринято одной поверхностью трения соединяемых элементов, определяется выражением

$$Q_{bh} = \frac{R_{bh} \cdot \gamma_b \cdot A_{bn} \cdot \mu}{\gamma_h}, \quad (94)$$

где R_{bh} – расчетное сопротивление растяжению высокопрочного болта, определяемое в соответствии с [1, п. 3.7] по формуле $R_{bh} = 0,7R_{bun}$; а наименьшее временное сопротивление болта разрыву R_{bun} может быть принято по [1, табл. 61*] или прил. 17, предварительно выбрав материал болта. Например, для болта из стали 40X «селект» $R_{bun} = 1100 \text{ МПа}$, $R_{bh} = 0,7 \cdot 1100 = 770 \text{ МПа}$;

γ_b – коэффициент условий работы соединения, зависящий в данном случае от количества n болтов в соединении и принимаемый равным:

- 0,8 при $n < 5$;
- 0,9 при $5 \leq n < 10$;
- 1,0 при $n \geq 10$;

A_{bn} – площадь сечения болта нетто, то есть в его нарезанной части, которая может быть определена по [1, табл. 62*] или прил. 18 в зависимости от номинального диаметра d болта. Диаметр болта следует назначить заранее, например, принять равным 20 мм, 24 мм и т.п.;

μ – коэффициент трения, принимаемый по [1, табл. 36*] или прил. 16 в зависимости от выбранного способа обработки (очистки) соединяемых поверхностей;

γ_h – коэффициент надежности, принимаемый по [1, табл. 36*] или прил. 16 в зависимости от выбранных способов обработки соединяемых поверхностей и регулирования натяжения болтов.

В качестве несущей способности соединения, приходящейся на один высокопрочный болт, принимается усилие

$$N_{bh} = kQ_{bh}, \quad (95)$$

где k – число поверхностей трения соединяемых элементов. В рассматриваемом случае между полкой и соединительными накладками имеются две поверхности трения, поэтому $k = 2$.

Варьируя маркой стали высокопрочных болтов, их диаметром, способами обработки соединяемых поверхностей и регулирования натяжения болтов можно получить соединение с различной несущей способностью.

2.10.2.4. Особенности конструирования стыка полки на высокопрочных болтах

Конструирование стыка полки на высокопрочных болтах аналогично стыку с обычными болтами. Однако следует помнить, что отверстия под болты ослабляют сечения перекрываемых (полок) и перекрывающих (накладок) элементов. Для проверки несущей способности ослабленного сечения полки следует вычислить ее площадь нетто A_{fn} как разность между площадью неослабленного отверстия сечения A_f и площадью всех отверстий A_{fs} , попадающих в сечение полки, то есть $A_{fn} = A_f - m \cdot d_s \cdot l_f$, где m – число болтов в поперечном ряду. При этом диаметр отверстия d_s принимается на $2 \div 3$ мм больше диаметра d болта. Если окажется, что $A_{fn} \geq 0,85A_f$, то ослабление можно не учитывать. При $A_{fn} < 0,85A_f$ несущую способность полки следует проверить по условной площади $A_c = 1,18A_{fn}$ на восприятие усилия N_f : $N_f/A_c \leq R_y \gamma_c$. При невыполнении последнего условия следует конструктивно увеличить габариты полки, например ширину.

На рис. 16 представлена возможная схема стыка на высокопрочных болтах с нечетным их числом на половине накладки по одну сторону оси полки.



Рис. 16. Пример возможного расположения высокопрочных болтов в стыке полки

2.10.3. Стык стенки

Изгибающий стенку балки момент M_w передается с одной половины балки на другую через накладки, соединяющие стенки, то есть этот момент проворачивает накладки относительно одной половины стенки балки. Поэтому задача сводится к определению количества и характера расположения группы болтов, прикрепляющих накладки к одной половине стенки и способных воспринять изгибающий момент M_w . По другую сторону стыка болты на накладках располагаются симметрично.

Болты на полунакладке располагают по горизонтальным и вертикальным рядам. При этом количеством горизонтальных рядов следует задаться исходя из того, что расстояния между болтами в вертикальном ряду в соответствии с [1, табл. 39 *] или прил. 15 должно быть не меньше $2,5d_s$ и не больше $8d_s$ или $12t_{pl,w}$, а само число болтов по вертикали целесообразно назначать четным. При нечетном числе средний болт попадает на нейтральную линию и оказывается не нагруженным. На рис. 17 представлена возможная схема расположения болтов в стыке стенки.

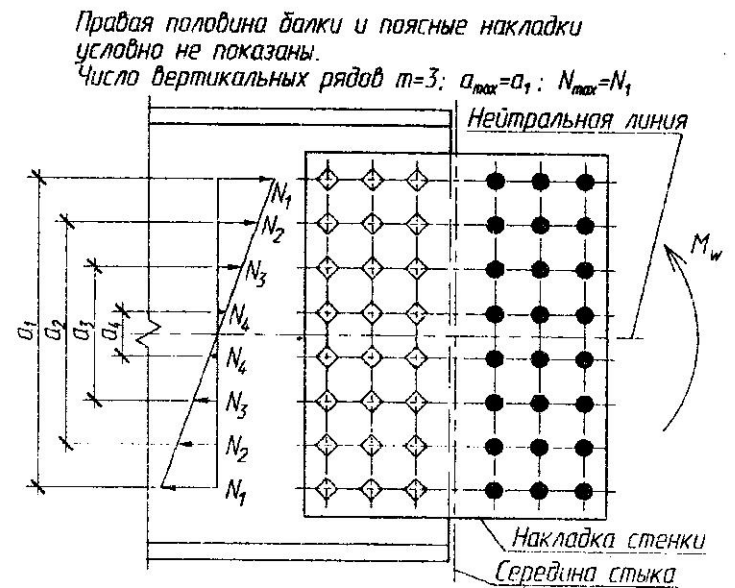


Рис. 17. Пример возможной схемы расположения болтов в стыке стенки

Изгибающий момент M_w уравнивается системой пар сил, действующих со стороны симметрично расположенных болтов в каждом вертикальном ряду $M_w = m(N_1a_1 + N_2a_2 + N_3a_3 + \dots)$, где m — число вертикальных рядов с одной стороны стыка.

С помощью несложных преобразований можно получить зависимость $M_w = \frac{mN_{\max}}{a_{\max}} \sum_i a_i^2$, где N_{\max} — наибольшее усилие, действующее на крайние болты каждого ряда. Подставив вместо N_{\max} несущую способность соединения на одном болте, получим необходимое число вертикальных рядов, обеспечивающих несущую способность стыка стенки:

$$\text{-- на обычных болтах } m = \frac{M_w a_{\max}}{N_b \sum_i a_i^2} \quad (96)$$

$$\text{-- на высокопрочных болтах } m = \frac{M_w a_{\max}}{N_{bh} \sum_i a_i^2} \quad (97)$$

При конструировании стыка стенки рекомендуется принимать такие же болты, что и для стыка полков. Но при определении N_b по формуле (93) в выражении (92) в качестве наименьшей суммарной толщины элементов, сминаемых в одном направлении, следует принять не толщину полки, а толщину стенки, то есть $\sum t = t_w$.

Найденное число вертикальных рядов необходимо округлить до ближайшего целого в большую сторону. В случае слишком грубого округления можно добиться уменьшения или увеличения величины m , меняя класс прочности и диаметр болтов, способы обработки поверхностей и т.п.

Обычно число вертикальных рядов при решении задач рассматриваемого типа равно 2 или 3. При этом оси вертикальных рядов должны быть смещены относительно поперечных осей болтов стыка полков.

Найденные параметры и конструктивные требования должны быть учтены при назначении окончательных размеров накладок.

3. КОЛОННА

3.1. Общие положения. Расчетная схема

Колонны, поддерживающие главные балки рассматриваемой конструкции, представляют собой центрально сжатые стойки. Нижний конец колонны имеет шарнирно неподвижное закрепление, а верхний — шарнирно неподвижное в горизонтальной плоскости.

Сжимающее продольное усилие представляет собой суммарную опорную реакцию двух главных балок и определяется выражением

$$N^* = 2Q_{sup}, \quad (98)$$

здесь, как и ранее, индекс * применен для обозначения величины, подлежащей впоследствии уточнению; Q_{sup} — опорная реакция главной балки, определенная выражением (35). В данном случае не учтен собственный вес колонны.

Высота колонны зависит от схемы сопряжения главных балок со второстепенными. Если суммарная высота сечений главной и вспомогательной балок не превышает строительную, то есть если выполняется условие

$$h + h_{sb} \leq h_c, \quad (99)$$

то устраивается этажное сопряжение балок (рис. 18,а), в противном случае, когда $h + h_{sb} > h_c$ (100)

устраивается сопряжение в одном уровне (рис. 18,б). В формулах (99-100) h_{sb} — высота сечения второстепенной балки по сортаменту, а строительная высота h_c и высота сечения главной балки h определены ранее выражениями (17) и (27).

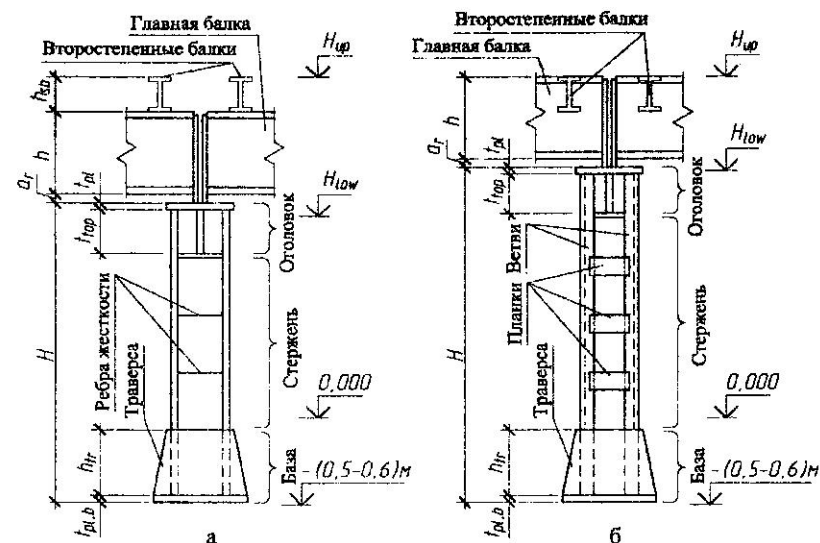


Рис. 18. Схемы сопряжения балок между собой и с колонной:
а — этажное сопряжение балок;
б — сопряжение балок в одном уровне

Высота колонны, то есть ее геометрическая длина, в случае выполнения условия (99) определяется выражением

$$H = H_{up} - h_{sb} - h - a_r + (0,5 \div 0,6)м, \quad (101)$$

в случае выполнения условия (100) высота определяется выражением

$$H = H_{up} - h - a_r + (0,5 \div 0,6)м. \quad (102)$$

Здесь $(0,5 \div 0,6)м$ — величина заглубления базы колонны относительно нулевой отметки; a_r — величина выступающей части опорного ребра, определенная в разд. 2.9.

Сечение стержня колонны может быть как сплошным, так и сквозным. На рис. 19,а представлено сплошное составное двутавровое сечение, характерное для колонны, представленной на рис. 18,а. Рис. 19,б содержит изображение сквозного сечения, составленного из двух швеллеров, характерное для колонны, представленной на рис. 8,б. На рис. 19,в представлен вариант сквозного сечения, составленного из двух двутавров, применяемого в случае исчерпания возможностей сортамента при выборе швеллера необходимого номера.

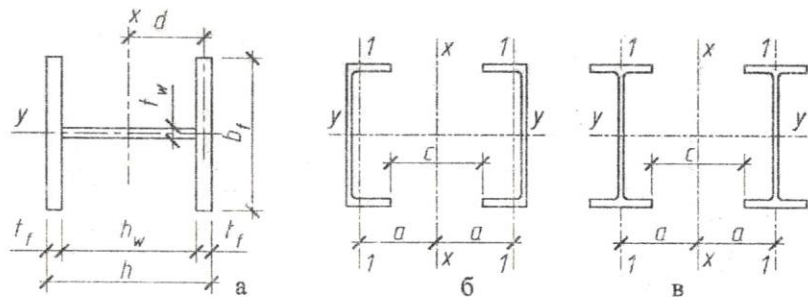


Рис. 19. Характерные сечения центрально сжатой колонны:
 а - сплошное составное двутавровое сечение;
 б - сквозное сечение из двух прокатных швеллеров;
 в - сквозное сечение из двух прокатных двутавров

Независимо от типа сечения расчетная схема колонны имеет вид, представленный на рис. 20. При этом для рассматриваемой конструкции расчетные длины колонны l_x и l_y относительно главных центральных осей сечения x и y равны между собой и равны ее геометрической длине, то есть $l_x = l_y = l_{ef} = H$.

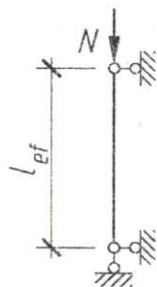


Рис. 20. Расчетная схема колонны

Так как расчет центрально сжатой стойки выполняется не на прочность, а на устойчивость, то при подборе и проверке сечения необходимо контролировать не только его площадь, но и гибкость стержня, которая непосредственно связана с радиусами инерции сечения относительно каждой главной центральной оси: $\lambda_x = l_x / i_x$, $\lambda_y = l_y / i_y$.

Табл. 1 содержит известные приближенные зависимости между радиусами инерции и основными габаритами сечений, представленных на рис. 19.

Таблица 1

Зависимости между радиусами инерции и габаритами сечений

$i_x \approx 0,43h$	$i_y \approx 0,24b$	$i_x \approx 0,38h$
		$i_y \approx 0,44b$
		$i_x \approx 0,40h$
		$i_y \approx 0,52b$

3.2. Сплошная центрально сжатая колонна

3.2.1. Подбор сечения сплошной центрально сжатой колонны

Перед подбором параметров сечения следует задаться гибкостью λ_{req} , которой предположительно должна обладать колонна и которая в процессе подбора может корректироваться. Колонны рассматриваемого типа обычно имеют гибкости в диапазоне от 60 до 100, а чаще 70-80. При проектировании колонны в рамках рассматриваемого проекта можно рекомендовать начальное значение $\lambda_{req} = 90$.

По [1, табл. 72] или прил. 11 определяется коэффициент продольного изгиба $\varphi_{req} = \varphi(\lambda_{req})$, а по известным расчетным длинам определяются требуемые значения радиусов инерции сечения, обеспечивающие заданную гибкость:

$$\left. \begin{aligned} i_{x,req} &= l_x / \lambda_{req} \\ i_{y,req} &= l_y / \lambda_{req} \end{aligned} \right\} \quad (103)$$

$$\text{где } l_x = l_y = l_{ef} = H. \quad (104)$$

Требуемая площадь сечения определяется выражением

$$A_{req} = \frac{N^*}{\varphi_{req} R_y \gamma_c} 1,03, \quad (105)$$

где 1,03 – коэффициент, учитывающий пока еще неизвестный собственный вес колонны.

Используя зависимости, представленные в табл. 1 для сплошного сечения, можно найти его требуемые габаритные параметры, т.е. высоту сечения и ширину:

$$\left. \begin{aligned} h_{req} &= i_{x,req} / 0,43; \\ b_{req} &= i_{y,req} / 0,24. \end{aligned} \right\} \quad (106)$$

Приняв во внимание равенство расчетных длин колонны относительно обеих главных центральных осей (104), несложно видеть, что высота сечения h_{req} оказывается почти вдвое меньше ширины b_{req} . При этом будет обеспечиваться равноустойчивость колонны относительно обеих главных центральных осей, критерием которого является равенство $\lambda_x = \lambda_y$. Обычно принимают форму сечения, вписываемую в квадрат, т.е. высота и ширина сечения назначаются примерно равными.

Ширину полки b_f (рис. 19,а) назначают равной b_{req} с округлением в ближайшую сторону до стандартных размеров листовой стали по сортаменту (извлечение из ГОСТ 82-70* содержится в прил. 5). Высоту стенки следует назначить так, чтобы с учетом толщины полок высота сечения примерно была бы равна его ширине. То есть можно принять

$$h_w = b_{req} - (40 \div 60) \text{ мм} \quad (107)$$

также с округлением в ближайшую сторону до стандартной ширины листовой стали по сортаменту (извлечение из ГОСТ 82-70* содержится в прил. 5). При относительно небольшой высоте стенки $h_w < 50$ можно назначить

$t_w = 8$ мм, при большей высоте стенки $h_w \geq 50$ целесообразно принять $t_w = 10$ мм. Толщина полки определяется выражением

$$t_f = \frac{A_{req} - h_w t_w}{2b_f} \quad (108)$$

с последующим округлением в большую сторону до стандартной толщины листовой стали по сортаменту (извлечение из ГОСТ 82-70* содержится в прил. 5).

3.2.2. Проверка сечения сплошной центрально сжатой колонны

После подбора сечения необходимо определить его фактические геометрические характеристики:

- площадь сечения $A = t_w h_w + 2t_f b_f$; (109)

- момент инерции сечения $I_y = t_f b_f^3 / 6$; (110)

- радиус инерции сечения $i_y = \sqrt{I_y / A}$; (111)

- гибкость $\lambda_y = l_y / i_y$. (112)

Момент инерции, радиус инерции и гибкость относительно оси x определять нет смысла, так как при $i_x > i_y$ гибкость $\lambda_x < \lambda_y$ и при обеспеченности устойчивости относительно оси y устойчивость относительно оси x окажется тем более обеспеченной.

По [1, табл. 72] или прил. 11 определяется коэффициент продольного изгиба $\varphi_y = \varphi(\lambda_y)$.

Собственный погонный вес колонны, кН/м с, учетом площади поперечного сечения в см^2 может быть вычислен по формуле

$$g_{col,n} (\text{кН/м}) = 77,01 \cdot 10^{-4} \cdot A (\text{см}^2). \quad (113)$$

Сжимающее продольное усилие в колонне с учетом ее собственного веса определяется выражением

$$N = N^* + g_{col,n} \cdot H \cdot \gamma_f \cdot 1,2. \quad (114)$$

где 1,2 -- коэффициент, учитывающий вес дополнительных деталей;

γ_f -- коэффициент надежности для собственного веса металлических конструкций заводского изготовления, принимаемый в соответствии с [4] равным 1,05.

Устойчивость колонны обеспечена, если выполняется условие

$$\frac{N}{\varphi_y A} \leq R_y \gamma_c. \quad (115)$$

Сечение считается подобранным удачно, если недонапряжение не превышает 15 %, то есть выполняется условие

$$\frac{R_y \gamma_c - N / (\varphi_y A)}{R_y \gamma_c} \cdot 100\% \leq 15\%. \quad (116)$$

3.2.3. Проверка гибкости сплошной колонны

Фактическая гибкость колонны не должна превышать предельное значение, которое определяется выражением

$$\lambda_{lim} = 180 - 60\alpha, \quad (117)$$

где $\alpha = \frac{N}{\varphi_y A R_y \gamma_c} \geq 0,5$. (118)

Последнее условие означает, что если оказалось $\alpha < 0,5$, то при определении λ_{lim} следует принять $\alpha = 0,5$.

Окончательно должно выполняться условие: $\lambda_y \leq \lambda_{lim}$. (119)

3.2.4. Проверка местной устойчивости полки

В соответствии с [1, п. 7.23* и табл. 29*] местная устойчивость полки обеспечена, если при $0,8 \leq \bar{\lambda}_y \leq 4$ выполняется условие

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq (0,36 + 0,1\bar{\lambda}_y) \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (120)$$

где b_{ef} - свес полки, определяемый выражением

$$b_{ef} = \frac{b_f - t_w}{2}; \quad (121)$$

$\bar{\lambda}_y$ - условная гибкость, определяемая выражением

$$\bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{R_y / E}. \quad (122)$$

Если $\bar{\lambda}_y < 0,8$ или $\bar{\lambda}_y > 4$, то в формуле (120) следует принять соответственно $\bar{\lambda}_y = 0,8$ или $\bar{\lambda}_y = 4$.

Если условие (120) не выполняется, то повысить местную устойчивость полки можно либо ее окаймлением ребром, либо изменением отношения b_{ef}/t_f в меньшую сторону, то есть, уменьшив ширину полки b_f с одновременным увеличением ее толщины t_f . В последнем случае еще раз следует проверить условие обеспечения общей устойчивости колонны (115), так как уменьшение b_f приводит к уменьшению i_y , увеличению λ_y и уменьшению коэффициента продольного изгиба $\varphi_y = \varphi(\lambda_y)$. При необходимости требуется внести корректировки в геометрические параметры сечения колонны.

3.2.5. Проверка местной устойчивости стенки

В соответствии с [1, п. 7.14* и табл. 27*] местная устойчивость стенки обеспечена, если при $\bar{\lambda}_y < 2$ выполняется условие:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq (1,3 + 0,15\bar{\lambda}_y^2) \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (123)$$

а при $\bar{\lambda}_y \geq 2$ выполняется условие:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq (1,2 + 0,35\bar{\lambda}_y) \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \text{ но не более } 2,3 \sqrt{\frac{E}{R_y}}. \quad (124)$$

Если условие (123) или (124) не выполняется, то повысить местную устойчивость стенки можно либо постановкой продольного ребра жесткости, препятствующего появлению волн выпучивания при потере местной устойчивости стенки, либо изменением отношения h_w/t_w в меньшую сторону, то

есть, увеличив толщину стенки t_w . В последнем случае еще раз следует проверить одно из условий обеспечения местной устойчивости стенки, приняв за ее расчетную высоту h_w расстояние между ребром и полкой.

$$\text{При выполнении условия } \frac{h_w}{t_w} \geq 2,3 \sqrt{\frac{E}{R_y}} \quad (125)$$

стенку колонны следует укреплять поперечными ребрами жесткости, устанавливаемыми на расстоянии $(2,5 \div 3)h_w$ друг от друга. Ширина выступающей части b_n ребра жесткости и его толщина t_s определяются так же, как и для балки, то есть с использованием выражений (50) и (51). На каждой отпавочной марке колонны ребра жесткости устанавливаются не менее чем в двух местах.

3.3. Сквозная центрально сжатая колонна

3.3.1. Конструктивные особенности сквозной колонны

В отличие от сплошной стержень сквозной колонны состоит из двух или более ветвей, представляющих собой сплошные стержни и соединенных между собой решеткой. Решетка может быть раскосной и безраскосной. В настоящем курсовом проекте ограничимся рассмотрением колонны из двух ветвей с безраскосной решеткой, представляющей собой стальные планки, приваренные к ветвям в двух параллельных плоскостях и обеспечивающие их совместную работу (рис. 18,б). Решетка существенно влияет как на устойчивость ветвей, так и устойчивость колонны в целом.

В сечении колонны можно выделить четыре характерных оси: две главных центральных оси сечения (на рис. 19,а и 19,б - оси $x-x$ и $y-y$) и собственные оси каждой из двух ветвей (на рис. 19,а и 19,б - оси $I-I$). Ось сечения, пересекающая ветви, называется материальной (ось $u-u$), а непересекающая - свободной (ось $x-x$).

3.3.2. Подбор сечения сквозной центрально сжатой колонны

3.3.2.1. Подбор и проверка сечения относительно материальной оси

Сквозная колонна относительно материальной оси ведет себя аналогично сплошной, поэтому расчет и подбор сечения сквозной колонны начинают относительно материальной оси, то есть относительно оси u .

Перед подбором параметров сечения следует задаться гибкостью $\lambda_{y,req}$. При проектировании колонны в рамках рассматриваемого проекта, как и в случае со сплошной колонной, можно рекомендовать начальное значение $\lambda_{y,req} = 90$.

По [1, табл. 72] или прил. 11 определяется коэффициент продольного изгиба $\varphi_{y,req} = \varphi(\lambda_{y,req})$, а по известной расчетной длине определяется требуемое значение радиуса инерции сечения, обеспечивающее заданную гибкость:

$$i_{y,req} = l_y / \lambda_{y,req}, \quad (126)$$

где, как и ранее, $l_x = l_y = l_{ef} = H$.

Требуемая площадь сечения колонны определяется выражением

$$A_{req} = \frac{N^*}{\varphi_{y,req} R_y \gamma_c} \cdot 1.03, \quad (127)$$

где N^* сжимающее продольное усилие в колонне, определенное выражением (98); 1,03 – коэффициент, учитывающий, как и ранее, пока еще неизвестный собственный вес колонны.

Требуемая площадь сечения одной ветви определяется выражением

$$A_{1,req} = A_{req} / 2. \quad (128)$$

В соответствии с найденными требуемыми значениями $A_{1,req}$ и $i_{y,req}$ из сортамента, который представлен в ГОСТ 8240-97 или прил. 19, выбирается подходящий швеллер. Если в сортаменте не предусмотрен швеллер с требуемыми параметрами, то для ветви подбирается подходящий двутавр по ГОСТ 26020-83 или прил. 3.

Следует отметить, что не всегда удастся одновременно удовлетворить требуемым значениям найденных параметров. Так фактическая площадь сечения ветви A_1 может быть несколько меньше требуемой при условии, что радиус инерции ее сечения i_y принимает значение больше требуемого, и наоборот – фактический радиус инерции i_y может иметь значение меньше требуемого (а, следовательно, гибкость больше предварительно заданной) при условии, что фактическая площадь сечения окажется больше требуемой.

После подбора сечения необходимо определить его фактические геометрические характеристики:

- площадь сечения $A = 2A_1$; (129)

- фактический радиус инерции сечения i_y в сортаменте обозначен i_x ;

- гибкость $\lambda_y = l_y / i_y$. (130)

По [1, табл. 72] или прил. 11 определяется коэффициент продольного изгиба $\varphi_y = \varphi(\lambda_y)$.

Собственный погонный вес колонны в кН/м с учетом линейной плотности по сортаменту ρ в кг/м может быть вычислен по формуле

$$g_{col,n}(\text{кН/м}) = \rho(\text{кг/м}) \cdot 9,81 \cdot 10^{-3}. \quad (131)$$

Сжимающее продольное усилие в колонне с учетом ее собственного веса определяется выражением

$$N = N^* + g_{col,n} \cdot H \cdot \gamma_f \cdot 1,2, \quad (132)$$

где 1,2 – коэффициент, учитывающий вес дополнительных деталей;

γ_f – коэффициент надежности для металлических конструкций заводского изготовления, принимаемый в соответствии с [4] равным 1,05.

Устойчивость колонны обеспечена, если выполняется условие

$$\frac{N}{\varphi_y A} \leq R_y \gamma_c. \quad (133)$$

Сечение считается подобранным удачно, если недонапряжение не превышает 15 %, то есть выполняется условие

$$\frac{R_y \gamma_c - N / (\varphi_y A)}{R_y \gamma_c} \cdot 100\% \leq 15\%. \quad (134)$$

Фактическая гибкость колонны не должна превышать предельное значение, которое, как и в разд. 3.2.3, определяется выражением

$$\lambda_{lim} = 180 - 60\alpha, \quad (135)$$

где

$$\alpha = \frac{N}{\varphi_y \cdot A \cdot R_y \gamma_c} \geq 0,5. \quad (136)$$

Здесь последнее условие также означает, что если оказалось $\alpha < 0,5$, то при определении λ_{lim} следует принять $\alpha = 0,5$.

Окончательно должно выполняться условие $\lambda_y \leq \lambda_{lim}$. (137)

3.3.2.2. Подбор сечения относительно свободной оси

Сквозная колонна должна обладать равноустойчивостью относительно обеих главных центральных осей, которая предполагает одинаковую гибкость относительно осей сечения x и y . При этом относительно свободной оси x принимается во внимание не гибкость λ_x , а приведенная гибкость λ_{ef} ,

определяемая в соответствии с [1, табл. 7] выражением $\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \lambda_1^2}$, где

λ_1 – гибкость отдельной ветви относительно оси 1-1 (рис. 19,б-в) на участке l_1 между планками «в свету». Изменение расстояния между ветвями ($2a$ на рис. 19,б-в) приводит к изменению приведенной гибкости. Чем расстояние больше, тем меньше λ_{ef} и выше показатель устойчивости. Таким образом, задача по обеспечению равноустойчивости относительно обеих главных центральных осей сводится к определению такого расстояния $2a$, при котором выполняется условие $\lambda_{ef} \leq \lambda_y$.

Примем $\lambda_{ef} = \lambda_y$, или $\sqrt{\lambda_x^2 + \lambda_1^2} = \lambda_y$, откуда $\lambda_x = \sqrt{\lambda_y^2 - \lambda_1^2}$.

$$\text{Так как } \lambda_x = \frac{l_x}{i_x}, \text{ то } i_x = \frac{l_x}{\lambda_x} \text{ или } i_x = \frac{l_x}{\sqrt{\lambda_y^2 - \lambda_1^2}}. \quad (138.1)$$

С другой стороны, $i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$, где $A = 2A_1$, A_1 - площадь одной ветви. а $I_x = 2A_1 a^2 + 2I_1$, где I_1 - момент инерции сечения отдельной ветви относительно оси 1-1. Тогда $i_x = \sqrt{\frac{2A_1 a^2 + 2I_1}{2A_1}} = \sqrt{a^2 + i_1^2}$.

$$(138.2)$$

Приравняв правые части выражений (138.1) и (138.2), получим

$$\frac{l_x}{\sqrt{\lambda_y^2 - \lambda_1^2}} = \sqrt{a^2 + i_1^2} \text{ или } \left(\frac{l_x}{\sqrt{\lambda_y^2 - \lambda_1^2}} \right)^2 = \left(\sqrt{a^2 + i_1^2} \right)^2 \text{ или } \frac{l_x^2}{\lambda_y^2 - \lambda_1^2} = a^2 + i_1^2,$$

$$\text{откуда } a = \sqrt{\frac{l_x^2}{\lambda_y^2 - \lambda_1^2} - i_1^2}. \quad (139)$$

Равноустойчивость колонны при найденном значении a обеспечена, если в соответствии с [1, п. 5.6] гибкость ветви на участке между планками «в свету» длиной l_1 не превысит 40, то есть $\lambda_1 \leq 40$. В формуле (139) можно принять $\lambda_1 = 40$. Так как $\lambda_1 = \frac{l_1}{i_1}$, то для обеспечения равноустойчивости относительно обеих главных центральных осей расстояние между планками «в свету» не должно превышать

$$l_1 \leq 40i_1, \quad (140)$$

где i_1 - радиус инерции сечения отдельной ветви относительно оси 1-1, определяемый для принятого проката по сортаменту. **Внимание:** в сортаменте ось 1-1 обозначена у.

Расстояние между ветвями c (рис. 19,б-в) из технологических и эксплуатационных требований следует назначать не менее 100 мм.

3.3.3. Расчет планок колонны

Конструктивные параметры планок и схема их расположения представлены на рис. 21. Расстояние между планками «в свету» l_1 назначается в соответствии с условием (140). Высота планки h_{pl} принимается (0,5÷0,75) от ширины колонны, то есть

$$h_{pl} = (0,5 \div 0,75)b \quad (141)$$

с округлением до 10 мм, где b - габаритная ширина колонны, равная сумме зазора между ветвями c (рис.19,б-в) и удвоенной ширины полки швеллера или двутавра по сортаменту.

$$\text{Ширина планки назначается в соответствии с выражением} \\ b_{pl} = c + (40 \div 60) \text{ мм.} \quad (142)$$

Таким образом, расстояние между центрами планок определяется выражением $l_b = l_1 + h_{pl}$.

$$(143)$$

В предельном состоянии при потере устойчивости колонны происходит ее продольный изгиб, в результате чего возникает поперечная сила. Именно эту силу воспринимает соединительная решетка, состоящая в рассматриваемом случае из планок, расположенных в двух параллельных плоскостях.

В соответствии с нормами проектирования (п. 5.8* [1]) расчет соединительных планок выполняется на условную поперечную силу

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} (2330 - E/R_y) N / \varphi_y. \quad (144)$$

Допускается условную поперечную силу Q_{fic} определять по табл.2 в зависимости от площади сечения колонны A (см²) и наименования стали.

Таблица 2

Значения условной поперечной силы

Сталь	C235	C255	C285	C390	C440	C590
Q_{fic} (кН)	0,2А	0,3А	0,4А	0,5А	0,6А	0,27

На планки, расположенные в одной плоскости действует поперечная сила $Q_s = Q_{fic} / 2$.

$$(145)$$

Считается, что поперечная сила Q_s поровну распределяется между двумя ветвями колонны и проворачивает узел сопряжения ветви с планкой в соответствии с расчетной схемой, представленной на рис. 22. При этом в самой планке действует реактивная поперечная сила F_s , уравновешивающая крутящий момент, создающийся парой сил $Q_s / 2$ с плечом l_b . Из условия равновесия $Q_s l_b / 2 = F_s b_1 / 2$ определяется поперечная сила в планке

$$F_s = Q_s l_b / b_1. \quad (146)$$

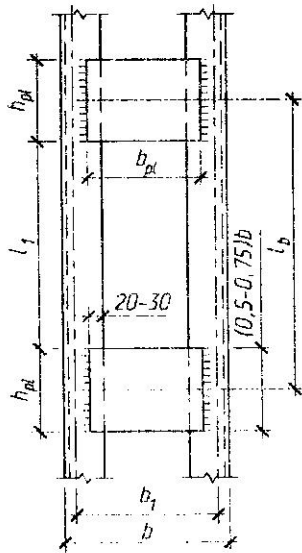


Рис. 21. Конструктивная схема планок

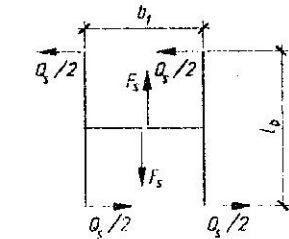


Рис. 22. Расчетная схема узла крепления планки

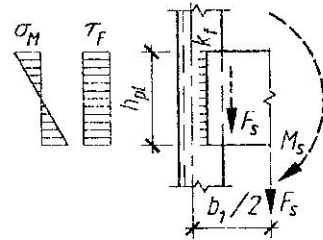


Рис. 23. Крепление планки к ветви

Найденная сила, будучи приложенной к половине планке в соответствии со схемой на рис. 23, сдвигает ее вдоль ветви и проворачивает в заделке. На указанной схеме сила F_s , действующая на узел сопряжения планки с ветвью со смещением $b_1/2$, заменена системой эквивалентных силовых факторов: силой F_s , действующей вдоль оси ветви, и изгибающим моментом

$$M_s = F_s b_1 / 2. \quad (147)$$

Момент M_s и сила F_s воспринимаются угловым сварным швом, крепящим планку к ветви колонны. Расчетная длина сварного шва определяется выражением $l_w = h_{pl} - 20 \text{ мм}$. (148)

От действия момента в шве возникают нормальные напряжения σ_M , а от сдвигающей силы касательные напряжения τ_F . Максимальные значения указанных напряжений, эпюры которых представлены на рис. 23, определяются выражениями $\sigma_M = \frac{M_s}{W_w}$ и $\tau_F = \frac{F_s}{A_w}$, где W_w и A_w - соответственно момент сопротивления и площадь продольного сечения шва, в свою очередь, определяемые выражениями $W_w = k_f l_w^2 / 6$ и $A_w = k_f l_w$. Прочность шва от

совместного действия нормального и касательного напряжений определяется условием $\sqrt{\sigma_M^2 + \tau_F^2} \leq \min \left\{ \frac{\beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c}{\beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} \right\}$, откуда несложно получить выражение для вычисления катета шва, обеспечивающего его требуемую прочность.

$$k_f = \sqrt{\left(\frac{F_s}{l_w} \right)^2 + \left(\frac{6M_s}{l_w^2} \right)^2} / \min \left\{ \frac{\beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c}{\beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} \right\}. \quad (149)$$

Окончательно найденный катет шва приводится в соответствие с конструктивными требованиями, представленными в [1, п. 12.8.а и табл. 39] или прил. 10, формула (65).

Величины, входящие в знаменатель формулы (149), подробно описаны в разд. 2.8.

Плечо $b_1/2$ силы F_s , принятое при определении по формуле (147) изгибающего момента M_s , и, таким образом, использованное при расчете сварного шва, несколько больше $b_{pl}/2$, что обеспечивает некоторый запас прочности шва.

Толщина планки l_{pl} может быть принята по найденному катету шва, то есть $l_{pl} \geq k_f$. (150)

Обычно конструктивно назначают $l_{pl} = (6 \div 10) \text{ мм}$.

3.3.4. Расчет оголовка колонны

Рассмотрим расчет оголовка на примере сплошной колонны. В состав оголовка, кроме верхнего участка стержня колонны, входят: опорная плита оголовка толщиной $l_{pl, top}$; два опорных ребра оголовка высотой $h_{r, top}$, толщиной $t_{r, top}$ и шириной $b_{r, top}$ каждое; два горизонтальных подкрепляющих ребра шириной, равной $b_{r, top}$, и толщиной $8 \div 10 \text{ мм}$ (рис. 24).

Толщина опорной плиты оголовка обычно принимается равной

$$l_{pl, top} = 20 \div 25 \text{ мм}. \quad (151)$$

Считается, что при свободном опирании главных балок опорное усилие N^* (98) передается с их опорных ребер на стержень колонны через опорную плиту и опорные ребра оголовка колонны. Суммарная ширина опорных ребер оголовка определяется выражением $2b_{r, top} \geq b_r + 2l_{pl, top}$, а одного ребра

$$b_{r, top} \geq (b_r + 2l_{pl, top}) / 2, \quad (152)$$

где b_r - ширина опорного ребра балки (разд. 2.9).

Опорные ребра оголовка по своей суммарной ширине и толщине должны сопротивляться смятию, то есть должно выполняться условие

$$\frac{N^*}{t_{r,top} l_p} \leq R_p \gamma_c, \text{ где длина сминаемой поверхности опорных ребер определяется выражением } l_p = 2b_{r,top}, \quad (153)$$

а толщина опорных ребер оголовка находится по формуле

$$t_{r,top} \geq \frac{N^*}{l_p R_p \gamma_c}, \quad (154)$$

где R_p определяется так же, как в пояснении к формуле (67).

Высота каждого из двух опорных ребер определяется прочностью четырех сварных швов, прикрепляющих ребра к стенке колонны

$$\frac{N^*}{4k_f h_{r,top}} \leq \min \left\{ \beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c, \beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c \right\}, \text{ откуда, предварительно назначив катет швов } k_f, \text{ можно найти требуемую высоту опорных ребер по формуле}$$

где k_f , можно найти требуемую высоту опорных ребер по формуле

$$h_{r,top} \geq \frac{N^*}{4k_f \min \left\{ \beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c, \beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c \right\}} \quad (155)$$

При этом длина шва, равная высоте опорного ребра, не должна превышать предельно допустимой величины $h_{r,top} \leq 85\beta_f k_f$.

В случае невыполнения условия (156) катет шва k_f следует увеличить.

Величины, входящие в знаменатель правой части выражения (155), подробно описаны в разд. 2.8.

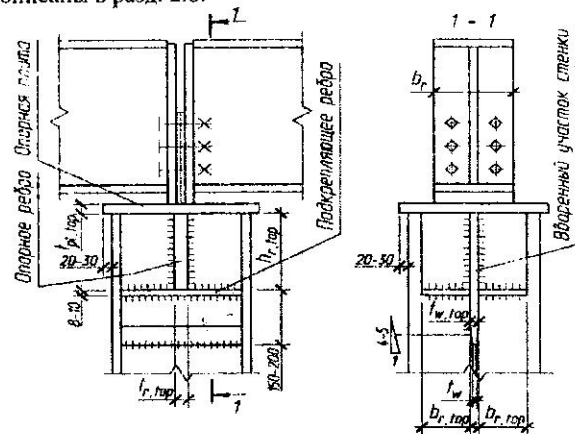


Рис. 24. Оголовок сплошной колонны

Кроме этого, должно быть проверено условие прочности опорного ребра на срез $\frac{N^*}{2h_{r,top} \cdot t_{r,top}} \leq R_s \gamma_c$,

$$(157)$$

где R_s определяется так же, как в пояснении к формуле (20).

Также следует проверить на срез стенку колонны по граням крепления опорных ребер $\frac{N^*}{2h_{r,top} \cdot t_w} \leq R_s \gamma_c$.

$$(158)$$

Если условие (158) не выполняется, необходимо увеличить толщину стенки колонны в пределах высоты оголовка с некоторым запасом путем варки, как это показано на рис. 24, более толстого стального листа толщиной

$$t_{w,top}, \text{ определяемой выражением } t_{w,top} \geq \frac{N^*}{2h_{r,top} R_s \gamma_c}. \quad (159)$$

Аналогично выполняется расчет оголовка сквозной колонны, конструкция которого представлена на рис. 25. По формуле (152) определяется ширина опорных ребер $b_{r,top}$, по формуле (154) их толщина $t_{r,top}$, а по формулам (155-156) их высота $h_{r,top}$. Высота листовая вставка, которая выполняет функцию вваренного участка стенки сплошной колонны, принимается равной $h_{r,top}$, а ее толщина $t_{w,top}$ определяется выражением (159).

Если толщина листовая вставка значительно превысит толщину стенки нетви, например, более чем в три раза, целесообразно увеличить высоту $h_{r,top}$. При этом необходимо контролировать совместное выполнение условий (155-156).

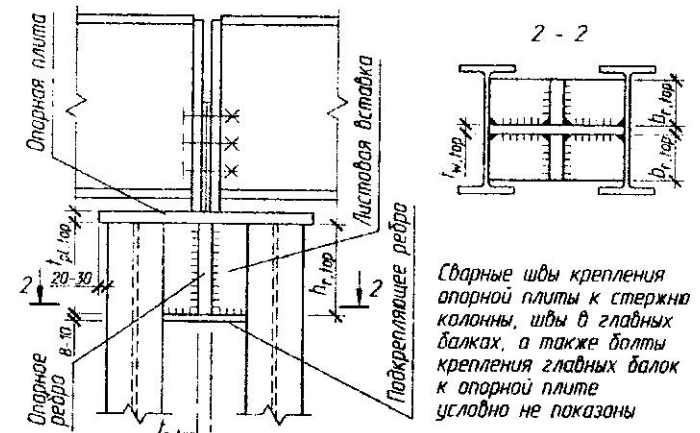


Рис. 25. Оголовок сквозной колонны

3.3.5. Расчет базы колонны

Рассмотрим расчет базы на примере сплошной колонны. В состав базы, кроме нижнего участка стержня колонны, входят: опорная плита базы длиной L , шириной B и толщиной $l_{pl,bas}$; два листа траверсы высотой h_{tr} и толщиной t_{tr} каждый (рис. 26).

Расчет базы сводится к определению высоты и толщины траверсы, размеров опорной плиты в плане и ее толщины.

Траверса воспринимает усилие от стержня колонны N , определенное выражением (114) или (132), и передает его на опорную плиту. При этом считается, что указанное усилие полностью передается через четыре вертикальных угловых сварных шва длиной, равной высоте траверсы, то есть $l_{шв} = h_{tr}$.

Расчет швов крепления траверсы к стержню колонны аналогичен расчету швов крепления опорных ребер в оголовке колонны.

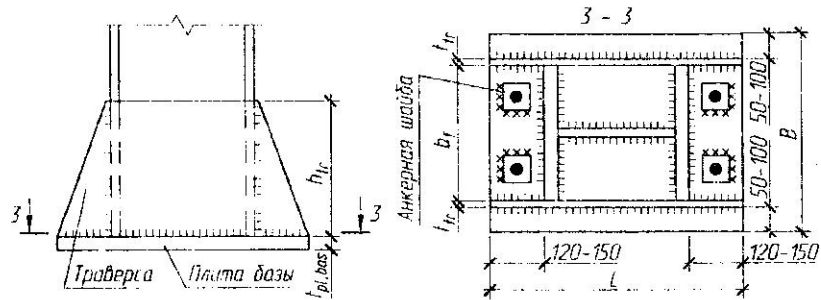


Рис. 26. База сплошной колонны

Предварительно назначив катет швов k_f , определяется требуемая высота траверсы по формуле

$$h_{tr} \geq \frac{N}{4k_f \min \left\{ \begin{array}{l} \beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c \\ \beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c \end{array} \right\}} \quad (160)$$

При этом длина шва, равная высоте траверсы, не должна превышать предельно допустимой величины $h_{tr} \leq 85 \beta_f k_f$.

Толщину траверсы обычно назначают в пределах 10-16 мм и не менее k_f .

Размеры опорной плиты в плане определяются прочностью материала фундамента $R_{b,loc}$, которая, в свою очередь, зависит от расчетного сопротивления бетона осевому сжатию R_b и отношения площади верхнего обреза

фундамента A_{f2} к площади опорной плиты A_{f1} . На начальной стадии расчета площадь A_{f1} не известна, но можно задаться отношением A_{f2}/A_{f1} , например, приняв $A_{f2}/A_{f1} = 2$.

(162)

Расчетное сопротивление R_b определяется классом прочности бетона и для тяжелого и мелкозернистого бетона некоторых классов представлено в табл. 3.

Таблица 3

Расчетное сопротивление бетона

Класс бетона	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25
R_b , МПа	4,5	6,0	7,5	8,5	11,5	14,5
R_b , кН/см ²	0,45	0,60	0,75	0,85	1,15	1,45

Расчетное сопротивление материала фундамента смятию определяется выражением $R_{b,loc} = R_b \sqrt[3]{A_{f2}/A_{f1}}$.

(163)

Требуемая площадь плиты $A_{f1,req} = N / R_{b,loc}$.

(164)

Ширина плиты B принимается из конструктивных соображений в соответствии со схемой, представленной на разрезе 3-3 рис. 26, а длина назначается из условия $L \times B \geq A_{f1,req}$, откуда $L \geq A_{f1,req} / B$.

(165)

Окончательно длина плиты L принимается из геометрических соображений, учитывающих габарит сечения колонны и размеры участков размещения анкерных болтов общей длиной $2 \times (120 \div 150)$ мм (разрез 3-3 рис. 26).

Бетон фундамента является упругим основанием для опорной плиты базы. Для простоты расчета считается, что давление под плитой распределено равномерно, а сама плита рассчитывается как пластинка, нагруженная снизу со стороны фундамента равномерно распределенным воздействием q_f и опертая сверху на систему ребер, образованную торцом стержня колонны и траверсами. Таким образом, опорная плита на участках между ребрами под действием нагрузки q_f изгибается.

Величина q_f может быть найдена по фактической нагрузке и габаритам опорной плиты с помощью выражения

$$q_f = N / (L \cdot B) \quad (166.1)$$

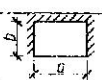
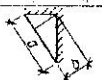
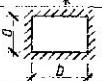
или по максимально возможной нагрузке со стороны фундамента, равной его прочности, то есть с помощью формулы

$$q_f = R_{b,loc} \quad (166.2)$$

Распределение изгибающих моментов в плите на конкретном участке зависит от его опорного контура. Так на рис. 27,а участок № 1 представляет собой прямоугольную пластинку, опертую по всему контуру, то есть опирает-

Таблица 4

Значения коэффициента α для расчета пластинок на изгиб

Схема участка	Значения α при соотношении b/a , равном									
	0,5	0,7	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	>2,0
1 	0,060	0,088	0,107	0,112	0,120	0,126	0,129	0,131	0,132	0,133
2 	-	-	-	0,048	0,063	0,075	0,086	0,094	0,100	0,125
3 	-	-	-	0,048	0,063	0,075	0,086	0,094	0,100	0,125

Примечания: 1 На схемах 1 и 2 a – размер свободного края;

2 На схеме 3 a – размер меньшей стороны;

3. Для схемы 2 при $b/a < 0,5$ момент определять как для консольного участка со свесом, равным b .

ся на четыре канта. Участок № 2 также представляет собой прямоугольную пластинку, но опертую на три канта, один из которых свободный, а примыкающие к нему закреплены. Участок № 3 является прямоугольной пластинкой, закрепленной только одной стороной, то есть является консольным участком.

Наибольший изгибающий момент, действующий на полосе единичной ширины в пластинке с любым опорным контуром, определяется выражением

$$M_i = \alpha \cdot q_f \cdot a^2, \quad (167)$$

где α – коэффициент академика Б.Г. Галеркина, зависящий от соотношения характерных размеров b/a i -го участка.

В табл. 4 представлены значения α для различных схем участков и соотношений характерных размеров, в том числе обозначенных на рис. 27,а. Для консольного участка $\alpha = 0,5$, a – свес.

Толщина плиты базы определяется выражением

$$l_{pl, bas} = \sqrt{6M_{\max} / (R_y \gamma_c)}, \quad (168)$$

где M_{\max} – наибольшее значение изгибающего момента из числа найденных для каждого участка по формуле (167).

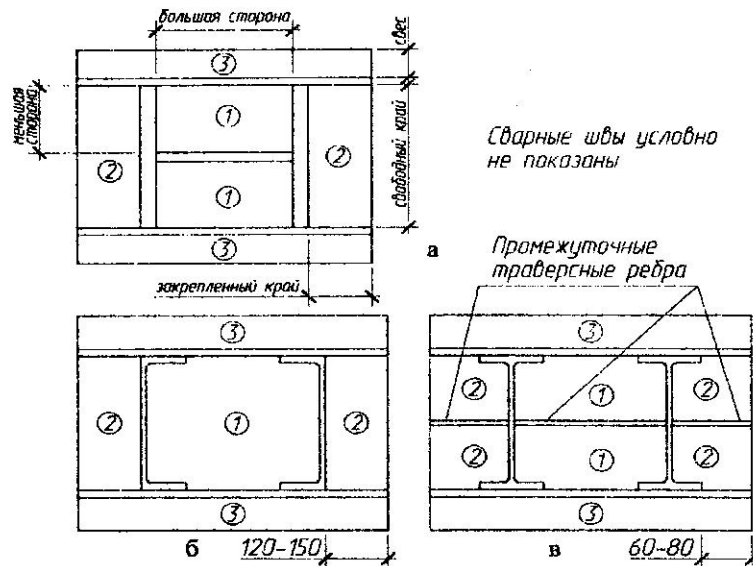


Рис. 27. Разбивка плиты базы на участки

Для фиксации проектного положения центрально сжатой колонны при ее шарнирном сопряжении с фундаментом принимаются анкерные (фундаментные) болты М20–М30. Отверстия в опорной плите под анкерные болты выполняются диаметром в 1,5–2 раза больше номинального диаметра анкерного болта. На анкерные болты надеваются анкерные шайбы, притягиваемые гайками и приваренные монтажной сваркой к опорной плите. Диаметр отверстия в анкерной шайбе на 2–3 мм больше диаметра анкерного болта.

Расчет базы сквозной колонны аналогичен сплошной. На рис. 27,б представлена разбивка плиты базы колонны с ветвями из швеллеров на участки, которые также опираются на четыре канта, три канта и являются консольными.

Если толщина плиты базы $l_{pl, bas}$ по расчету окажется более 40 мм, то следует добиться ее уменьшения, например, расчленением на большее число участков установкой промежуточных траверсных ребер, как это показано на рис. 27,в. На участках меньших размеров действуют изгибающие моменты с меньшими значениями, что приводит к уменьшению толщины опорной плиты, определяемой выражением (168).

4. СОСТАВ ГРАФИЧЕСКОЙ ЧАСТИ КУРСОВОГО ПРОЕКТА

4.1. Состав чертежа КМ

Чертеж КМ формата А2 выполняется в соответствии с требованиями [9] или [11, гл. 23] в следующем составе:

1. Схема расположения элементов конструкций (М 1:100; М 1:200; М 1:400):
 - план на отметке $H_{ур}$;
 - продольный разрез;
 - поперечный разрез.
2. Чертеж колонны с указанием всех размеров (М 1:15; М 1:20; 1:50), а также разрезы или виды (М 1:10):
 - оголовка;
 - базы.
3. Сечение главной балки с ребрами жесткости и указанием всех размеров (М 1:10; М 1:15; М 1:20).
4. Узел сопряжения главной и вспомогательных балок в двух проекциях (М 1:10; М 1:15; М 1:20).
5. Узел опирания главных балок на колонну - три проекции (М 1:10; М 1:15; М 1:20).
6. Ведомость элементов по следующей форме

Ведомость элементов									
Марка	Сечение			Опорные усилия			Сортамент	Сталь	Примечания
	Эскиз	Поз.	Состав	М, кН·м	N, кН	Q, кН			

15
35
10
25
15
15
15
10
20
25

7. Примечания.
8. Условные обозначения.

4.2. Состав чертежа КМД

Чертеж КМД формата А1 выполняется в соответствии со стандартом организации, специализирующейся по изготовлению металлических конструкций, или с требованиями [11, гл. 23] в следующем составе:

1. Монтажная схема балок на отметке $H_{ур}$.

2. Отправочная марка рядовой (т.е. не крайней) балки:
 - основной вид;
 - проекции слева, справа, снизу, при необходимости сверху (при этажном сопряжении главной и вспомогательных балок);
 - необходимые разрезы и сечения (например, вид на нижнюю полку сверху у опорного узла, сечение с разделкой кромок в стыке элементов верхней или нижней полки);
 - позиции ребер жесткости, прокладок и выводных планок.
3. Отправочная марка крайней балки (а именно та её часть, которая отличается от рядовой) с необходимыми проекциями и разрезами.
4. Схема общей сборки главной балки.
5. Монтажный стык главной балки (по стенке; по полке; сечение; детализация позиций, изображающих накладки трех разновидностей).
6. Отправочная марка вспомогательных балок (одна из которых примыкает к главной на участке неизменённого сечения последней, а другая в пределах участка с изменённой шириной полки).
7. Спецификация стали.
8. Ведомость монтажных метизов (на монтажную схему).
9. Таблица заводских сварных швов.
10. Таблица "Требуется изготовить" (в соответствии с числом отправочных марок на монтажной схеме).
11. Примечания.
12. Условные обозначения.

Формы спецификации стали с примером заполнения, ведомости монтажных метизов и двух таблиц представлены в прил. 20.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции / Госстрой России. - М.: ГУП ЦПП, 2003. - 90 с.
2. Металлические конструкции: Учебник для студ. высш. учеб. заведений / Ю.И. Кудишина, Е.И. Беленя, В.С. Игнатова и др.; под ред. Ю.И. Кудишина. - 8-е изд., перераб. и доп. - М.: Издательский центр «Академия», 2006. - 688 с.
3. Металлические конструкции. В 3 т. Т. 1. Элементы стальных конструкций: учеб. пособие для строит. вузов / В.В. Горев, Б.Ю. Уваров, В.В. Филиппов и др.; под ред. В.В. Горева. - М.: Высш. шк., 1997. - 527 с.
4. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия / Госстрой России. - М.: ФГУП ЦНИ, 2005. - 44 с.
5. ГОСТ 26020-83. Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок. Сортамент. - М.: Изд-во стандартов, 1983.
6. ГОСТ 19903-74*. Прокат листовой горячекатаный. Сортамент. - М.: Изд-во стандартов, 2003.

7. ГОСТ 82-70*. Прокат стальной горячекатаный широкополосный универсальный. Сортамент. – М.: Изд-во стандартов, 2003.
8. Справочные материалы по проектированию стальных конструкций / Воронеж. гос. арх.-строит. акад.; Сост.: И.П. Сигаев, А.С. Щеглов. – Воронеж, 1996. – 130 с.
9. СН 460-74. Временная инструкция о составе и оформлении строительных рабочих чертежей зданий и сооружений. Раздел 5. Конструкции металлические. Чертежи КМ. – М.: Стройиздат, 1978.
10. ГОСТ 21.502-2007. Система проектной документации для строительства. Правила выполнения проектной и рабочей документации металлических конструкций. – М.: Стандартинформ, 2008.
11. Металлические конструкции: учебник для строит. вузов в 3 т./под ред. В.В. Горлова. – т. 3 Металлические конструкции. – М.: Высш. шк., 1999. – 544 с.

Извлечение из табл. 51* СНиП II-23-81*

Сталь	Толщина проката, мм	Нормативное сопротивление, МПа (кгс/мм ²), проката				Расчетное сопротивление, МПа (кгс/см ²), проката				
		листового, широкополосного универсального		фасонного		листового, широкополосного универсального		фасонного		
		R _{лп}	R _{лш}	R _{фп}	R _{фш}	R _{лп}	R _{лш}	R _{фп}	R _{фш}	
С235	От 2 до 20	235 (24)	360 (37)	235 (24)	360 (37)	230 (2350)	350 (3600)	230 (2350)	350 (3600)	
	Св. 20 „ 40	225 (23)	360 (37)	225 (23)	360 (37)	220 (2250)	350 (3600)	220 (2250)	350 (3600)	
	„ 40 „ 100	215 (22)	360 (37)	-	-	210 (2150)	350 (3600)	-	-	
С245	От 2 до 20	245 (25)	370 (38)	245 (25)	370 (38)	240 (2450)	360 (3700)	240 (2450)	360 (3700)	
	Св. 20 „ 30	-	-	235 (24)	370 (38)	-	-	230 (2350)	360 (3700)	
	С255	От 2 до 3,9	255 (26)	380 (39)	-	-	250 (2550)	370 (3800)	-	-
С275	„ 4 „ 10	245 (25)	370 (38)	255 (26)	380 (39)	240 (2450)	370 (3800)	250 (2550)	370 (3800)	
	„ 10 „ 20	245 (25)	370 (38)	245 (25)	370 (38)	240 (2450)	360 (3700)	240 (2450)	360 (3700)	
	„ 20 „ 40	235 (24)	370 (38)	235 (24)	370 (38)	230 (2350)	360 (3700)	230 (2350)	360 (3700)	
С285	От 2 до 10	275 (28)	380 (39)	275 (28)	390 (40)	270 (2750)	370 (3800)	270 (2750)	380 (3900)	
	Св. 10 „ 20	265 (27)	370 (38)	275 (28)	380 (39)	260 (2650)	360 (3700)	270 (2750)	370 (3800)	
	С285	От 2 до 3,9	285 (29)	390 (40)	-	-	280 (2850)	380 (3900)	-	-
С345	„ 4 „ 10	275 (28)	390 (40)	285 (29)	400 (41)	270 (2750)	380 (3900)	280 (2850)	390 (4000)	
	„ 10 „ 20	265 (27)	380 (39)	275 (28)	390 (40)	260 (2650)	370 (3800)	270 (2750)	380 (3900)	
	С345	От 2 до 10	345 (35)	490 (50)	345 (35)	490 (50)	335 (3400)	480 (4900)	335 (3400)	480 (4900)
С345К	Св. 10 „ 20	325 (33)	470 (48)	325 (33)	470 (48)	315 (3200)	460 (4700)	315 (3200)	460 (4700)	
	„ 20 „ 40	305 (31)	460 (47)	305 (31)	460 (47)	300 (3050)	450 (4600)	300 (3050)	450 (4600)	
	„ 40 „ 60	285 (29)	450 (46)	-	-	280 (2850)	440 (4500)	-	-	
С375	„ 60 „ 80	275 (28)	440 (45)	-	-	270 (2750)	430 (4400)	-	-	
	„ 80 „ 160	265 (27)	430 (44)	-	-	260 (2650)	420 (4300)	-	-	
	С375	От 4 до 10	345 (35)	470 (48)	345 (35)	470 (48)	335 (3400)	460 (4700)	335 (3400)	460 (4700)
С390	От 2 до 10	375 (38)	510 (52)	375 (38)	510 (52)	365 (3700)	500 (5100)	365 (3700)	500 (5100)	
	Св. 10 „ 20	355 (36)	490 (50)	355 (36)	490 (50)	345 (3500)	480 (4900)	345 (3500)	480 (4900)	
	„ 20 „ 40	335 (34)	480 (49)	335 (34)	480 (49)	325 (3300)	470 (4800)	325 (3300)	470 (4800)	
С390К	От 4 до 50	390 (40)	540 (55)	-	-	380 (3850)	530 (5400)	-	-	
	С390К	От 4 до 30	390 (40)	540 (55)	-	-	380 (3850)	530 (5400)	-	-
	С440	От 4 до 30	440 (45)	590 (60)	-	-	430 (4400)	575 (5850)	-	-
С440	Св. 30 „ 50	410 (42)	570 (58)	-	-	400 (4100)	555 (5650)	-	-	
	С490	От 10 до 36	540 (55)	635 (65)	-	-	515 (5250)	605 (6150)	-	-
	С490К	От 16 до 40	540 (55)	635 (65)	-	-	515 (5250)	605 (6150)	-	-

Приложение 2

Извлечение из табл. 66 СНиП II-23-81*

Коэффициенты $c(c_x), c_y, n$

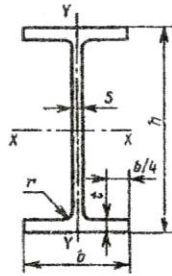
Тип сечения	Схема сечения	$\frac{A_f}{A_w}$	Значения коэффициентов		
			$c(c_x)$	c_y	n при $M_y = 0^*$
I		0,25	1,19	1,47	1,5
		0,5	1,12		
		1,0	1,07		
		2,0	1,04		

Приложение 3

Извлечение из ГОСТ 26020-83 «Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок»

По соотношению размеров и условиям применения двутавры подразделяются на типы:
 Б - нормальные двутавры;
 Ш - широкополочные двутавры;
 К - колонные двутавры.

Перечное сечение двутавров должно соответствовать указанному на чертеже, а размеры двутавров, площадь поперечного сечения, линейная плотность и справочные величины приведены в таблице.



Обозначение к чертежу и таблице:

h - высота двутавра; b - ширина полки; s - толщина стенки; t - толщина полки;
 r - радиус сопряжения; I - момент инерции; W - момент сопротивления; S - статистический момент полусечения; i - радиус инерции

Линейный профиль	мм				Линейная плотность, кг/м	Справочные величины для осей								
	b	b	s	t		$I_x, \text{см}^4$	$I_y, \text{см}^4$	$W_x, \text{см}^3$	$W_y, \text{см}^3$	$S_x, \text{см}^3$	$S_y, \text{см}^3$	$i_x, \text{см}$	$i_y, \text{см}$	
Нормальные двутавры														
10Б1	100	55	4,1	5,7	7	10,32	8,1	171	34,2	19,7	4,07	15,9	5,8	1,24
12Б1	117,6	64	3,8	5,1	7	11,03	8,7	257	43,8	24,9	4,83	22,4	7,0	1,42
12Б2	120	64	4,4	6,3	7	13,21	10,4	318	53,0	30,4	4,90	27,7	8,6	1,45
14Б1	137,4	73	3,8	5,6	7	13,39	10,5	435	63,3	35,8	5,70	36,4	10,0	1,65
14Б2	140	73	4,7	6,9	7	16,43	12,9	541	77,3	44,2	5,74	44,9	12,3	1,65
16Б1	157	82	4,0	5,9	9	16,18	12,7	689	87,8	49,5	6,53	54,4	13,3	1,83
16Б2	160	82	5,0	7,4	9	20,09	15,8	869	108,7	61,9	6,58	68,3	16,6	1,84
18Б1	177	91	4,3	6,5	9	19,58	15,4	1063	120,1	67,7	7,37	81,9	18,0	2,04
18Б2	180	91	5,3	8,0	9	23,95	18,8	1317	146,3	83,2	7,41	100,8	22,2	2,05
20Б1	200	100	5,6	8,5	12	28,49	22,4	1943	194,3	110,3	8,26	142,3	28,5	2,23
23Б1	230	110	5,6	9,0	12	32,91	25,8	2996	260,5	147,2	9,54	200,3	36,4	2,47
26Б1	258	120	5,8	8,5	12	35,62	28,0	4024	312,0	176,6	10,63	245,6	40,9	2,63
26Б2	261	120	6,0	10,0	12	39,70	31,2	4654	356,6	201,5	10,83	288,8	48,1	2,70
30Б1	295	140	5,8	8,5	15	41,92	32,9	6328	427,0	240,0	12,29	390,0	55,7	3,05
30Б2	299	140	6,0	10,0	15	46,67	36,6	7293	487,8	273,8	12,50	458,6	65,5	3,13
35Б1	346	155	6,2	8,5	18	49,53	38,9	10060	581,7	328,6	14,25	529,6	68,3	3,27
35Б2	349	155	6,5	10,0	18	55,17	43,3	11550	662,2	373,0	14,47	622,9	80,4	3,36
40Б1	392	165	7,0	9,5	21	61,25	48,1	15750	803,6	456,0	16,03	714,9	86,7	3,42
40Б2	396	165	7,5	11,5	21	69,72	54,7	18330	935,7	529,7	16,30	865,0	104,8	3,52
45Б1	443	180	7,8	11,0	21	76,23	59,8	24940	1125,8	639,5	18,09	1073,7	119,3	3,75
45Б2	447	180	8,4	13,0	21	85,96	67,5	28870	1291,9	732,9	18,32	1269,0	141,0	3,84
50Б1	492	200	8,8	12,0	21	92,98	73,0	37160	1511,0	860,4	19,99	1606,0	160,6	4,16
50Б2	496	200	9,2	14,0	21	102,80	80,7	42390	1709,0	970,2	20,30	1873,0	187,3	4,27
55Б1	543	220	9,5	13,5	24	113,37	89,9	55680	2051,0	1165,0	22,16	2404,0	218,6	4,61
55Б2	547	220	10,0	15,5	24	124,75	97,9	62790	2296,0	1302,0	22,43	2760,0	250,9	4,70
60Б1	593	230	10,5	15,5	24	135,26	106,2	78760	2655,0	1512,0	24,13	3154,0	274,3	4,83
60Б2	597	230	11,0	17,5	24	147,30	115,6	87640	2936,0	1669,0	24,39	3561,0	309,6	4,92
70Б1	691	260	12,0	15,5	24	164,70	129,3	125930	3645,0	2095,0	27,65	4556,0	350,5	5,26

Номер профиля	мм						Площадь сечения, см ²	Линейная плотность, кг/м	Справочные величины для осей					
	h	b	s	t	r	I _x , см ⁴			I _y , см ⁴	X-X		Y-Y		
										W _x , см ³	S _x , см ³	W _y , см ³	S _y , см ³	
70Б2	697	260	12,5	18,5	24	183,60	144,2	4187	2393,0	28,19	5437,0	418,2	5,44	
80Б1	791	280	13,5	17,0	26	203,20	159,5	5044	2917,0	31,33	6244,0	446,0	5,54	
80Б2	798	330	14,0	20,5		226,60	177,9	5820	3343,0	32,01	7527,0	537,6	5,76	
90Б1	893	300	15,0	18,5	30	247,10	194,0	6817	3964,0	35,09	8365,0	557,6	5,82	
90Б2	900	300	15,5	22,0		272,40	213,8	349200	7760	4480,0	35,80	9943,0	662,8	6,04
100Б1	990	320	16,0	21,0	30	293,82	230,6	446000	9011	5234,0	38,96	11520,0	719,9	6,26
100Б2	998	320	17,0	25,0		328,90	258,2	516400	10350	5980,0	39,62	13710,0	856,9	6,46
100Б3	1006	320	18,0	29,0		364,00	285,7	587700	11680	6736,0	40,18	15900,0	993,9	6,61
100Б4	1013	320	19,5	32,5		400,60	314,5	655400	12940	7470,0	40,45	17830,0	1114,3	6,67
Широкополочные двутавры														
20Ш1	193	150	6,0	9,0	13	38,95	30,6	2660	275	153	8,26	507	67,6	3,61
23Ш1	226	155	6,5	10,0	14	46,08	36,2	4260	377	210	9,62	622	80,2	3,67
26Ш1	251	180	7,0	10,0	16	54,37	42,7	6225	496	276	10,70	974	108,2	4,23
26Ш2	255	180	7,5	12,0		62,73	49,2	7429	583	325	10,88	1168	129,8	4,31
30Ш1	291	200	8,0	11,0	18	68,31	53,6	10400	715	398	12,34	1470	147,0	4,64
30Ш2	295	200	8,5	13,0		77,65	61,0	12200	827	462	12,53	1737	173,7	4,73
30Ш3	299	200	9,0	15,0		87,00	68,3	14040	939	526	12,70	2004	200,4	4,80
35Ш1	338	250	9,5	12,5	20	96,67	75,1	19790	1171	651	14,38	3260	261	5,84
35Ш2	341	250	10,0	14,0		104,74	82,2	22070	1295	721	14,52	3650	292	5,90
35Ш3	345	250	10,5	16,0		116,30	91,30	25140	1458	813	14,70	4170	334	5,99
40Ш1	388	300	9,5	14,0	22	122,40	96,1	34360	1771	976	16,76	6306	420	7,18
40Ш2	392	300	11,5	16,0		141,60	111,1	39700	2025	1125	16,75	7209	481	7,14
40Ш3	396	300	12,5	18,0		157,20	123,4	44740	2260	1259	16,87	8111	541	7,18
50Ш1	484	300	11,0	15,0	26	145,70	114,4	60930	2518	1403	20,45	6762	451	6,81
50Ш2	489	300	14,5	17,5		176,60	138,7	72530	2967	1676	20,26	7900	526	6,69
50Ш3	495	300	15,5	20,5		199,20	156,4	84200	3402	1923	20,56	9250	617	6,81
50Ш4	501	300	16,5	23,5		221,70	174,1	96150	3838	2173	20,82	10600	707	6,92

Номер профиля	мм						Площадь сечения, см ²	Линейная плотность, кг/м	Справочные величины для осей					
	h	b	s	t	r	I _x , см ⁴			I _y , см ⁴	X-X		Y-Y		
										W _x , см ³	S _x , см ³	W _y , см ³	S _y , см ³	
60Ш1	580	320	12,0	17,0	28	181,10	142,1	107300	3701	2068	24,35	9302	581	7,17
60Ш2	587	320	16,0	20,5		225,30	176,9	131800	4490	2544	24,19	11230	702	7,06
60Ш3	595	320	18,0	24,5		261,80	205,5	156900	5273	2997	24,48	13420	839	7,16
60Ш4	603	320	20,0	28,5		298,34	234,2	182500	6055	3455	24,73	15620	976	7,23
70Ш1	683	320	13,5	19,0	30	216,40	169,9	172000	5036	2843	28,19	10400	650	6,93
70Ш2	691	320	15,0	23,0		251,70	197,6	205500	5949	3360	28,58	12590	787	7,07
70Ш3	700	320	18,0	27,5		299,80	235,4	247100	7059	4017	28,72	15070	942	7,09
70Ш4	708	320	20,5	31,5		341,60	268,1	284400	8033	4598	28,85	17270	1079	7,11
70Ш5	718	320	23,0	36,5		389,7	305,9	330600	9210	5298	29,13	20020	1251	7,17
Колоновые двутавры														
20К1	195	200	6,5	10,0	13	52,82	41,5	3820	392	216	8,50	1334	133	5,03
20К2	198	200	7,0	11,5		59,70	46,9	4422	447	247	8,61	1534	153	5,07
23К1	227	240	7,0	10,5	14	66,51	52,2	6589	580	318	9,95	2421	202	6,03
23К2	230	240	8,0	12,0		75,77	59,5	7601	661	365	10,02	2766	231	6,04
26К1	255	260	8,0	12,0	16	83,08	65,2	10300	809	445	11,14	3517	271	6,51
26К2	258	260	9,0	13,5		93,19	73,2	11700	907	501	11,21	3957	304	6,52
26К3	262	260	10,0	15,5		105,90	83,1	13560	1035	576	11,32	4544	349	6,55
30К1	296	300	9,0	13,5	18	108,00	84,8	18110	1223	672	12,95	6079	405	7,50
30К2	300	300	10,0	15,5		122,70	96,3	20950	1395	771	13,06	6980	465	7,54
30К3	304	300	11,5	17,5		138,72	108,9	23910	1573	874	13,12	7881	525	7,54
35К1	343	350	10,0	15,0	20	139,70	109,7	31610	1843	1010	15,04	10720	613	8,76
35К2	348	350	11,0	17,5		160,40	125,9	37090	2132	1173	15,21	12510	717	8,83
35К3	353	350	13,0	20,0		184,10	144,5	42970	2435	1351	15,28	14300	815	8,81
40К1	393	400	11,0	16,5	22	175,80	138,0	52400	2664	1457	17,26	17610	880	10,00
40К2	400	400	13,0	20,0		210,96	165,6	64140	3207	1767	17,44	21350	1067	10,06
40К3	409	400	16,0	24,5		257,80	202,3	80040	3914	2180	17,62	26150	1307	10,07
40К4	419	400	19,0	29,5		308,60	242,2	98340	4694	2642	17,85	31500	1575	10,10
40К5	431	400	23,0	35,5		371,00	291,2	121570	5642	3217	18,10	37910	1896	10,11

Извлечение из ГОСТ 19903-74*
«Прокат листовой горячекатаный. Сортамент»

Размеры проката (мм), изготовляемого в листах

Толщина листов	Длина листов при ширине										
	1000	1100	1250	1400	1420	1500	1600	1700	1800	1900	2000
4, 4,5	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000
5, 5,5	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000
6, 6,5, 7	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000
7,5	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000
8, 8,5, 9	2000	2000	2000	2000	2000	2000	3000	3000	3000	3000	3000
9,5, 10	8000	8000	8000	8000	8000	12000	12000	12000	12000	12000	12000
11, 11,5	2000	2000	2000	2000	2000	2000	3000	3000	3000	3000	3000
12, 12,5	6000	6000	8000	8000	8000	12000	12000	12000	12000	10000	10000
13, 13,5	2500	2500	2500	2500	2500	3000	3000	3200	3200	3200	3200
14, 14,5	6500	6500	12000	12000	12000	12000	11000	11000	10000	10000	10000

Размеры проката (мм), изготовляемого в рулонах

Ширина проката	Толщина проката
1000	4,0; 4,5; 5,0; 5,3; 5,5; 6,0; 6,3; 7,0; 7,5; 8,0; 8,5; 9,0; 9,5; 10,0; 10,5; 11,0; 11,5; 12,0
1100	4,0; 4,5; 5,0; 5,3; 5,5; 6,0; 6,3; 7,0; 7,5; 8,0; 8,5; 9,0; 9,5; 10,0; 10,5; 11,0; 11,5; 12,0
1250	4,0; 4,5; 5,0; 5,3; 5,5; 6,0; 6,3; 7,0; 7,5; 8,0; 8,5; 9,0; 9,5; 10,0; 10,5; 11,0; 11,5; 12,0
1400	4,0; 4,5; 5,0; 5,3; 5,5; 6,0; 6,3; 7,0; 7,5; 8,0; 8,5; 9,0; 9,5; 10,0; 10,5; 11,0; 11,5; 12,0
1420	4,0; 4,5; 5,0; 5,3; 5,5; 6,0; 6,3; 7,0; 7,5; 8,0; 8,5; 9,0; 9,5; 10,0; 10,5; 11,0; 11,5; 12,0
1500	4,0; 4,5; 5,0; 5,3; 5,5; 6,0; 6,3; 7,0; 7,5; 8,0; 8,5; 9,0; 9,5; 10,0; 10,5; 11,0; 11,5; 12,0
1600	4,0; 4,5; 5,0; 5,3; 5,5; 6,0; 6,3; 7,0; 7,5; 8,0; 8,5; 9,0; 9,5; 10,0; 10,5; 11,0; 11,5; 12,0
1700	4,0; 4,5; 5,0; 5,3; 5,5; 6,0; 6,3; 7,0; 7,5; 8,0; 8,5; 9,0; 9,5; 10,0; 10,5; 11,0; 11,5; 12,0
1800	4,0; 4,5; 5,0; 5,3; 5,5; 6,0; 6,3; 7,0; 7,5; 8,0; 8,5; 9,0; 9,5; 10,0; 10,5; 11,0; 11,5; 12,0
1900	6,0; 6,3; 7,0; 7,5; 8,0; 8,5; 9,0; 9,5; 10,0
2000	6,0; 6,3; 7,0; 7,5; 8,0; 8,5; 9,0; 9,5; 10,0

Извлечение из ГОСТ 82-70*
«Прокат стальной горячекатаный широкополосный универсальный. Сортамент»

Размеры проката (мм), изготовляемого в листах

Толщина	6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40, 45, 50, 55, 60
Ширина	200, 210, 220, 240, 250, 260, 280, 300, 320, 340, 360, 380, 400, 420, 450, 460, 480, 500, 520, 530, 560, 600, 630, 650, 670, 700, 750, 800, 850, 900, 950, 1000, 1050

Извлечение из п. 7.4*. СНиП II-23-81*

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} R_y}{\bar{\lambda}_w^2}; \quad (75)$$

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

В формуле (75) коэффициент c_{cr} следует принимать:
для сварных балок - по табл. 21 в зависимости от значения коэффициента δ .

Таблица 21

δ	$\leq 0,8$	1,0	2,0	4,0	6,0	10,0	≥ 30
c_{cr}	30,0	31,5	33,3	34,6	34,8	35,1	35,5

$$\delta = \beta \frac{b_f}{h_{ef}} \left(\frac{t_f}{t} \right)^3; \quad (77)$$

где b_f и t_f - соответственно ширина и толщина сжатого пояса балки;

β - коэффициент, принимаемый по табл. 22;

h_{ef} - расчетная высота стенки; для сварных балок $h_{ef} = h_w$;

для балок на высокопрочных болтах $c_{cr} = 35,2$.

Таблица 22

Балки	Условия работы сжатого пояса	β
Подкрановые	Крановые рельсы не приварены	2
	Крановые рельсы приварены	∞
Прочие	При непрерывном опирании плит	∞
	В прочих случаях	0,8

Примечание. Для отсеков подкрановых балок, где сосредоточенная нагрузка приложена к распянутому поясу, при вычислении коэффициента δ следует принимать $\beta = 0,8$.

$$\text{В формуле (76)} \quad \bar{\lambda}_{ef} = \frac{d}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}},$$

где d - меньшая из сторон пластинки (h_{ef} или a);

μ - отношение большей стороны пластинки к меньшей.

Извлечение из табл. 34* СНиП II-23-81*

Вид сварки при диаметре сварочной проволоки d , мм	Положение шва	Коэффициент	Значения коэффициентов β_f и β_z при катетах швов, мм			
			3-8	9-12	14-16	18 и более
Автоматическая при $d = 3 - 5$	В лодочку	β_f	1,1		0,7	
		β_z	1,15		1,0	
	Нижнее	β_f	1,1	0,9	0,7	
		β_z	1,15	1,05	1,0	
Автоматическая и полуавтоматическая при $d = 1,4 - 2$	В лодочку	β_f	0,9	0,8	0,7	
		β_z	1,05	1,0		
	Нижнее, горизонтальное, вертикальное	β_f	0,9	0,8	0,7	
		β_z	1,05	1,0		
Ручная; полуавтоматическая проволокой сплошного сечения при $d < 1,4$ или порошковой проволокой	В лодочку, нижнее, горизонтальное, вертикальное, потолочное	β_f	0,7			
		β_z	1,0			

Извлечение из табл. 56 СНиП II-23-81*

Нормативные и расчетные сопротивления металла швов сварных соединений с угловыми швами

Сварочные материалы		$R_{сш}$, МПа (кгс/см ²)	$R_{сш}$, МПа (кгс/см ²)
тип электрода (по ГОСТ 9467-75)	марка проволоки		
Э42, Э42А	Св-08, Св-08А	410 (4200)	180 (1850)
Э46, Э46А	Св-08ГА	450 (4600)	200 (2050)
Э50, Э50А	Св-10ГА, Св-08Г2С, Св-08Г2СЦ, ПП-АН8, ПП-АН3	490 (5000)	215 (2200)
Э60	Св-08Г2С*, Св-08Г2СЦ, Св-10НМА, Св-10Г2	590 (6000)	240 (2450)
Э70	Св-10ХГ2СМА, Св-08ХН2ГМЮ	685 (7000)	280 (2850)
Э85	-	835 (8500)	340 (3450)

Извлечение из табл. 55* СНиП II-23-81*

Группы конструкций в климатических районах	Стали	Материалы для сварки			покрытыми электродами типов по ГОСТ 9467-75*	
		под флюсом		в углекислом газе (по ГОСТ 8050-85) или в его смеси с аргоном (по ГОСТ 10157-79*)		
		флюсов (по ГОСТ 9087-81*)	Марки сварочной проволоки (по ГОСТ 2246-70*)			
2, 3 и 4 - во всех районах, кроме I ₁ , I ₂ , II ₂ и III ₂	C235, C245, C255, C275, C285, 20, ВСт3кп, ВСт3пс, ВСт3сп	АН-348-А, Св-08А, Св-08ГА	Св-08Г2С		Э42, Э46	
		АН-47, АН-43, АН-17-М, АН-348-А	Св-10НМА, Св-10Г2, Св-08ГА, Св-10ГА	Э50		
		С345К	АН-348-А	Св-08Х1ДЮ	Э50А	
I - во всех районах, 2, 3 и 4 - в районах I ₁ , I ₂ , II ₂ и III ₂	C235, C245, C255, C275, C285, 20, ВСт3кп, ВСт3пс, ВСт3сп	АН-348-А	Св-08А, Св-08ГА	Св-08Г2С	Э42А, Э46А	
		АН-47, АН-43, АН-348-А	Св-10НМА, Св-10Г2, Св-08ГА, Св-10ГА		Э50А	
		С390, С390Т, С390К, С440, 16Г2АФ	АН-47, АН-17-М, АН-348-А	Св-10НМА, Св-10Г2, Св-08ГА, Св-10ГА	Э50А	
		С345К	АН-348-А	Св-08Х1ДЮ	Св-08ХГ2СДЮ	Э50А
		С590, С590К, С590КШ	АН-17-М	Св-08ХН2ГМЮ, Св-10НМА	Св-10ХГ2СМА, Св-08ХГСМА, Св-08Г2С	Э60, Э70

Извлечение из табл. 38* СНиП II-23-81*

Вид соединения	Вид сварки	Предел текучести стали, МПа (кгс/см ²)	Минимальные катеты швов k_f , мм, при толщине более толстого из свариваемых элементов t , мм						
			4-5	6-10	11-16	17-22	23-32	33-40	41-80
Тавровое с двусторонними угловыми швами; нахлесточное и угловое	Ручная	До 430 (4400)	4	5	6	7	8	9	10
		Св. 430 (4400) до 530 (5400)	5	6	7	8	9	10	12
	Автоматическая и полуавтоматическая	До 430 (4400)	3	4	5	6	7	8	9
		Св. 430 (4400) до 530 (5400)	4	5	6	7	8	9	10
Тавровое с односторонними угловыми швами	Ручная	До 380 (3900)	5	6	7	8	9	10	12
	Автоматическая и полуавтоматическая		4	5	6	7	8	9	10

Извлечение из табл. 72 СНиП II-23-81*

Гибкость λ	Коэффициенты ϕ для элементов из стали с расчетным сопротивлением R_s , МПа (кгс/см ²)													
	200 (2050)	240 (2450)	280 (2850)	320 (3250)	360 (3650)	400 (4100)	440 (4500)	480 (4900)	520 (5300)	560 (5700)	600 (6100)	640 (6550)		
10	988	987	985	984	983	982	981	980	979	978	977			
20	967	962	959	955	952	949	946	943	941	938	936			
30	939	931	924	917	911	905	900	895	891	887	883			
40	906	894	883	873	863	854	846	839	832	825	820			
50	869	852	836	822	809	796	785	775	764	746	729			
60	827	805	785	766	749	721	696	672	650	628	608			
70	782	754	724	687	654	623	595	568	542	518	494			
80	734	686	641	602	566	532	501	471	442	414	386			
90	665	612	565	522	483	447	413	380	349	326	305			
100	599	542	493	448	408	369	335	309	286	267	250			
110	537	478	427	381	338	306	280	258	239	223	209			
120	479	419	366	321	287	260	237	219	203	190	178			
130	425	364	313	276	247	223	204	189	175	163	153			
140	376	315	272	240	215	195	178	164	153	143	134			
150	328	276	239	211	189	171	157	145	134	126	118			
160	290	244	212	187	167	152	139	129	120	112	105			
170	259	218	189	167	150	136	125	115	107	100	094			
180	233	196	170	150	135	123	112	104	097	091	085			
190	210	177	154	136	122	111	102	094	088	082	077			
200	191	161	140	124	111	101	093	086	080	075	071			
210	174	147	128	113	102	093	085	079	074	069	065			
220	160	135	118	104	094	086	077	073	068	064	060			

Примечание. Значения коэффициентов ϕ в таблице увеличены в 1000 раз.

Извлечение из табл. 58* СНиП II-23-81*

Расчетные сопротивления срезу и растяжению болтов

Напряженное состояние	Условное обозначение	Расчетное сопротивление, МПа (кгс/см ²), болтов классов						
		4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	8.8	10.9
Срез	R_{bs}	150	160	190	200	230	320	400
		(1500)	(1600)	(1900)	(2000)	(2300)	(3200)	(4000)
Растяжение	R_{bt}	170	160	210	200	250	400	500
		(1700)	(1600)	(2100)	(2000)	(2500)	(4000)	(5000)

Извлечение из табл. 59* СНиП II-23-81*

Расчетные сопротивления смятию элементов, соединяемых болтами

Временное сопротивление стали соединяемых элементов, МПа (кгс/мм ²)	Расчетные сопротивления, МПа (кгс/см ²), смятию элементов, соединяемых болтами	
	класса точности А	классов точности В и С, высокопрочных без регулируемого натяжения
360 (37)	475 (4800)	430 (4350)
365 (37)	485 (4900)	440 (4450)
370 (38)	495 (5100)	450 (4600)
380 (39)	515 (5300)	465 (4800)
390 (40)	535 (5500)	485 (5000)
400 (41)	560 (5750)	505 (5200)
430 (44)	625 (6400)	565 (5800)
440 (45)	650 (6650)	585 (6000)
450 (46)	675 (6900)	605 (6200)
460 (47)	695 (7150)	625 (6400)
470 (48)	720 (7350)	645 (6600)
480 (49)	745 (7600)	670 (6850)
490 (50)	770 (7850)	690 (7050)
500 (51)	795 (8150)	710 (7250)
510 (52)	825 (8400)	735 (7500)
520 (53)	850 (8650)	760 (7750)
530 (54)	875 (8950)	780 (7950)
540 (55)	905 (9200)	805 (8200)
570 (58)	990 (10050)	880 (8950)
590 (60)	1045 (10600)	930 (9450)

Извлечение из табл. 35* СНиП II-23-81*

Характеристика соединения	Коэффициент условий работы соединения γ_b
1. Многоболтовое в расчетах на срез и смятие при болтах: класса точности А классов точности В и С, высокопрочных с нерегулируемым натяжением	1,0 0,9
2. Одноболтовое и многоболтовое в расчете на смятие при $a = 1,5d$ и $b = 2d$ в элементах конструкций из стали с пределом текучести, МПа (кгс/см ²): до 285 (2900) св. 285 (2900) до 380 (3900)	0,8 0,75

Примечания: 1. Коэффициенты, установленные в поз. 1 и 2, следует учитывать одновременно.

2. При значениях расстояний a и b , промежуточных между указанными в поз. 2 и в табл. 39, коэффициент γ_b следует определять линейной интерполяцией

Обозначения, принятые в табл. 35*:

a - расстояние вдоль усилия от края элемента до центра ближайшего отверстия;

b - то же, между центрами отверстий;

d - диаметр отверстия для болта.

Извлечение из табл. 39* СНиП II-23-81*

Характеристика расстояния	Расстояния при размещении болтов
1. Расстояния между центрами болтов в любом направлении: а) минимальное б) максимальное в крайних рядах при отсутствии окаймляющих уголков при растяжении и сжатии в) максимальное в средних рядах, а также в крайних рядах при наличии окаймляющих уголков: при растяжении « сжатии	$\frac{2,5d}{8d}$ или $12t$ $16d$ или $24t$ $12d$ или $18t$
2. Расстояния от центра болта до края элемента: а) минимальное вдоль усилия б) то же, поперек усилия: при обрезных кромках « прокатных в) максимальное г) минимальное для высокопрочных болтов при любой кромке и любом направлении усилия	$2d$ $\frac{1,5d}{1,2d}$ $4d$ или $8t$ $\frac{1,3d}{1,3d}$

* В соединяемых элементах из стали с пределом текучести свыше 380 МПа (3900 кгс/см²) минимальное расстояние между болтами следует принимать равным $3d$.

Обозначения, принятые в табл. 39:

d - диаметр отверстия для болта; t - толщина наиболее тонкого наружного элемента.

Извлечение из табл. 36* СНиП II-23-81*

Способ обработки (очистки) соединяемых поверхностей	Способ регулирования натяжения болтов	Коэффициент трения μ	Коэффициенты γ_n при нагрузке и при разности номинальных диаметров отверстий и болтов δ , мм	
			динамической и при $\delta = 3-6$; статической и при $\delta = 5-6$	динамической и при $\delta = 1$; статической и при $\delta = 1-4$
1. Дробеметный или дробеструйный двух поверхностей без консервации	По M « a	0,58 0,58	1,35 1,20	1,12 1,02
2. То же, с консервацией (металлизацией распылением цинка или алюминия)	« M « a	0,50 0,50	1,35 1,20	1,12 1,02
3. Дробью одной поверхности с консервацией полимерным клеем и посыпкой карборундовым порошком, стальными щетками без консервации - другой поверхности	« M « a	0,50 0,50	1,35 1,20	1,12 1,02
4. Газопламенный двух поверхностей без консервации	« M « a	0,42 0,42	1,35 1,20	1,12 1,02
5. Стальными щетками двух поверхностей без консервации	« M « a	0,35 0,35	1,35 1,25	1,17 1,06
6. Без обработки	« M « a	0,25 0,25	1,70 1,50	1,30 1,20

Примечания: 1. Способ регулирования натяжения болтов по M означает регулирование по моменту закручивания, а по a - по углу поворота гайки.

2. Допускаются другие способы обработки соединяемых поверхностей, обеспечивающие значения коэффициентов трения μ не ниже указанных в таблице.

Извлечение из табл. 61* СНиП II-23-81*

Механические свойства высокопрочных болтов по ГОСТ 22356-77*

Номинальный диаметр резьбы d , мм	Марка стали по ГОСТ 4543-71*	Наименьшее временное сопротивление R_{bmin} , Н / мм ² (кгс/мм ²)
От 16 до 27	40X «селект»	1100 (110)
	30X3МФ, 30X2НМФА	1350 (135)
30	40X «селектг»	950 (95)
	30X3МФ, 35X2АФ	1200 (120)
36	40X «селект»	750 (75)
	30X3МФ	1100 (110)
42	40X «селект»	650 (65)
	30X3МФ	1000 (100)
48	40X «селект»	600 (60)
	30X3МФ	900 (90)

Извлечение из табл. 62* СНиП II-23-81*

Площади сечения болтов согласно СТ СЭВ 180-75,
СТ СЭВ 181-75 и СТ СЭВ 182-75

<i>d</i> , мм	16	18*	20	22*	24	27*	30	36	42	48
A_b , см ²	2,01	2,54	3,14	3,80	4,52	5,72	7,06	10,17	13,85	18,09
A_{br} , см ²	1,57	1,92	2,45	3,03	3,52	4,39	5,60	8,16	11,20	14,72

* Болты указанных диаметров применять не рекомендуется.

Извлечение из ГОСТ 8240-97
«Швеллеры стальные горячекатаные. Сортамент»

Основные параметры и размеры

- По форме и размерам швеллеры изготовляют следующих серий:
У - с уклоном внутренних граней полок,
П - с параллельными гранями полок;
Условные обозначения величин, характеризующих свойства швеллера:
h - высота (швеллера);
b - ширина полки;
s - толщина стенки;
t - толщина полки;
R - радиус внутреннего закругления;
r - радиус закругления полки;
 X_0 - расстояние от оси Y-Y до наружной грани стенки;
F - площадь поперечного сечения;
I - момент инерции;
W - момент сопротивления;
i - радиус инерции;
 S_x - статический момент полусечения.
- Поперечное сечение швеллеров серии У должно соответствовать приведенному на рис. П19.1, серий П - на рис. П19.2.
- Размеры швеллеров, площадь поперечного сечения, масса 1 м и справочные значения для осей должны соответствовать приведенным в табл. П19.1-2.

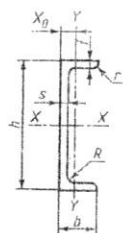


Рис. П. 19.1

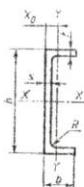


Рис. П. 19.2

Швеллеры с уклоном внутренних граней полок

Номер серии У	h	b	s	t	R не более	r	<i>F</i> , см ²	Лин. плотн. кг/м	Справочные значения для осей						X_0 , см	
									Х-Х			Y-Y				
									I_x , см ⁴	W_{x3} , см ³	i_x , см	S_{x3} , см ³	I_y , см ⁴	W_{y3} , см ³		i_y , см
5У	50	32	4,4	7,0	6,0	2,5	6,16	4,84	22,8	9,1	1,92	5,59	5,61	2,75	0,95	1,16
6,5У	65	36	4,4	7,2	6,0	2,5	7,51	5,90	48,6	15,0	2,54	9,00	8,70	3,68	1,08	1,24
8У	80	40	4,5	7,4	6,5	2,5	8,98	7,05	89,4	22,4	3,16	13,30	12,80	4,75	1,19	1,31
10У	100	46	4,5	7,6	7,0	3,0	10,90	8,59	174,0	34,8	3,99	20,40	20,40	6,46	1,37	1,44
12У	120	52	4,8	7,8	7,5	3,0	13,30	10,40	304,0	50,6	4,78	29,60	31,20	8,52	1,53	1,54
14У	140	58	4,9	8,1	8,0	3,0	15,60	12,30	491,0	70,2	5,60	40,80	45,40	11,00	1,70	1,67
16У	160	64	5,0	8,4	8,5	3,5	18,10	14,20	747,0	93,4	6,42	54,10	63,30	13,80	1,87	1,80
16аУ	160	68	5,0	9,0	8,5	3,5	19,50	15,30	823,0	103,0	6,49	59,40	78,80	16,40	2,01	2,00
18У	180	70	5,1	8,7	9,0	3,5	20,70	16,30	1090,0	121,0	7,24	69,80	86,00	17,00	2,04	1,94
18аУ	180	74	5,1	9,3	9,0	3,5	22,20	17,40	1190,0	132,0	7,32	76,10	105,00	20,00	2,18	2,13
20У	200	76	5,2	9,0	9,5	4,0	23,40	18,40	1520,0	152,0	8,07	87,80	113,00	20,50	2,20	2,07
22У	220	82	5,4	9,5	10,0	4,0	26,70	21,00	2110,0	192,0	8,89	110,00	151,00	25,10	2,37	2,21
24У	240	90	5,6	10,0	10,5	4,0	30,60	24,00	2900,0	242,0	9,73	139,00	208,00	31,60	2,60	2,42
27У	270	95	6,0	10,5	11,0	4,5	35,20	27,70	4160,0	308,0	10,90	178,00	262,00	37,30	2,73	2,47
30У	300	100	6,5	11,0	12,0	5,0	40,50	31,80	5810,0	387,0	12,00	224,00	327,00	43,60	2,84	2,52
33У	330	105	7,0	11,7	13,0	5,0	46,50	36,50	7980,0	484,0	13,10	281,00	410,00	51,80	2,97	2,59
36У	360	110	7,5	12,6	14,0	6,0	53,40	41,90	10820,0	601,0	14,20	350,00	513,00	61,70	3,10	2,68
40У	400	115	8,0	13,5	15,0	6,0	61,50	48,30	15220,0	761,0	15,70	444,00	642,00	73,40	3,23	2,75

Таблица П19.2

Швеллеры с параллельными гранями полок

Номер серии П	h	b	s	t	R не более	r	<i>F</i> , см ²	Лин. плотн. кг/м	Справочные значения для осей						X_0 , см	
									Х-Х			Y-Y				
									I_x , см ⁴	W_{x3} , см ³	i_x , см	S_{x3} , см ³	I_y , см ⁴	W_{y3} , см ³		i_y , см
5П	50	32	4,4	7,0	6,0	3,5	6,16	4,84	22,8	9,1	1,92	5,61	5,95	2,99	0,98	1,21
6,5П	65	36	4,4	7,2	6,0	3,5	7,51	5,90	48,8	15,0	2,55	9,02	9,35	4,06	1,12	1,29
8П	80	40	4,5	7,4	6,5	3,5	8,98	7,05	89,8	22,5	3,16	13,30	13,90	5,31	1,24	1,38
10П	100	46	4,5	7,6	7,0	4,0	10,90	8,59	175,0	34,9	3,99	20,50	22,60	7,37	1,44	1,53
12П	120	52	4,8	7,8	7,5	4,5	13,30	10,40	305,0	50,8	4,79	29,70	34,90	9,84	1,62	1,66
14П	140	58	4,9	8,1	8,0	4,5	15,60	12,30	493,0	70,4	5,61	40,90	51,50	12,90	1,81	1,82
16П	160	64	5,0	8,4	8,5	5,0	18,10	14,20	750,0	93,8	6,44	54,30	72,80	16,40	2,00	1,97
16аП	160	68	5,0	9,0	8,5	5,0	19,50	15,30	827,0	103,0	6,51	59,50	90,50	19,60	2,15	2,19
18П	180	70	5,1	8,7	9,0	5,0	20,70	16,30	1090,0	121,0	7,26	70,00	100,00	20,60	2,20	2,14
18аП	180	74	5,1	9,3	9,0	5,0	22,20	17,40	1200,0	133,0	7,34	76,30	123,00	24,30	2,35	2,36
20П	200	76	5,2	9,0	9,5	5,5	23,40	18,40	1530,0	153,0	8,08	88,00	134,00	25,20	2,39	2,30
22П	220	82	5,4	9,5	10,0	6,0	26,70	21,00	2120,0	193,0	8,90	111,00	178,00	31,00	2,58	2,47
24П	240	90	5,6	10,0	10,5	6,0	30,60	24,00	2910,0	243,0	9,75	139,00	248,00	39,50	2,85	2,72
27П	270	95	6,0	10,5	11,0	6,5	35,20	27,70	4180,0	310,0	10,90	178,00	314,00	46,70	2,99	2,78
30П	300	100	6,5	11,0	12,0	7,0	40,50	31,80	5830,0	389,0	12,00	224,00	393,00	54,80	3,12	2,83
33П	330	105	7,0	11,7	13,0	7,5	46,50	36,50	8010,0	486,0	13,10	281,00	491,00	64,60	3,25	2,90
36П	360	110	7,5	12,6	14,0	8,5	53,40	41,90	10850,0	603,0	14,30	350,00	611,00	76,30	3,38	2,99
40П	400	115	8,0	13,5	15,0	9,0	61,50	48,30	15260,0	763,0	15,80	445,00	760,00	89,90	3,51	3,05

Формы спецификации стали с примером заполнения, ведомости монтажных метизов и двух таблиц

Спецификация стали С245 по ГОСТ 27772-85, кроме оговоренной

Марка	Поз.	Сечение	Длина, мм	Кол.		Масса, кг			Сталь	Общ. масса на черт.	Примечания
				т	н	поз.	всех	марки			
РЗ	25	L 75x6	1857	1	1	12,8	25,6	27			
	26	- 60x10	100	2	-	0,5	1,0				
Масса наплавленного металла 1 %											
Р4	26	- 60x10	100	2	-	0,5	1,0	12	4.11		
	27	L 75x6	759	2	-	5,2	10,5				
Масса наплавленного металла 1 %											
П1	29	C 22	8840	1	-	185,6	186				

Ведомость монтажных метизов

Номер п/п	Наименование	Класс прочности	Защит	Длина	Длина нарезки	Кол-во	Масса, кг		ГОСТ	Примечания
							шт.	общ.		

Таблица заводских сварных швов на 1 марку в м

Отпр. марка	Катет, вид шва				

Требуется изготовить

Отпр. марка	Кол. шт.	Масса, кг	
		шт.	общ.

Введение	3
Описание проектируемого объекта	3
1. Второстепенная балка	6
1.1. Сбор нагрузок на второстепенную балку	6
1.2. Подбор сечения второстепенной балки	7
1.3. Проверка сечения второстепенной балки	8
1.4. Пример 1. Расчет второстепенной балки	9
2. Главная балка	10
2.1. Сбор нагрузок на главную балку	10
2.2. Подбор сечения главной балки	11
2.3. Проверка несущей способности главной балки	14
2.4. Пример 2. Расчет главной балки	15
2.5. Изменения сечения главной балки	17
2.6. Расстановка поперечных ребер жесткости	19
2.7. Проверка местной устойчивости элементов балки	20
2.7.1. Проверка местной устойчивости сжатой полки	20
2.7.2. Проверка местной устойчивости стенки	21
2.8. Расчет поясных швов	22
2.9. Укрепление стенки над опорой	23
2.10. Монтажный стык главной балки	26
2.10.1. Общие положения. Определение параметров накладок	26
2.10.2. Стык полки	28
2.10.2.1. Определение несущей способности соединения, приходящейся на один обычный болт	29
2.10.2.2. Конструирование стыка полки на обычных болтах	30
2.10.2.3. Определение несущей способности соединения, приходящейся на один высокопрочный болт	31
2.10.2.4. Особенности конструирования стыка полки на высокопрочных болтах	32
2.10.3. Стык стенки	33
3. Колонна	35
1.1. Общие положения. Расчетная схема	35
1.2. Сплошная центрально сжатая колонна	38
1.2.1. Подбор сечения сплошной центрально сжатой колонны	38
1.2.2. Проверка сечения сплошной центрально сжатой колонны	39
1.2.3. Проверка гибкости сплошной колонны	40
1.2.4. Проверка местной устойчивости полки	40
1.2.5. Проверка местной устойчивости стенки	41
1.3. Сварная центрально сжатая колонна	42
1.3.1. Конструктивные особенности сквозной колонны	42
1.3.2. Подбор сечения сплошной центрально сжатой колонны	42
1.3.2.1. Подбор и проверка сечения относительно материальной оси	42
1.3.2.2. Подбор сечения относительно свободной оси	44
1.3.3. Расчет планки колонны	45
1.3.4. Расчет оголовка колонны	48
1.3.5. Расчет базы колонны	50

4. Состав графической части курсового проекта	54
4.1. Состав чертежа КМ	54
4.2. Состав чертежа КМД	55
Библиографический список	56
Приложение 1. Извлечение из табл. 51* СНиП II-23-81*	57
Приложение 2. Извлечение из табл. 66 СНиП II-23-81*	58
Приложение 3. Извлечение из ГОСТ 26020-83 «Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок»	58
Приложение 4. Извлечение из ГОСТ 19903-74* «Прокат листовой горячекатаный. Сортамент»	62
Приложение 5. Извлечение из ГОСТ 82-70* «Прокат стальной горячекатаный широкополосный универсальный. Сортамент»	62
Приложение 6. Извлечение из п. 7.4* СНиП II-23-81*	63
Приложение 7. Извлечение из табл. 34* СНиП II-23-81*	64
Приложение 8. Извлечение из табл. 56 СНиП II-23-81*	64
Приложение 9. Извлечение из табл. 55* СНиП II-23-81*	65
Приложение 10. Извлечение из табл. 38* СНиП II-23-81*	66
Приложение 11. Извлечение из табл. 72 СНиП II-23-81*	66
Приложение 12. Извлечение из табл. 58* СНиП II-23-81*	67
Приложение 13. Извлечение из табл. 59* СНиП II-23-81*	67
Приложение 14. Извлечение из табл. 35* СНиП II-23-81*	68
Приложение 15. Извлечение из табл. 39* СНиП II-23-81*	68
Приложение 16. Извлечение из табл. 36* СНиП II-23-81*	69
Приложение 17. Извлечение из табл. 61* СНиП II-23-81*	69
Приложение 18. Извлечение из табл. 62* СНиП II-23-81*	70
Приложение 19. Извлечение из ГОСТ 8240-97 «Швеллеры стальные горячекатаные. Сортамент»	70
Приложение 20. Формы спецификации стали с примером заполнения, ведомости монтажных метизов и двух таблиц	72

Учебное издание

Колодежнов Сергей Николаевич

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ
РАБОЧЕЙ ПЛОЩАДКИ**

*Учебно-методическое пособие
к выполнению первого курсового проекта
по металлургическим конструкциям для студентов,
обучающихся по направлению 270100 «Строительство»*

Редактор Черкасова Т.О

Подписано в печать 12.09.2011. Формат 60 × 84 1/16. Уч.-изд. л. 4,7. Усл.-печ. л. 4,8.
Бумага писчая. Тираж 320 экз. Заказ № 438

Отпечатано: отдел оперативной полиграфии
издательства учебной литературы и учебно-методических пособий
Воронежского государственного архитектурно-строительного университета
394006 Воронеж, ул. 20-летия Октября, 84

Опечатки
в учебно-методическом пособии
«Проектирование металлических конструкций рабочей площадки»

В каком месте	Напечатано	Должно быть
Стр.25, формула (71)	$I_{con} = t_r b_r / 12$	$I_{con} = t_r b_r^3 / 12$
Стр.25, абзц после формулы (74), строка 3	в зависимости от толщины полки t_r	в зависимости от толщины ребра t_r